



UNIVERSIDAD DE JAÉN
Escuela Politécnica Superior de Linares

Trabajo Fin de Grado

**REFORMA Y
REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO
DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN
JAÉN**

Alumno: Jesús Aguilar Romero

Tutor: Jesús Donaire Ávila

Depto.: Ingeniería Mecánica y Minera

Septiembre, 2024



UNIVERSIDAD DE JAÉN

Campus Científico - Tecnológico de Linares

Departamento de Ingeniería Mecánica y Minera

Don Jesús Donaire Ávila, como tutor del Trabajo Fin de Grado titulado: “**Reforma y reacondicionamiento sísmico de un edificio existente en Jaén**” autoriza su presentación para defensa y evaluación en el Campus Científico - Tecnológico de Linares.

Jaén, Septiembre de 2024.

El alumno:

Jesús Aguilar Romero.

El tutor:

DONAIRE
AVILA JESUS
- 44292641T

Firmado
digitalmente por
DONAIRE AVILA
JESUS - 44292641T
Fecha: 2024.07.23
17:39:13 +02'00'

Jesús Donaire Ávila.

INDICE

1. RESUMEN	5
2. ABSTRACT	5
3. OBJETIVO	6
4. EDIFICIO A REACONDICIONAR	7
4.1. Datos del emplazamiento	7
4.2. Normativa aplicable	9
4.3. Datos Geométricos	9
4.3.1. Cotas de planta	9
5. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE	11
5.1. Datos previos	11
5.2. Acciones	11
5.2.1. Permanentes	11
5.2.1.1. Peso propio	11
5.2.2. Variables	12
5.2.2.1. Sobre cargas de uso	12
5.2.2.2. Nieve	12
5.2.2.3. Viento	13
5.2.3. Accidentales	15
5.2.3.1. Sismo	15
5.2.3.2. Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE - 94)	15
5.2.3.2.1. Clasificación de la construcción	15
5.2.3.2.2. Mapa de peligrosidad sísmica. Aceleración sísmica básica.	16
5.2.3.2.3. Aceleración sísmica de cálculo	17
5.3. Materiales	17
5.4. Cálculo de la estructura	18
5.4.1. Estimación del canto del forjado	18

5.4.2.	Cimentación.....	19
5.4.3.	Estimación del canto de losa de cimentación	19
5.4.4.	Resultados del cálculo.....	22
5.4.4.1.	Pilares	22
5.4.4.1.1.	Estudio de pilares singulares	24
5.4.4.1.1.1.	Pilar 1.....	24
5.4.4.1.1.1.1.	Dimensionamiento armadura del Pilar 1.....	24
5.4.4.1.1.1.2.	Solicitaciones en el Pilar 1	24
5.4.4.1.1.1.3.	Distorsión en el Pilar 1.....	25
5.4.4.1.1.2.	Pilar 7.....	27
5.4.4.1.1.2.1.	Dimensionamiento armadura del Pilar 7.....	27
5.4.4.1.1.2.2.	Solicitaciones en el pilar 7.....	28
5.4.4.1.1.2.3.	Distorsión del Pilar 7	29
5.4.4.1.1.3.	Pilar 12	30
5.4.4.1.1.3.1.	Dimensionamiento armadura del Pilar 12	30
5.4.4.1.1.3.2.	Solicitaciones en el pilar 12	31
5.4.4.1.1.3.3.	Distorsión del Pilar 12.....	32
5.4.4.2.	Vigas.....	33
5.4.4.2.1.	Viga del Pórtico 6 (Exterior).....	34
5.4.4.2.1.1.	Dimensionamiento del armado.....	34
5.4.4.2.1.2.	Solicitaciones en la viga	35
5.4.4.2.2.	Viga del Pórtico 12 (Interior).....	35
5.4.4.2.2.1.	Dimensionamiento del armado.....	35
5.4.4.2.2.2.	Solicitaciones en la viga	36
6.	CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA QUE CONTEMPLA LA REFORMA DEL	
EDIFICIO	37	
6.1.	Datos previos	37
6.2.	Materiales	37

6.3. Cálculo de la estructura	38
6.3.1. Estimación del canto del forjado	38
6.3.1.1. Estimación del nuevo forjado	39
6.3.1.2. Tipología del nuevo forjado.....	40
6.3.2. Cimentación.....	41
6.3.3. Resultados del cálculo.....	42
6.3.3.1. Pilares	42
6.3.3.1.1. Estudio de pilares singulares	42
6.3.3.1.1.1. Pilar 1.....	42
6.3.3.1.1.1.1. Dimensionamiento armadura Pilar 1	42
6.3.3.1.1.1.2. Solicitaciones en el pilar 1.....	42
6.3.3.1.1.1.3. Distorsión en el Pilar 1	43
6.3.3.1.1.2. Pilar 7.....	45
6.3.3.1.1.2.1. Dimensionamiento armadura Pilar 7	45
6.3.3.1.1.2.2. Solicitaciones en el pilar 7.....	46
6.3.3.1.1.2.3. Distorsión en el Pilar 12.....	46
6.3.3.1.1.3. Pilar 12	47
6.3.3.1.1.3.1. Dimensionamiento armadura Pilar 12.....	47
6.3.3.1.1.3.2. Solicitaciones en el pilar 12	47
6.3.3.1.1.3.3. Distorsión en el Pilar 7.....	48
6.3.3.2. Vigas.....	49
6.3.3.2.1. Viga del Pórtico 6 (Exterior).....	49
6.3.3.2.1.1. Dimensionamiento del armado.....	49
6.3.3.2.1.2. Solicitaciones en la viga	50
6.3.3.2.2. Viga del Pórtico 12 (Exterior)	51
6.3.3.2.2.1. Dimensionamiento del armado.....	51
6.3.3.2.2.2. Solicitaciones en la viga	52

7. EVALUACIÓN DEL RECÁLCULO DE LA ESTRUCTURA CON NIVELES DE PELIGROSIDAD SÍSMICA ACTUALIZADA	53
7.1. Actualización de Mapas de Peligrosidad Sísmica.....	53
7.2. Resultado y soluciones frente a la actualización de peligrosidad sísmica	54
7.2.1. Posibles soluciones.....	56
8. ESTIMACIÓN ECONÓMICA.....	57
9. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.....	59
10. BIBLIOGRAFÍA.....	61
11. ANEXOS.....	62
10.1 Planos.....	62
10.2. listados	63

1. RESUMEN

El objeto del presente estudio técnico “**Reforma y reacondicionamiento sísmico de un edificio existente en Jaén**” se propone la reforma de un edificio para adaptarla a nuevos usos contemplando la nueva normativa vigente en el sector de la construcción.

De manera adicional se tendrá en cuenta una evaluación de la estructura recalculada (año 2024) para tener en cuenta los nuevos niveles de peligrosidad sísmica que el Instituto Geográfico Nacional (IGN) ha determinado para la provincia de Jaén.

Por último, se determinará, apoyándose en los resultados obtenidos, si es necesario el posible refuerzo de la estructura debido a las solicitudes actualizadas.

2. ABSTRACT

The purpose of this technical study, "**Reform and Seismic Retrofit of an Existing Building in Jaén**" is to propose the renovation of a building to adapt it to new uses, considering the current regulations in the construction sector.

Additionally, an evaluation of the recalculated structure (year 2024) will be taken into account to consider the new seismic hazard levels that the National Geographic Institute (IGN) has determined for the province of Jaén.

Finally, based on the results obtained, it will be determined, if necessary, whether the structure needs reinforcement due to the updated demands.

3. OBJETIVO

El objetivo del proyecto es el estudio para la reforma de un edificio de seis plantas, situado en la calle Martínez Molina nº 23 en Jaén. Dicho edificio ya está ejecutado y finalizado a fecha de marzo de 2002. Al no disponer de los planos estructurales del edificio, se calculará la estructura en primer modo conforme a la normativa vigente en el momento de ejecución del edificio.

De manera adicional, se contemplará la evaluación del recálculo realizado para ver el comportamiento del edificio.

Este aspecto se hace de vital importancia debido a que cuando se calculó la estructura la aceleración sísmica básica (a_b) contemplada para el municipio de Jaén era de 0.07g y tras reciente estudios del “Instituto Andaluz Universitario de Geofísica y Prevención de Desastres Sísmicos” en la actualización de mapas de peligrosidad nos indican que dicha aceleración se ha incrementado para el municipio de Jaén hasta el valor de 0.13g.

Estos datos suponen una mayor solicitud a la estructura de los edificios contruidos con anterioridad al estudio.

4. EDIFICIO A REACONDICIONAR

En este apartado se procederá a determinar los datos de emplazamiento, las características del edificio, la normativa aplicable tanto en el cálculo como en el recálculo de la estructura y sus datos geométricos.

4.1. Datos del emplazamiento

El municipio donde está ubicado el edificio es en Jaén (capital), localidad ubicada al Oeste de la provincia.

Se trata de un edificio tipo residencial, el cual cuenta con una superficie en planta de 324 m² y 6 plantas sobre la rasante.



Figura 1. Fachada del edificio.

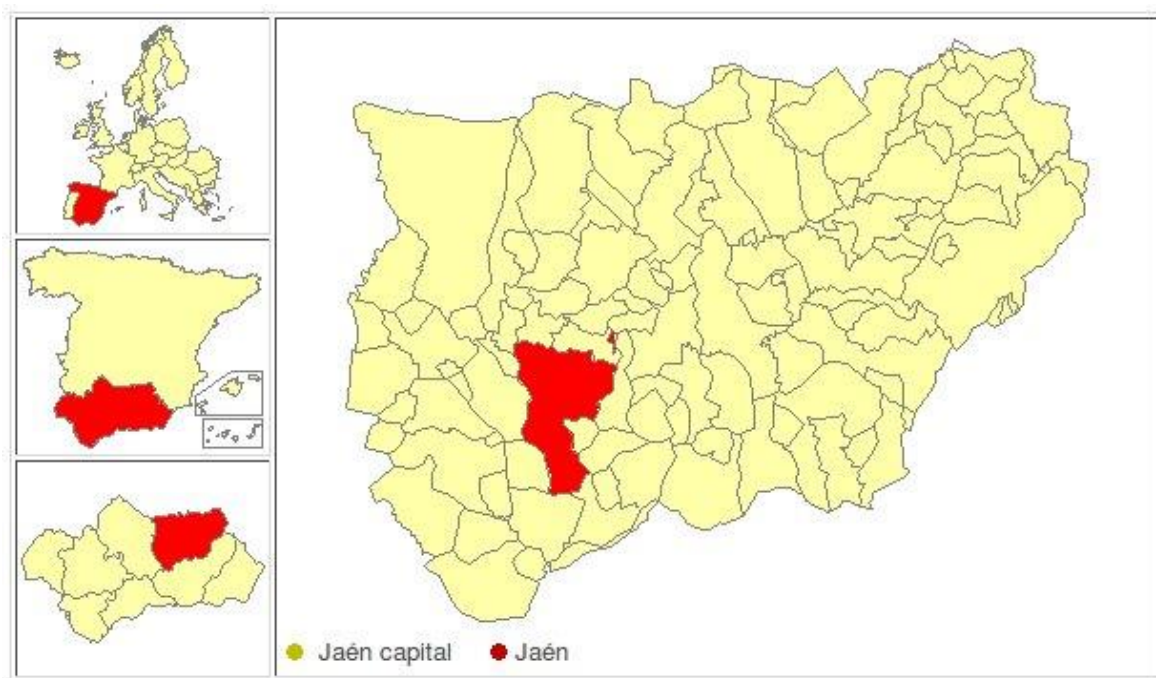


Figura 2a. Localización del término municipal de Jaén capital en la Provincia de Jaén.

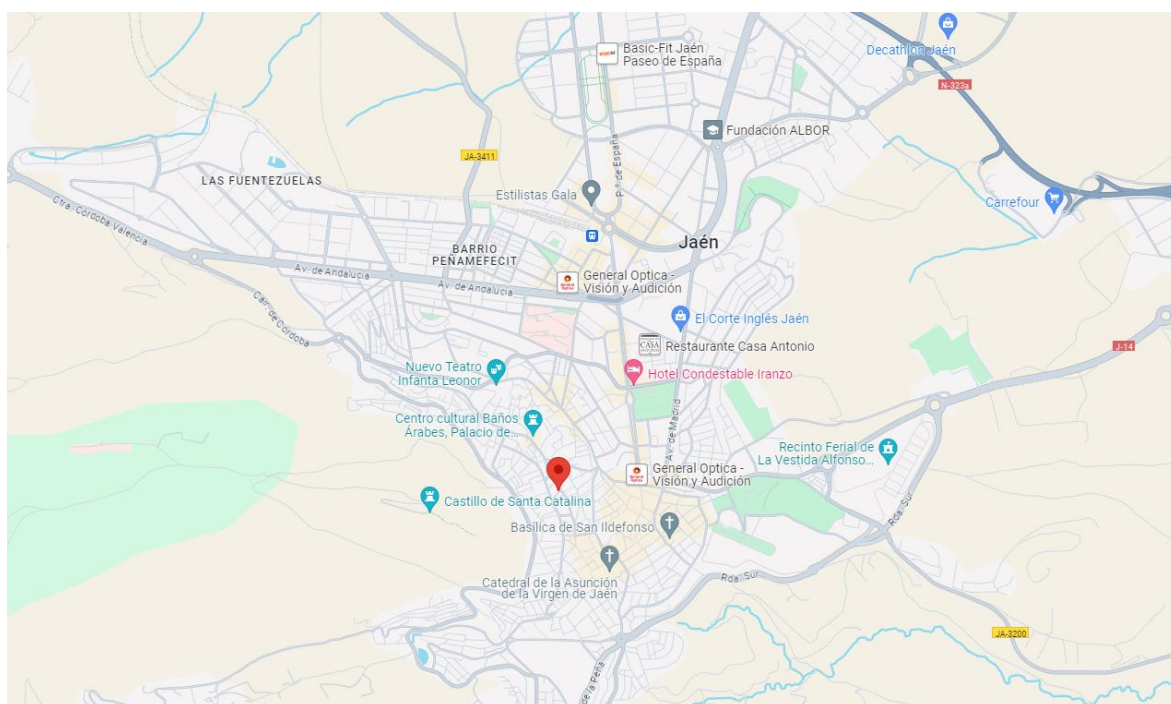


Figura 2b. Emplazamiento del edificio dentro del municipio.

4.2. Normativa aplicable

La normativa aplicable tanto en el cálculo como en el recálculo de la estructura es la siguiente:

Normativa vigente en el año 2000:

- Norma Básica de la Edificación: Acciones en la Edificación (NBE AE-88)
- Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-94)
- EHE-98. Instrucción de Hormigón Estructural EHE

Normativa Vigente en el año 2024:

- Código Estructural
- Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes
- Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE - 02)

4.3. Datos Geométricos

4.3.1. Cotas de planta

Se trata de un edificio destinado a uso residencial, el cual consta de 6 plantas (Planta baja + 3 plantas + cubierta). La altura entre plantas es la siguiente:

- Entre el nivel de la cimentación a cota +0,00 y el forjado de planta primera la altura es de 3,80 metros, ya que la planta baja está destinada a uso comercial.
- La altura de la planta primera y de la planta segunda es de 2,80 metros. En el caso de planta segunda la altura en algunos puntos es de 4,40 metros de altura, que es una semiplanta como se puede apreciar en la figura 4.
- La semiplanta, siendo el forjado 3 de la estructura cuanta con una cota hasta techo de 2,45 metros de altura.
- Por último, encontramos una terraza transitable (no comunitaria) en conjunto con una cubierta inclinada a una cota máxima de 13 metros de altura.

En la tabla 9, se desglosa la altura de planta y la cota sobre la rasante de cada planta:

Tabla 9. Altura de Planta y cotas de planta.

FORJADO	ALTURA (m)	COTA (m)
Cota máxima	1,15	+13,00
Cubierta	2,45	+11,85
Entreplanta	2,80	+9,40
Planta segunda	2,80	+6,60
Planta Primera	3,80	+3,80
Cimentación		+0,00

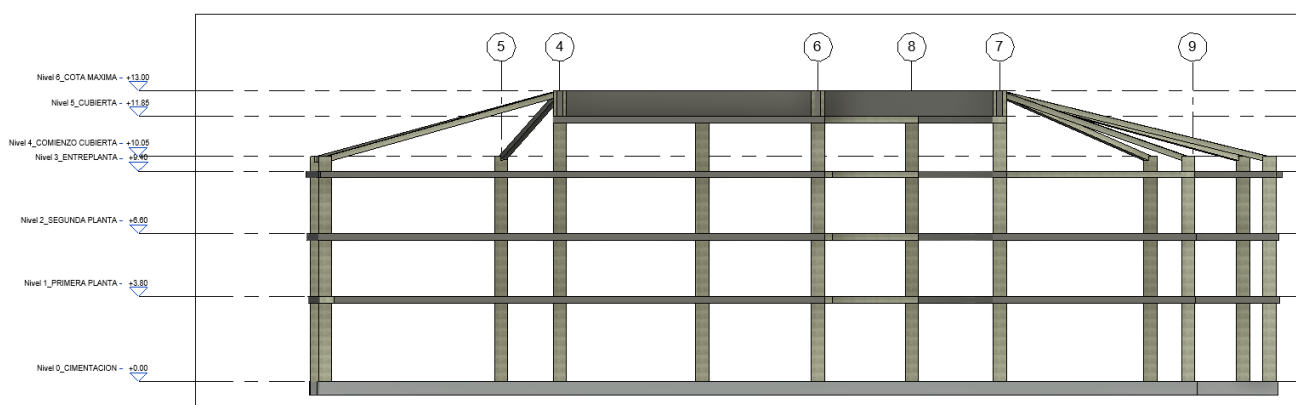


Figura 4. Cotas del edificio.

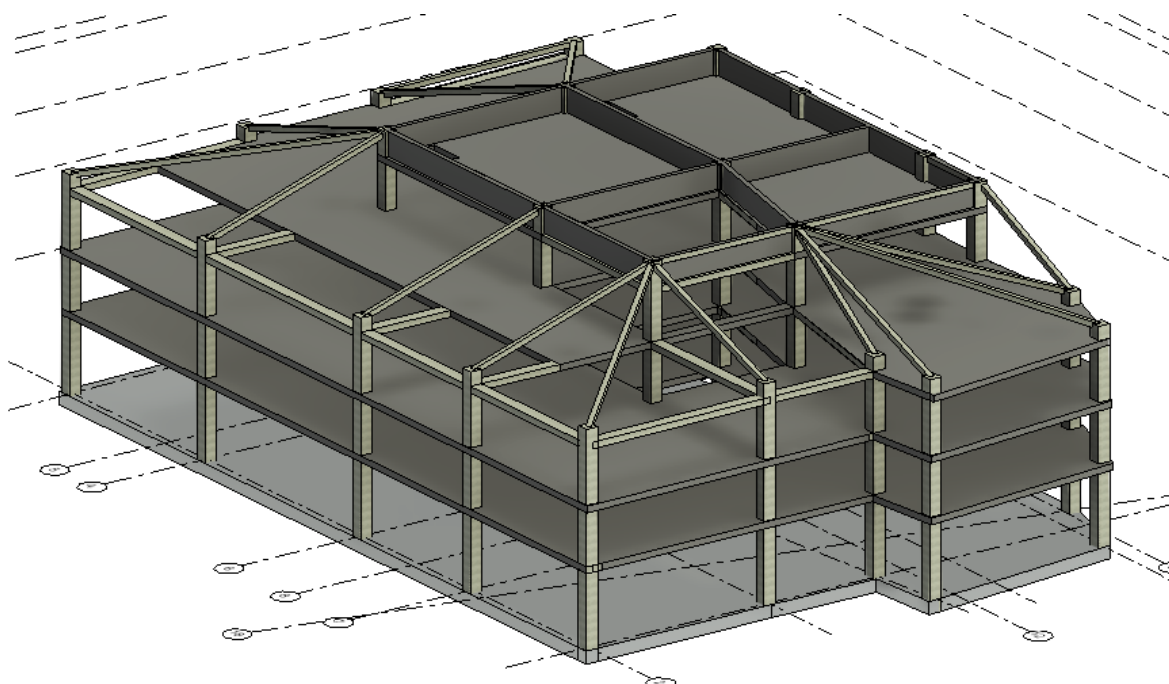


Figura 5. Modelado BIM de la estructura.

5. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

En este apartado se va a proceder al cálculo de la estructura del edificio original ya que se dispone solo de los planos de arquitectura y no de los de estructura. Para ello se tendrá en cuenta la normativa vigente en el momento en el que se proyectó el edificio (año 2000).

5.1. Datos previos

En este apartado se llevará a cabo los cálculos y dimensionamiento del edificio que queremos reacondicionar con la normativa vigente en el año que se proyectó y se comenzaron las obras, la cuales son la EHE-98, 1998 [1], NBE AE - 88. ACCION SOBRE ESTRUCTURAS, 1988 [3] y la NCSE - 94, 1994 [4].

5.2. Acciones

Para determinar las acciones que actúan sobre el edificio se va a emplear NBE AE/88. ACCION SOBRE ESTRUCTURAS, 1988 [3].

5.2.1. Permanentes

5.2.1.1. *Peso propio*

Para determinar el peso propio de la estructura se ha considerado la tipología del forjado (forjado de viguetas de hormigón), solería + falso techo, tabiquería y cerramientos exteriores. Para determinar el valor de cada una de las acciones se ha recurrido a la NBE AE/88. ACCION SOBRE ESTRUCTURAS, 1988 [3], en el Capítulo II de la norma.

Tabla 1. Peso Propio de elementos constructivos.

ELEMENTO	PESO ($\frac{KN}{m^2}$)
Peso Propio	2
Solería + Falso Techo	1,1
Tabiquería	1
Cerramiento Exterior	1,8

El peso propio tanto de vigas como de pilares de nuestra estructura se tiene en cuenta considerando un peso específico del hormigón de 25 KN/m^3 .

5.2.2. Variables

5.2.2.1. Sobre cargas de uso

Las sobrecargas de uso según la NBE AE/88. ACCION SOBRE ESTRUCTURAS, 1988 [3], es el peso de todos los elementos que pueden gravitar sobre el edificio por razón del uso destinado. Para la determinación de su valor, se utilizará como referencia lo indicado en la NBE AE/88. ACCION SOBRE ESTRUCTURAS, 1988 [3], en el Capítulo III en su tabla 3.1.

Tabla 2. Valor característico de la sobrecarga de uso.

CATEGORÍA DE USO	SUBCATEGORÍA DE USO	CARGA UNIFORME ($\frac{KN}{m^2}$)
B. Viviendas	Habitaciones de viviendas	2

5.2.2.2. Nieve

Según nos indica la NBE AE/88. ACCION SOBRE ESTRUCTURAS, 1988 [3], en su Capítulo IV. El valor de sobrecarga de nieve sobre terreno horizontal en la provincia de Jaén, se indica en las tablas 4.1 y 4.2 e indican que es de $0,6 \frac{KN}{m^2}$.

Tabla 3. Sobre carga de nieve sobre superficie horizontal.

Tabla 4.1 Sobrecarga de nieve sobre superficie horizontal	
Altitud topográfica h m	Sobrecarga de nieve kg/m^2
0 a 200	40
201 a 400	50
401 a 600	60
601 a 800	80
800 a 1.000	100
1.001 a 1.200	120
> 1.200	$h: 10$

Tabla 4. Altitud topográfica de las capitales de provincia.

Tabla 4.2 Altitud topográfica de las capitales de provincia	
Capitales	Altitud m
Albacete	690
Alicante	M
Almería	M
Ávila	1.130
Badajoz	180
Barcelona	M
Bilbao	M
Burgos	860
Cáceres	440
Cádiz	M
Castellón	M
Ciudad Real	640
Córdoba	100
Coruña	M
Cuenca	1.010
Gerona	70
Granada	690
Guadalajara	680
Huelva	M
Huesca	470
Jaén	570
León	820
Lérida	150
Logroño	380
Lugo	470
Madrid	660
Málaga	M
Murcia	40
Orense	130
Oviedo	230
Palencia	740
Pamplona	450
Palma de Mallorca	M
Palmas (Las)	M
Pontevedra	M
Salamanca	780
San Sebastián	M
Santa Cruz de Tenerife	M
Santander	M
Segovia	1.000
Sevilla	10
Soria	1.090
Tarragona	M
Teruel	950
Toledo	550
Valencia	M
Valladolid	690
Vitoria	520
Zamora	650
Zaragoza	210

La altitud topográfica de una población es variable. En la Tabla se da la que corresponde a un punto importante de la capital, que se tomará como base para la sobrecarga de nieve.
Las capitales marítimas se marcan con M.

5.2.2.3. Viento

Se admite, por lo general, que el viento actúa horizontalmente y en cualquier dirección. Se considera por lo tanto la dirección o direcciones que produzcan las acciones más desfavorables. La NBE AE/88. ACCION SOBRE ESTRUCTURAS, 1988 [3], en su Capítulo V, determina que el viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria p (kg/m^2) en la dirección de su normal positiva (presión) o negativa (succión), de valor dado por la expresión:

$$p = cw$$

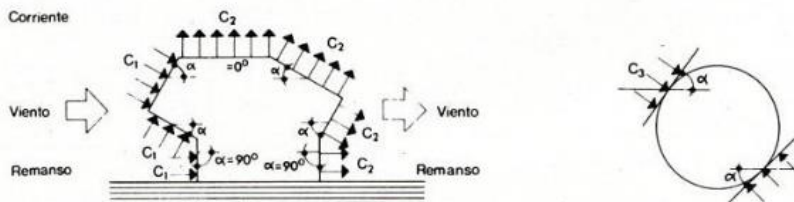
Donde:

w es la presión dinámica del viento y c el coeficiente eólico, positivo para la presión y negativo para la succión, que depende de la configuración de la construcción, de la posición del elemento y el ángulo α de incidencia del viento en la superficie.

Tabla 5. Presión dinámica del viento.

Tabla 5.1 Presión dinámica del viento				
Altura de coronación del edificio sobre el terreno en m, cuando la situación topográfica es		Velocidad del viento v		Presión dinámica w
Normal	Expuesta	m/s	km/h	kg/m ²
De 0 a 10	—	28	102	50
De 11 a 30	—	34	125	75
De 31 a 100	De 0 a 30	40	144	100
Mayor de 100	De 31 a 100	45	161	125
—	Mayor de 100	49	176	150

Tabla 6. Coeficiente eólico de sobrecarga en una construcción cerrada.

Tabla 5.2 Coeficiente eólico de sobrecarga en una construcción cerrada						
						
Situación Ángulo de incidencia del viento χ	Coeficiente eólico en:					
	Superficies planas		Superficies curvas rugosas		Superficies curvas muy lisas	
	A barlovento c_1	A sotavento c_2	A barlovento c_3	A sotavento c_4	A barlovento c_3	A sotavento c_4
En remanso $90^\circ - 0^\circ$	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4
En corriente 90°	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4
80°	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4
70°	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,4	-0,4
60°	+0,8	-0,4	+0,4	-0,4	0	-0,4
50°	+0,6	-0,4	0	-0,4	-0,4	-0,4
40°	+0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,8	-0,4
30°	+0,2	-0,4	-0,8	-0,4	-1,2	-0,4
20°	0	-0,4	-0,8	-0,4	-1,6	-2,0
10°	-0,2	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0
0°	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-2,0	-2,0
Valores intermedios pueden interpolarse linealmente.						

La sobrecarga total del viento sobre una construcción en casos ordinarios puede calcularse directamente admitiendo una presión uniforme sobre el área de proyección de la construcción en un plano normal al viento, con el coeficiente eólico dado en la tabla 5.3.

Tabla 7. Coeficiente eólico de sobrecarga total en una construcción.

Tabla 5.3 Coeficiente eólico de sobrecarga total en una construcción	
Clase de construcción	Coeficiente eólico c
Construcciones prismáticas	
De planta rectangular o combinación de rectángulos	1,2
De planta octogonal o análoga	1,0
Construcciones cilíndricas	
De superficie rugosa o nervada	0,8
De superficie muy lisa	0,6
Construcciones esféricas	
Esferas o semiesferas.	0,4
Casquetes esféricos de relación altura: diámetro $\leq 1:4$	0,2

5.2.3. Accidentales

5.2.3.1. Sismo

Para determinar en primera estancia nuestros valores característicos de sismo se va a emplear lo indicado en la NCSE - 94, 1994 [4].

5.2.3.2. Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE - 94)

Determinamos los valores característicos, tal como se describe a continuación.

5.2.3.2.1. Clasificación de la construcción

A efectos de la norma, de acuerdo con el uso a que se destinan e independientemente del tipo de obra de que se trata, se considera de normal importancia. Son aquellas construcciones que por el terremoto puedan ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.

5.2.3.2.2. Mapa de peligrosidad sísmica. Aceleración sísmica básica

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica de la fig. 2.1. de la NCSE - 94, 1994 [4]. Dicho mapa suministra, para cada punto del territorio y expresada en relación al valor de la gravedad, la aceleración sísmica básica a_b , un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno, correspondiente a un periodo de retorno de quinientos años.

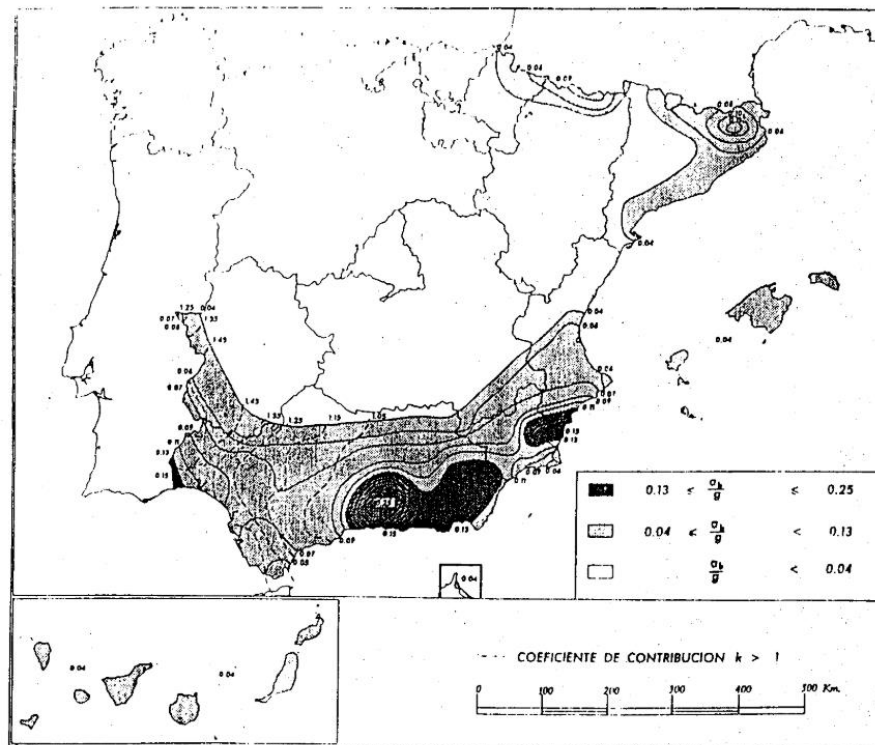


Figura 3. Mapa de Peligrosidad sísmica.

El mapa suministra además los valores del coeficiente de contribución K, Definido en el apartado en la tabla 2.3. de la NCSE - 94, 1994 [4].

Tabla 8. Coeficiente de Suelo

Tipo de terreno	Coeficiente C
Tipo I	1,0
Tipo II	1,4
Tipo III	1,8

5.2.3.2.3. Aceleración sísmica de cálculo

La aceleración sísmica de cálculo según la NCSE - 94, 1994 [4]:

$$a_c = \rho \cdot a_b$$

Donde:

a_b , es la aceleración básica definida en la Figura 3.

ρ , es un coeficiente adimensional de riesgo cuyo valor, en función del período de vida en años, t , para el que se proyecta la construcción, viene dado por:

$$\rho = (t/50)^{0,27}$$

Donde:

Tabla 9. Coeficiente de riesgo ρ

Período de vida	ρ
t = 50 años	1
T = 100 años	1,30

5.3. Materiales

El edificio está conformado por una estructura de hormigón armado, las características del hormigón y del acero que se van a emplear son:

Tabla 10. Características del hormigón y del acero

HORMIGÓN			
Elemento	f_{ck} (MPa)	γ_c	Características del árido
Forjados	25	1,5	Cuarcita (15 mm)
Cimentación	40	1,5	Cuarcita (15 mm)
Pilares	25	1,5	Cuarcita (15 mm)
ACERO			
Elemento	Tipo de acero	f_{yk} (MPa)	γ_s
Barras	B 500 S	500	1,15

5.4. Cálculo de la estructura

El cálculo de la estructura se realiza con el programa CypeCad, es un cálculo lineal y elástico en el cual se utiliza un modelo de barras. La losa de cimentación se realiza mediante elementos finitos de tipo 2D.

5.4.1. Estimación del canto del forjado

Para determinar el canto del forjado, la EHE-98, 1998 [1], NBE AE - 88. ACCION SOBRE ESTRUCTURAS, 1988 [3], propone una relación L/d con el objeto de cumplir el estado límite de deformación sin estimación de la flecha de cálculo, donde L es la luz entre pilares del forjado y d es el canto útil del forjado. Cumpliéndose esta relación se puede considerar que las deformaciones no van a superar la limitación por flecha de $L/250$.

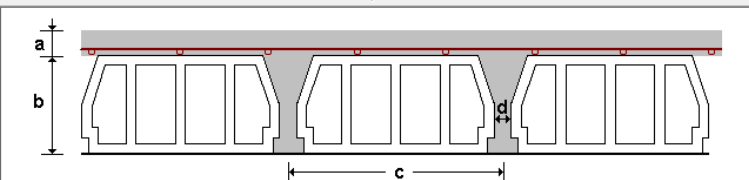
Para forjados de hormigón armado, una regla común es $L/20$ para luces pequeñas y $L/15$ para luces mayores. Estas reglas pueden variar ligeramente según la experiencia y el tipo de forjado, por lo tanto:

$$\frac{L}{20} = \frac{6}{20} = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

Con la obtención del cálculo, el canto útil del forjado debe ser superior o igual a 30 cm para que cumpla el Estado Límite de Servicio.

De acuerdo a lo expuesto con anterioridad, se define como elemento de entrevigado viguetas prefabricadas armadas de hormigón 25+5/70. La capa de 5 cm es la capa de compresión de hormigón in situ con mallazo electrosoldado. Dado que se cumple con lo estipulado en la normativa vigente de ese año, será obligatorio obtener mediante cálculos los valores de deformación elasto-plástica del forjado y analizar si son admisibles. Para ellos, se comprobará mediante el software CypeCad.

Geometría	
Esesor capa compresión (a)	5 cm
Canto de bovedilla (b)	25.0 cm
Intereje (c)	70 cm
Ancho del nervio (d)	10 cm
Ancho longitudinal	20 cm
Incremento del ancho del nervio	3.0 cm



Datos para cálculo	
☐ Volumen de hormigón	0.098 m³/m²
Tipo de bovedilla	De hormigón
Comprobación de flecha	Como vigueta armada
Peso superficial:	3.54 kN/m² (Simple), 4.01 kN/m² (Doble)
Rigidez fisurada	50.0 % rigidez bruta

Figura 5. Vigueta armada 25+5/70

5.4.2. Cimentación

Para la cimentación del edificio, se decide implementar una cimentación superficial mediante losa de cimentación continua de hormigón armado para así de esta forma garantizar el arriostramiento en zona sísmica moderada.

5.4.3. Estimación del canto de losa de cimentación

Para la estimación del canto de la losa de cimentación, se debe tener en cuenta los siguientes factores:

- El número de plantas del edificio que, en definitiva, representa la carga total transmitida por la estructura al terreno de cimentación.
- El número de pilares en cada alineación y la luz entre los mismos.
- El tipo de terreno y su deformabilidad.

Para la estimación del canto de la losa se van a emplear los siguientes criterios:

- ❖ Francisco Javier Rodríguez Ortiz, 1989 [5], propone una estimación del canto de la losa de cimentación teniendo en cuenta el tamaño total de la losa y el número de plantas del edificio:

Tabla 10. Cálculo de canto de losa de cimentación Según Rodríguez Ortiz

	<i>Canto h (m) para una longitud B de losa</i>		
<i>N.º de plantas</i>	<i>$B = 15\text{ m}$</i>	<i>$B = 30\text{ m}$</i>	<i>$B = 40\text{ m}$</i>
<i>< 5</i>	<i>0.60</i>	<i>0.80</i>	<i>1.00</i>
<i>5 – 10</i>	<i>0.90</i>	<i>1.20</i>	<i>1.50</i>
<i>10- 20</i>	<i>1.50</i>	<i>2.00</i>	<i>2.50</i>

Se trata de un edificio de 6 plantas con una longitud de la losa de cimentación de 39,7 metros (a efectos de cálculo se van a considerar 40 metros), por tanto, el canto de la losa de cimentación según este criterio es de 1,50 metros.

- ❖ Fernando Muzás, 1992 [6], estima el canto teniendo en cuenta además la distribución de cargas en la losa.

En primer lugar, se va a calcular el coeficiente de balasto kb de forma aproximada con la formulación empleada para zapatas cuadradas propuesta por el profesor Fernando Muzás:

$$K_b \left(\frac{kN}{m^2} \right) = \frac{500 * q_u (kN/m^2)}{b (m)}$$

Donde:

q_u , es la resistencia a compresión simple, según la Tabla 11 para un suelo medio su valor es de 150 kN/m^2 .

b , es el ancho equivalente de la losa de cimentación y se calcula como:

$$b = \sqrt{A}$$

Donde A es el área de influencia del pilar en la losa de cimentación, según se muestra en la Figura 15.



Figura 5. Área de influencia sobre el terreno de un pilar en una losa de cimentación.

Siendo en este caso b_a y b_b similares a la sección del pilar, como estamos en planta baja la dimensiones de estos según el apartado 4.5, es de $60 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$. Además, hay que incrementar el área de influencia $\frac{l_{pa}}{2}$ y $\frac{l_{pb}}{2}$, siendo l_{pa} y l_{pb} las luces entre pilares en la dirección de prolongación, en este caso las luces entre pilares son de 8 metros aproximadamente en ambas direcciones.

Siguiendo las indicaciones, el área de influencia A del pilar es:

$$A = 0,6 * 0,6 + 4 * (4 * 0,6) = 9,96 \text{ m}^2$$

Empleando b, se obtiene un ancho equivalente de losa de cimentación:

$$b = \sqrt{9,96} = 3,16 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación de k_b , obtenemos el coeficiente de balasto:

$$K_b \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = \frac{500 * q_u (\text{kN/m}^2)}{b (\text{m})} = \frac{500 * 150}{3,16} = 23734,18 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right)$$

El siguiente paso, es estimar el canto de la losa de cimentación con la formulación propuesta por Fernando Muzás:

$$h = l_p * \sqrt[3]{\frac{E_t}{22000 * \left(\frac{f_{ck} + 8}{10}\right)^{0,3}}} = 8,186 * \sqrt[3]{\frac{40}{22000 * \left(\frac{25 + 8}{10}\right)^{0,3}}} = 0,88 \text{ m}$$

Como ya se ha comentado, el suelo predominante es un suelo cohesivo con consistencia firme a muy firme, por tanto, el módulo de elasticidad (E_t) se va a establecer en función de la tabla, se ha considerado un suelo medio con un módulo de elasticidad de $40 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$.

Tabla 11. Ensayo SPT, resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad.

Tipo de suelo	Nº golpes ensayo SPT, N_{SPT}	Resistencia a compresión simple, q_u (kN/m^2)	Módulo de elasticidad, E (MN/m^2)
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5000	500 - 8000
Rocas duras	Rechazo	5000 - 40000	8000 - 15000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40000	> 15000

- ❖ Como el terreno se trata de un suelo cohesivo, se puede establecer un canto del $10\%l_p$. De esta forma, la distancia entre pilares l_p es de 8 metros aproximadamente, por lo que el canto de la losa sería 0,80 metros.

Obtenemos así, un canto de losa de cimentación que debe estar entre $0,88\text{m} \leq h \leq 1,5\text{m}$. De esta forma determinaremos como canto de la losa de cimentación 0,80 metros de espesor.

5.4.4. Resultados del cálculo

5.4.4.1. Pilares

A continuación, se mostrará la distribución de pilares en planta representados en la Figura 6. Todos ellos desde su arranque hasta su cota máxima dispondrán de una sección cuadrada de 60x60 cm, como se muestra en las Figura 7 y 8.

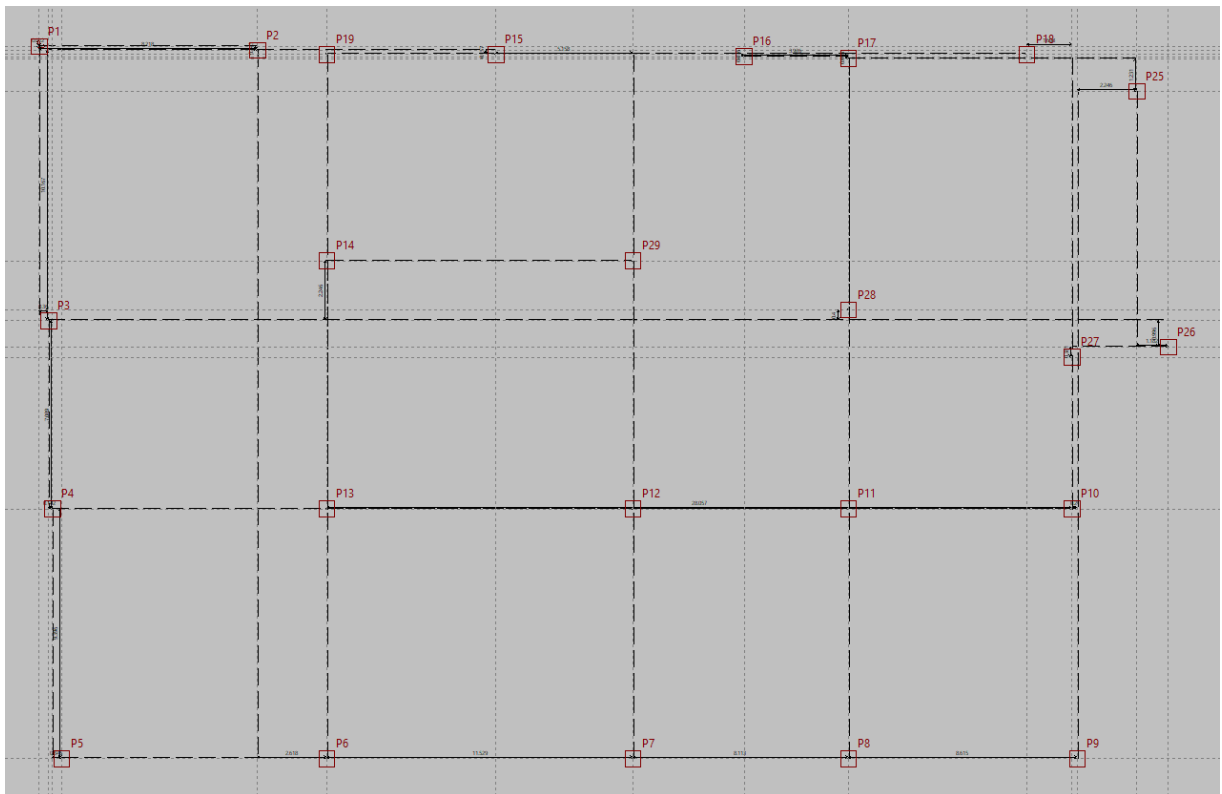


Figura 6. Distribución de pilares.

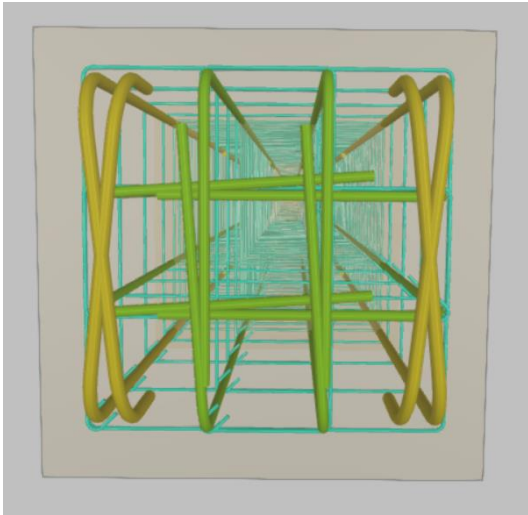


Figura 7. Sección del pilar de 60x60 cm.

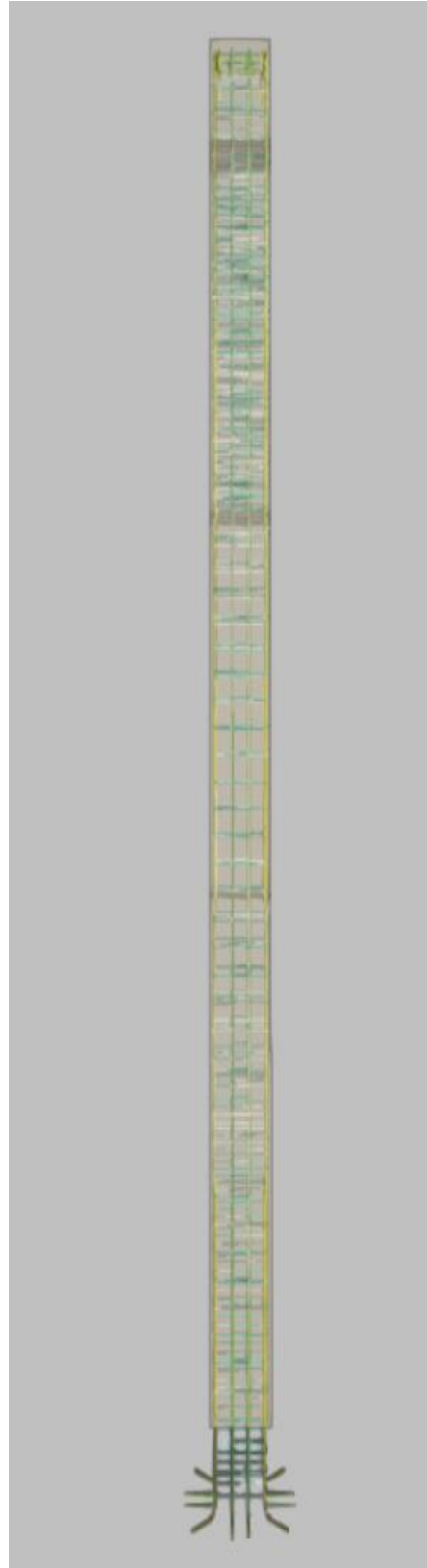


Figura 8. Sección longitudinal de un pilar.

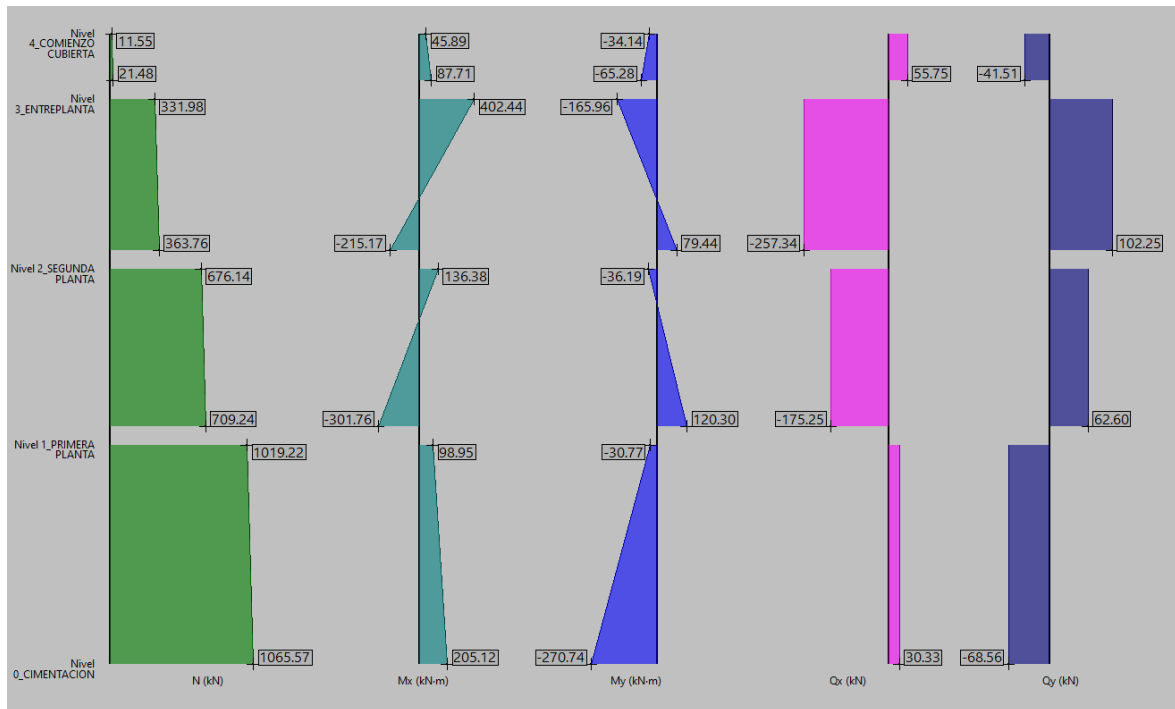


Figura 9. Solicitaciones en Pilar 1.

Como se observa en la Figura 9, los esfuerzos axiales, cortante y momentos máximos se distribuyen de una forma adecuada para la estabilidad de la estructura con el armado anteriormente descrito.

5.4.4.1.1.3. Distorsión en el Pilar 1

Lo primero es señalar la norma que rige que es la NCSE - 94, 1994 [4], por la cual el desplazamiento horizontal entre plantas viene reflejado por el concepto de deriva. Deriva se refiere a la relación entre el desplazamiento lateral relativo de dos pisos consecutivos y la altura entre estos pisos:

$$Deriva = \frac{\Delta}{h}$$

Donde:

Δ , es el desplazamiento lateral relativo entre dos pisos consecutivos.

h , es la altura de piso a piso.

La NCSE - 94, 1994 [4], establece límites máximos para la deriva inter-piso con el fin de prevenir daños excesivos y asegurar la estabilidad estructural. Los valores recomendados por la norma son:

- Para estructuras ordinarias, la deriva máxima permisible generalmente se limita a un valor del orden del 1,5% de la altura del piso.
- En estructuras de importancia especial o que alberguen funciones críticas, este límite puede ser más estricto.

Siguiendo estos criterios podemos determinar la distorsión de los pilares. Vamos a calcularlo entre el Forjado 1 (Planta primera) y el forjado 2 (Planta segunda), para ello se obtiene los desplazamientos de las plantas mediante el programa CypeCad que se detalla en la Figura 10.

Situaciones persistentes o transitorias					
Pilar	Planta	Cota (m)	Desp. X (mm)	Desp. Y (mm)	Desp. Z (mm)
P1	Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	10.05	-0.38	-1.04	-1.52
	Nivel 3_ENTREPLANTA	9.15	-0.57	-0.86	-13.42
	Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	6.45	-1.62	2.85	-6.15
	Nivel 1_PRIMERA PLANTA	3.65	-22.61	-1.72	-7.25
	Nivel 0_CIMENTACION	0.00	-8.85	2.05	-41.29

Situaciones sísmicas ⁽¹⁾					
Pilar	Planta	Cota (m)	Desp. X (mm)	Desp. Y (mm)	Desp. Z (mm)
P1	Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	10.05	-0.58	-1.08	-1.52
	Nivel 3_ENTREPLANTA	9.15	-0.57	-0.88	-13.59
	Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	6.45	-1.76	2.93	-20.42
	Nivel 1_PRIMERA PLANTA	3.65	-36.81	-9.84	-9.97
	Nivel 0_CIMENTACION	0.00	-9.34	3.88	-42.30

Notas:
⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Figura 10. Desplazamientos en el Pilar 1.

Aplicando la formula dada en la norma se obtiene que:

$$\Delta = \delta_2 - \delta_1 = 36.81 - 1.76 = 35.05 \text{ mm} = 0.035 \text{ m}$$

$$\text{Deriva} = \frac{\Delta}{h} = \frac{0.035}{2.80} = 0.0125 = 1.25\%$$

Lo que se observa es que la deriva inter-piso es del 1,25%, que está dentro de nuestro límite típico del 1,5% establecido por la NCSE - 94, 1994 [4], para estructuras ordinarias. En la figura 11 se muestra una tabla con la que se calcula la deriva para todo el Pilar 1 planta por planta.

Otro aspecto importante a determinar es el coeficiente de comportamiento por ductilidad. Se establece una ductilidad de $\mu = 2$ (ductilidad baja), ya que no se conoce del todo bien la estructura y se desconoce el grado de capacidad para soportar deformaciones plásticas y su capacidad de disipación de energía.

Situaciones persistentes o transitorias									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
P1	Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	10.05	0.90	0.0002	h / 4500	G	0.0002	h / 4500	G
	Nivel 3_ENTREPLANTA	9.15	2.70	0.0011	h / 2455	G	0.0037	h / 730	G
	Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	6.45	2.80	0.0210	h / 134	G	0.0046	h / 609	G
	Nivel 1_PRIMERA PLANTA	3.65	3.65	0.0138	h / 265	G	0.0038	h / 961	G
	Nivel 0_CIMENTACION	0.00							
	Total		10.05	0.0085	h / 1183	G	0.0031	h / 3242	G

Situaciones sísmicas ⁽¹⁾									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
P1	Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	10.05	0.90	0.0004	h / 2250	----	0.0003	h / 3000	----
	Nivel 3_ENTREPLANTA	9.15	2.70	0.0012	h / 2250	----	0.0038	h / 711	----
	Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	6.45	2.80	0.0352	h / 80	----	0.0127	h / 221	----
	Nivel 1_PRIMERA PLANTA	3.65	3.65	0.0282	h / 130	----	0.0119	h / 307	----
	Nivel 0_CIMENTACION	0.00							
	Total		10.05	0.0090	h / 1117	----	0.0049	h / 2052	----

Notas:
⁽¹⁾ Las distorsiones están mayoradas por la ductilidad.

Desplome local máximo de los pilares (δ / h)				
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Nivel 6_COTA MÁXIMA	1 / 520 (P12)	1 / 362 (P11)	1 / 420 (P12)	1 / 289 (P11)
Nivel 5_CUBIERTA	1 / 590 (P11)	1 / 285 (P17)	1 / 516 (P11, P12)	1 / 240 (P17)
Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	1 / 77 (P7)	1 / 57 (P17)	1 / 67 (P7)	1 / 51 (P10)
Nivel 3_ENTREPLANTA	1 / 297 (P5, ...)	1 / 137 (P26)	1 / 237 (P5, ...)	1 / 117 (P26)
Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	1 / 15 (P5, ...)	1 / 9 (P9, ...)	1 / 13 (P5, ...)	1 / 8 (P26)
Nivel 1_PRIMERA PLANTA	1 / 25 (P5, ...)	1 / 15 (P25, P26)	1 / 21 (P5, ...)	1 / 14 (P26)

Notas:
⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Desplome total máximo de los pilares (Δ / H)			
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
1 / 147 (P7)	1 / 85 (P25, P26)	1 / 131 (P7)	1 / 77 (P26)

Notas:
⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Figura 11. Distorsión en el pilar 1.

5.4.4.1.1.2. Pilar 7

Como se ha realizado el estudio del Pilar 1, se calcula ahora el Pilar 7. Un pilar exterior, pero en este caso de medianería. Al igual que el Pilar 1, el Pilar 7 dispone de una sección de 60x60 cm y constante a lo largo de todas las plantas.

5.4.4.1.1.2.1. Dimensionamiento armadura del Pilar 7

Como se ha mencionado con anterioridad en el apartado 4.5, la sección de los pilares es de 60x60 cm y constante a lo largo de todas las plantas. Ahora vamos a mostrar el dimensionamiento el armado del pilar P7.

Referencia:		P7		Cuadro de pilares				Datos del pilar											
				Esquina		Cara X		Cara Y		Estribos		As/Ac(%)							
4		0.6	x	0.6	4	Ø16	∨	+ 4	Ø12	∨	+ 2	Ø12	∨		Ø6	∨	15		0.41
3		0.6	x	0.6	4	Ø20	∨	+ 4	Ø20	∨	+ 2	Ø20	∨		Ø6	∨	30		0.87
2		0.6	x	0.6	4	Ø20	∨	+ 2	Ø20	∨	+ 4	Ø20	∨		Ø6	∨	30		0.87
1		0.6	x	0.6	4	Ø20	∨	+ 2	Ø20	∨	+ 4	Ø20	∨		Ø6	∨	30		0.87
Arranques:		4			Ø20	∨	+ 2	Ø20	∨	+ 4	Ø20	∨							0.87

Figura 12. Dimensionamiento del armado P7

Este armado es según lo exigido por las normas vigentes en el diseño y ejecución del edificio las cuales eran la EHE-98, 1998 [1], NBE AE - 88. ACCION SOBRE ESTRUCTURAS, 1988 [3] y NCSE - 94, 1994 [4].

5.4.4.1.1.2.2. Solicitaciones en el pilar 7

Las solicitaciones originadas por planta en las direcciones X e Y en un pilar exterior de medianería se muestra en la Figura 12. Al igual que lo mencionado en el Pilar 1, las solicitaciones totales son derivadas de la combinación de todas las acciones a las que se ve sometida el edificio. (Peso Propio, Sobrecargas, Viento, Nieve y Sismo).

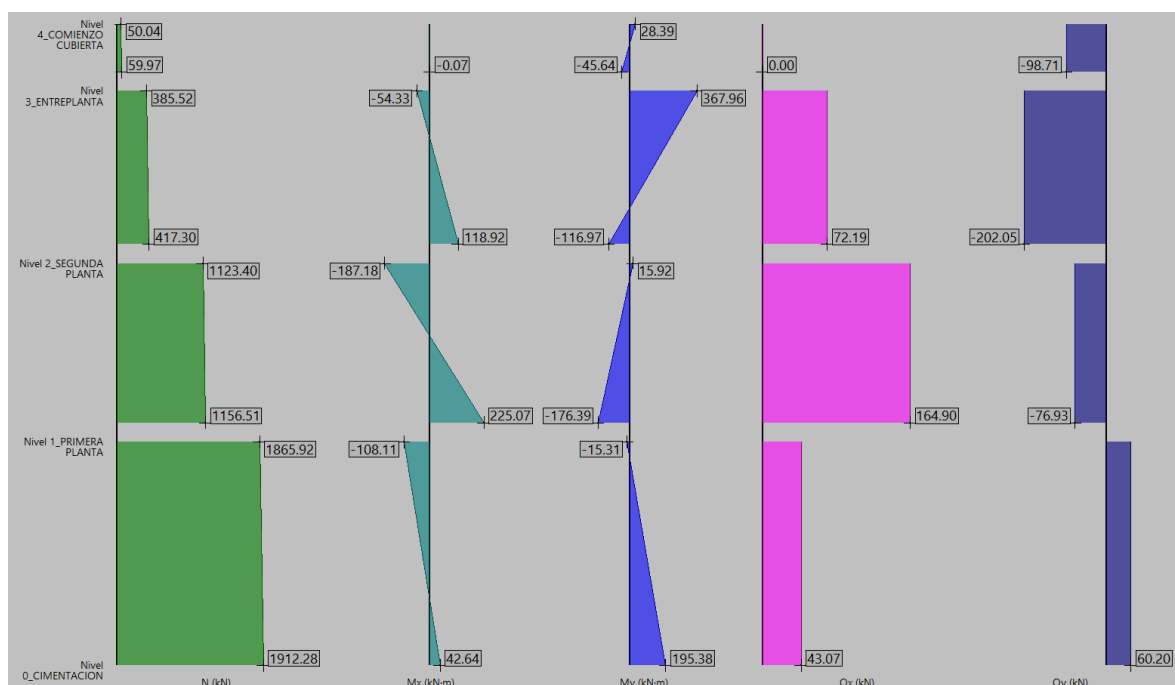


Figura 13. Solicitaciones en Pilar 7

Como se observa en la Figura 12, los esfuerzos axiles, cortante y momentos máximos se distribuyen de una forma adecuada para la estabilidad de la estructura con el armado anteriormente descrito.

5.4.4.1.1.2.3. Distorsión del Pilar 7

Aplicando de nuevo los criterios del apartado 4.5.1.1.3. obtenidos de la (NCSE - 94, 1994), se muestra en la Figura 13 los desplazamientos entre plantas en el Pilar 7.

Situaciones persistentes o transitorias					
Pilar	Planta	Cota (m)	Desp. X (mm)	Desp. Y (mm)	Desp. Z (mm)
P7	Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	10.05	-6.98	-6.06	-1.21
	Nivel 3_ENTREPLANTA	9.15	5.04	3.76	-23.67
	Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	6.45	12.88	14.94	-9.98
	Nivel 1_PRIMERA PLANTA	3.65	210.24	192.37	-10.30
	Nivel 0_CIMENTACION	0.00	61.75	60.70	-30.95

Situaciones sísmicas ⁽¹⁾					
Pilar	Planta	Cota (m)	Desp. X (mm)	Desp. Y (mm)	Desp. Z (mm)
P7	Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	10.05	-7.64	-6.51	-1.22
	Nivel 3_ENTREPLANTA	9.15	6.30	4.81	-23.80
	Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	6.45	15.03	16.54	-10.24
	Nivel 1_PRIMERA PLANTA	3.65	239.55	196.89	-11.97
	Nivel 0_CIMENTACION	0.00	70.56	65.84	-31.82

Notas:
⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Figura 14. Desplazamientos en el Pilar 7.

De nuevo aplicamos la formula dada entre los Forjado 1 y 2 (planta primera y segunda) y se obtiene que:

$$\Delta = \delta_2 - \delta_1 = 239,55 - 15,03 = 224,52 \text{ mm} = 0,224 \text{ m}$$

$$Deriva = \frac{\Delta}{h} = \frac{0,224}{2,80} = 0,08 = 8\%$$

Lo que se observa es que la deriva inter-piso es del 8%, que está muy por encima de nuestro límite típico del 1,5% establecido por la NCSE - 94, 1994 [4], para estructuras ordinarias. Esto lleva a pensar que quizás es posible que bajo el falso techo colocado en los domicilios hallemos que la estructura está conformada por vigas descolgadas para así resistir estos desplazamientos. En la figura 14 se muestra una tabla con la que se calcula la deriva para todo el Pilar 1 planta por planta.

Situaciones persistentes o transitorias									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
P7	Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	10.05	0.90	0.0117	h / 77	G	0.0096	h / 94	G
	Nivel 3_ENTREPLANTA	9.15	2.70	0.0091	h / 297	G	0.0122	h / 222	G
	Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	6.45	2.80	0.1979	h / 15	G	0.1782	h / 16	G
	Nivel 1_PRIMERA PLANTA	3.65	3.65	0.1485	h / 25	G	0.1317	h / 28	G
	Nivel 0_CIMENTACION	0.00							
	Total		10.05	0.0684	h / 147	G	0.0668	h / 151	G

Situaciones sísmicas ⁽¹⁾									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
P7	Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	10.05	0.90	0.0136	h / 67	----	0.0111	h / 82	----
	Nivel 3_ENTREPLANTA	9.15	2.70	0.0114	h / 237	----	0.0138	h / 196	----
	Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	6.45	2.80	0.2260	h / 13	----	0.1817	h / 16	----
	Nivel 1_PRIMERA PLANTA	3.65	3.65	0.1773	h / 21	----	0.1372	h / 27	----
	Nivel 0_CIMENTACION	0.00							
	Total		10.05	0.0772	h / 131	----	0.0718	h / 140	----

Notas:
⁽¹⁾ Las distorsiones están mayoradas por la ductilidad.

Desplome local máximo de los pilares (δ / h)				
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Nivel 6_COTA MÁXIMA	1 / 520 (P12)	1 / 362 (P11)	1 / 420 (P12)	1 / 289 (P11)
Nivel 5_CUBIERTA	1 / 590 (P11)	1 / 285 (P17)	1 / 516 (P11, P12)	1 / 240 (P17)
Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	1 / 77 (P7)	1 / 57 (P17)	1 / 67 (P7)	1 / 51 (P10)
Nivel 3_ENTREPLANTA	1 / 297 (P5, ...)	1 / 137 (P26)	1 / 237 (P5, ...)	1 / 117 (P26)
Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	1 / 15 (P5, ...)	1 / 9 (P9, ...)	1 / 13 (P5, ...)	1 / 8 (P26)
Nivel 1_PRIMERA PLANTA	1 / 25 (P5, ...)	1 / 15 (P25, P26)	1 / 21 (P5, ...)	1 / 14 (P26)

Notas:
⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Desplome total máximo de los pilares (Δ / H)			
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
1 / 147 (P7)	1 / 85 (P25, P26)	1 / 131 (P7)	1 / 77 (P26)

Notas:
⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Figura 15. Distorsión en el Pilar 7.

5.4.4.1.1.3. Pilar 12

Como se ha realizado el estudio del Pilar 1 y el Pilar 7, se calcula ahora el Pilar 12. Un pilar interior. Al igual que el Pilar 1, el Pilar 12 dispone de una sección de 60x60 cm y constante a lo largo de todas las plantas.

5.4.4.1.1.3.1. Dimensionamiento armadura del Pilar 12

Como se ha mencionado con anterioridad en el apartado 4.5, la sección de los pilares es de 60x60 cm y constante a lo largo de todas las plantas. Ahora vamos a mostrar el dimensionamiento el armado del pilar P12.

Como se observa en la Figura 17, los esfuerzos axiales, cortante y momentos máximos se distribuyen de una forma adecuada para la estabilidad de la estructura con el armado anteriormente descrito.

5.4.4.1.1.3.3. Distorsión del Pilar 12

Aplicando de nuevo los criterios del apartado 4.5.1.1.3. obtenidos de la (NCSE - 94, 1994), se muestra en la Figura 18 los desplazamientos entre plantas en el Pilar 12.

Situaciones persistentes o transitorias					
Pilar	Planta	Cota (m)	Desp. X (mm)	Desp. Y (mm)	Desp. Z (mm)
P12	Nivel 6_COTA MÁXIMA	13.00	-5.05	-6.67	-1.47
	Nivel 5_CUBIERTA	11.70	-2.59	-4.21	-1.24
	Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	10.05	0.12	-0.51	-1.65
	Nivel 3_ENTREPLANTA	9.15	3.10	3.76	-3.22
	Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	6.45	7.79	14.94	-25.22
	Nivel 1_PRIMERA PLANTA	3.65	128.71	192.37	-8.59
	Nivel 0_CIMENTACION	0.00	37.09	60.70	-9.28

Situacionessísmicas ⁽¹⁾					
Pilar	Planta	Cota (m)	Desp. X (mm)	Desp. Y (mm)	Desp. Z (mm)
P12	Nivel 6_COTA MÁXIMA	13.00	-5.12	-6.76	-1.48
	Nivel 5_CUBIERTA	11.70	-3.18	-4.98	-1.27
	Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	10.05	0.25	-0.67	-1.68
	Nivel 3_ENTREPLANTA	9.15	3.91	4.81	-3.45
	Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	6.45	9.25	16.54	-25.97
	Nivel 1_PRIMERA PLANTA	3.65	152.73	196.89	-9.68
	Nivel 0_CIMENTACION	0.00	42.98	65.84	-9.53

Notas:
⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Figura 18. Desplazamientos en el Pilar 12.

De nuevo aplicamos la formula dada entre los Forjado 1 y 2 (planta primera y segunda) y se obtiene que:

$$\Delta = \delta_2 - \delta_1 = 152,73 - 9,25 = 143,48 \text{ mm} = 0,143 \text{ m}$$

$$Deriva = \frac{\Delta}{h} = \frac{0,143}{2,80} = 0,0511 = 5,11\%$$

Al igual que ocurre en el Pilar 7 se observa es que la deriva inter-piso es del 5,11%, que está muy por encima de nuestro límite típico del 1,5% establecido por la NCSE - 94, 1994 [4], para estructuras ordinarias. Esto lleva a pensar que quizás es posible que bajo el falso techo colocado en los domicilios hallemos que la estructura está conformada por vigas descolgadas para así resistir estos desplazamientos. En la figura 19 se muestra una tabla con la que CypeCad calcula la deriva para todo el Pilar 12 planta por planta.

Situaciones persistentes o transitorias									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
P12	Nivel 6_COTA MÁXIMA	13.00	1.30	0.0025	h / 520	G	0.0026	h / 500	G
	Nivel 5_CUBIERTA	11.70	1.65	0.0027	h / 612	G	0.0038	h / 435	G
	Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	10.05	0.90	0.0030	h / 300	G	0.0042	h / 215	G
	Nivel 3_ENTREPLANTA	9.15	2.70	0.0056	h / 483	G	0.0122	h / 222	G
	Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	6.45	2.80	0.1212	h / 24	G	0.1782	h / 16	G
	Nivel 1_PRIMERA PLANTA	3.65	3.65	0.0916	h / 40	G	0.1317	h / 28	G
	Nivel 0_CIMENTACION	0.00							
Total			13.00	0.0421	h / 309	G	0.0674	h / 193	G

Situaciones sísmicas ⁽¹⁾									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
P12	Nivel 6_COTA MÁXIMA	13.00	1.30	0.0031	h / 420	----	0.0032	h / 407	----
	Nivel 5_CUBIERTA	11.70	1.65	0.0032	h / 516	----	0.0045	h / 367	----
	Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	10.05	0.90	0.0039	h / 231	----	0.0053	h / 170	----
	Nivel 3_ENTREPLANTA	9.15	2.70	0.0071	h / 381	----	0.0138	h / 196	----
	Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	6.45	2.80	0.1444	h / 20	----	0.1817	h / 16	----
	Nivel 1_PRIMERA PLANTA	3.65	3.65	0.1154	h / 32	----	0.1372	h / 27	----
	Nivel 0_CIMENTACION	0.00							
Total			13.00	0.0480	h / 271	----	0.0725	h / 180	----

Notas:

⁽¹⁾ Las distorsiones están mayoradas por la ductilidad.

Desplome local máximo de los pilares (δ / h)				
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Nivel 6_COTA MÁXIMA	1 / 520 (P12)	1 / 362 (P11)	1 / 420 (P12)	1 / 289 (P11)
Nivel 5_CUBIERTA	1 / 590 (P11)	1 / 285 (P17)	1 / 516 (P11, P12)	1 / 240 (P17)
Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	1 / 77 (P7)	1 / 57 (P17)	1 / 67 (P7)	1 / 51 (P10)
Nivel 3_ENTREPLANTA	1 / 297 (P5, ...)	1 / 137 (P26)	1 / 237 (P5, ...)	1 / 117 (P26)
Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	1 / 15 (P5, ...)	1 / 9 (P9, ...)	1 / 13 (P5, ...)	1 / 8 (P26)
Nivel 1_PRIMERA PLANTA	1 / 25 (P5, ...)	1 / 15 (P25, P26)	1 / 21 (P5, ...)	1 / 14 (P26)

Notas:

⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Desplome total máximo de los pilares (Δ / H)			
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
1 / 147 (P7)	1 / 85 (P25, P26)	1 / 131 (P7)	1 / 77 (P26)

Notas:

⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Figura 19. Distorsión en el Pilar 7.

5.4.4.2. Vigas

A continuación, se mostrará el dimensionamiento del armado de dos vigas singulares de la estructura. Para mostrar una representación de las vigas, se mostrará una exterior de perímetro y una interior. La mayoría de las vigas disponen de una sección cuadrada de 60x30 cm (30 cm de ancho de forjado), por lo que suponemos que son vigas planas ya que no se conoce la configuración real.

5.4.4.2.1. Viga del Pórtico 6 (Exterior)

5.4.4.2.1.1. Dimensionamiento del armado

Se muestra el armado tanto longitudinal, como transversal del Pórtico 6, que lo conforma las vigas exteriores que unen los Pilares 1, 3, 4 y 5.

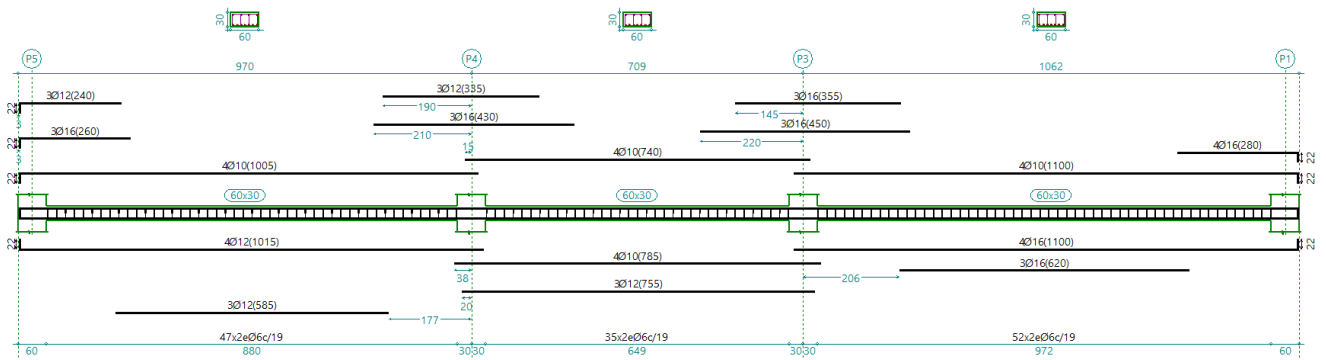


Figura 20. Armado del Pórtico 6.

Aunque se prestará detalle en el segundo tramo del pórtico, la viga que une los Pilares 3 y 4.

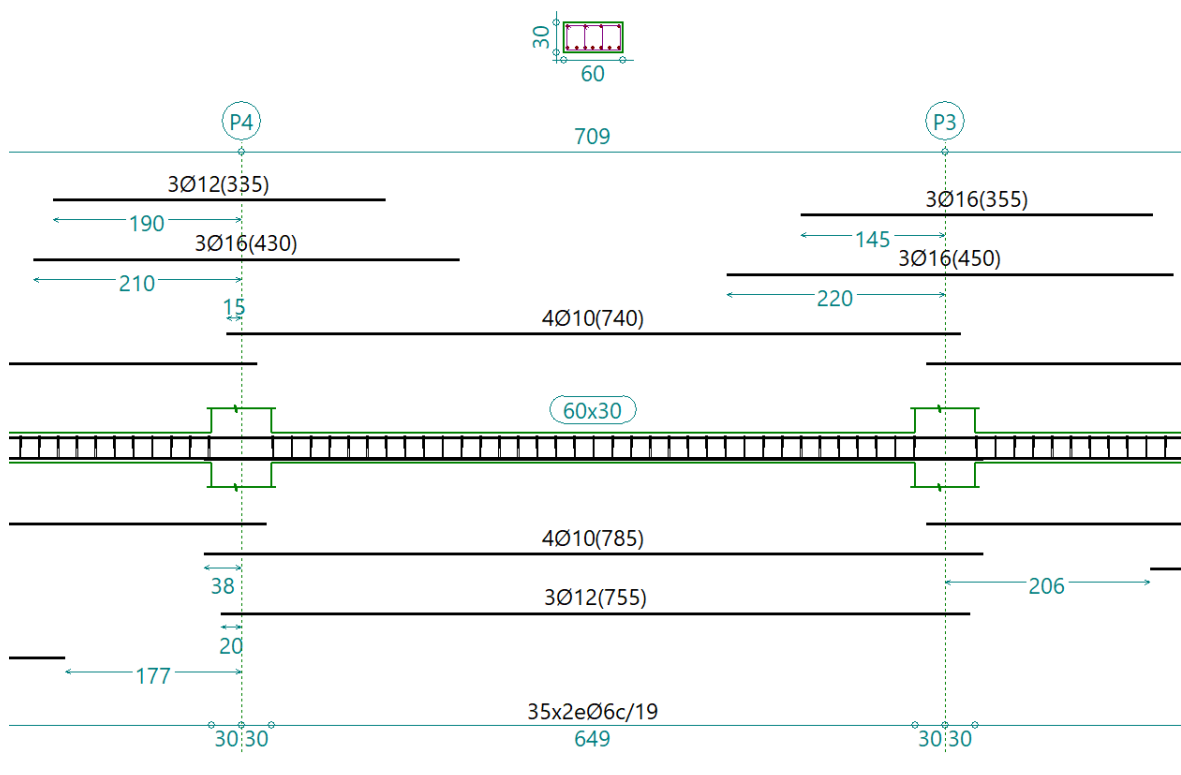


Figura 21. Detalle armado tramo 2 Pórtico 6.

5.4.4.2.1.2. Solicitaciones en la viga

Ahora se mostrará las solicitaciones ejercidas en la viga ubicada en el segundo tramo del Pórtico 6. Justo en la unión del tramo 2 con el tramo 1 del pórtico encontramos el máximo momento negativo del pórtico de valor 99,90 kN*m. Además de uno de los mayores cortantes del mismo de valor 68 kN.

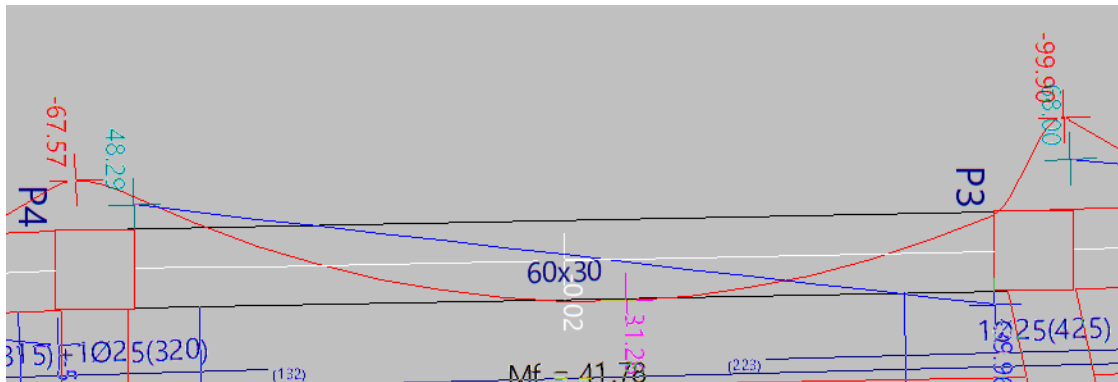


Figura 22. Solicitaciones en el segundo tramo de la viga del Pórtico 6.

5.4.4.2.2. Viga del Pórtico 12 (Interior)

5.4.4.2.2.1. Dimensionamiento del armado

Se muestra el armado tanto longitudinal, como transversal del Pórtico 12, que lo conforma las vigas exteriores que unen los Pilares 17, 28, 11 y 8.

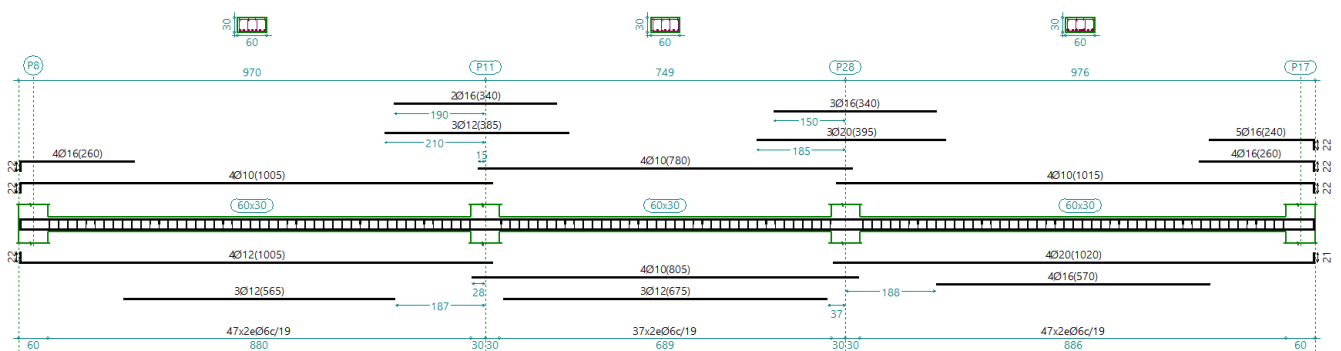


Figura 23. Armado del Pórtico 12.

Aunque se prestará detalle en el segundo tramo del pórtico, la viga que une los Pilares 11 y 28.

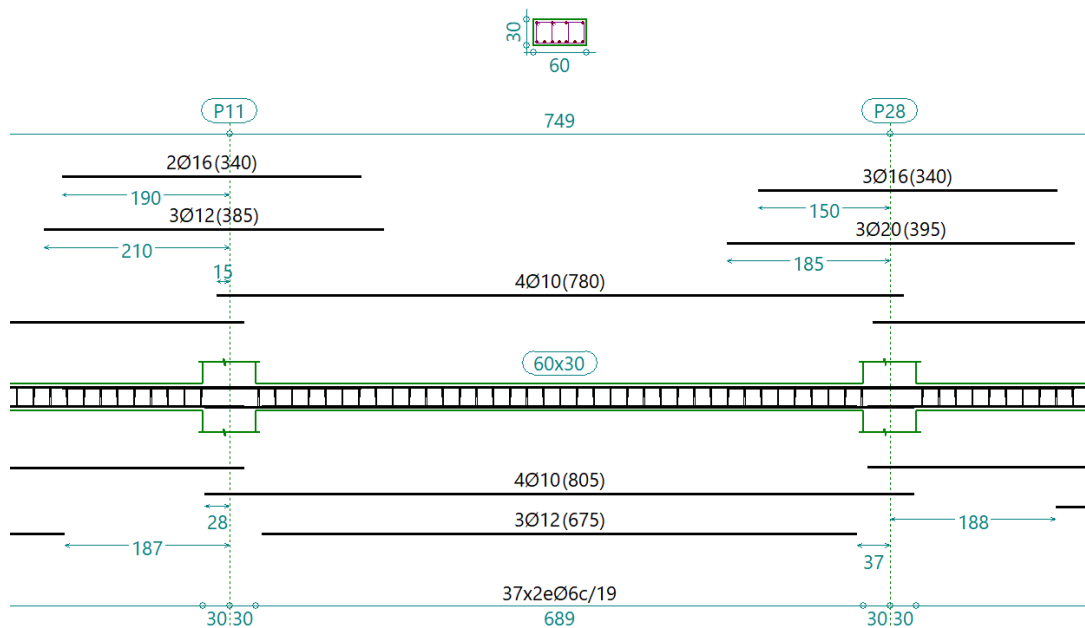


Figura 24. Detalle armado tramo 2 Pórtico 12.

5.4.4.2.2.2. Solicitaciones en la viga

Ahora se mostrará las solicitaciones ejercidas en la viga ubicada en el tercer tramo del Pórtico 12. Justo en la unión del tramo 3 con el tramo 2 del pórtico encontramos el máximo momento negativo del pórtico de valor 139,39 kN*m. Además de uno de los mayores cortantes del mismo de valor 88,97 kN.

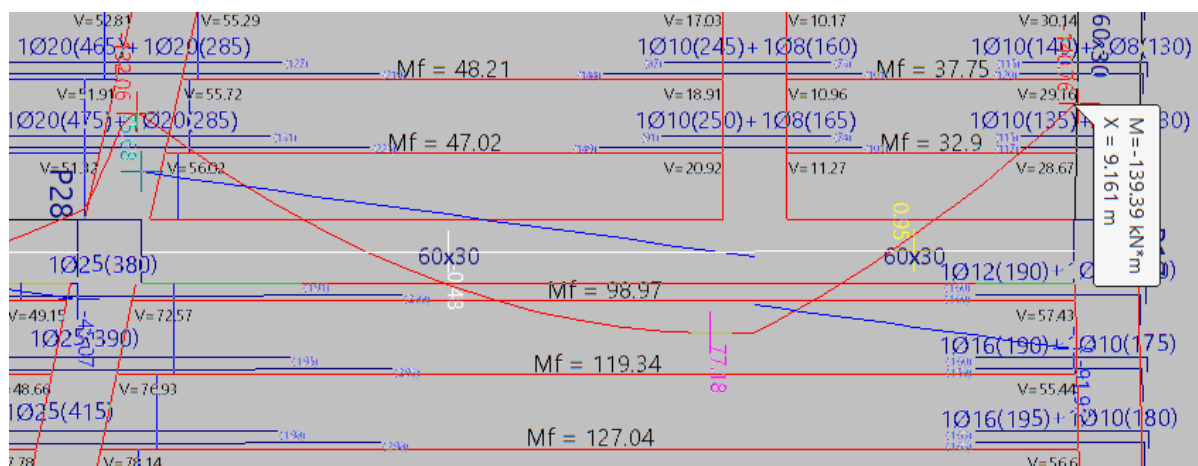


Figura 25. Solicitaciones en el tercer tramo de la viga del Pórtico 12.

6. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA QUE CONTEMPLA LA REFORMA DEL EDIFICIO

En este apartado se realizará el cálculo para la reforma del edificio se trata de la ejecución de la parte restante de la segunda planta del ático. Este apartamento ubicado en la segunda planta del edificio, consta a su vez de otras dos plantas, siendo la superior de distinta sección que la planta inferior. Con lo que se quiere conseguir aunar ambos forjados para así proporcionar a la vivienda de unos metros cuadrados extra.

6.1. Datos previos

En este apartado se llevará el recálculo de la estructura ya estudiada en el apartado 4, aplicando en este caso la normativa vigente actualmente como son el Código Técnico CT, 2022 [2] y la NCSE-02 ("Normativa de Construcción Sismorresistente," 2002) [7].

A su vez aprovechando el recálculo de la estructura para comprobar si cumple los criterios de resistencia actuales, realizaremos la ejecución de un forjado, en uno de los domicilios, mediante chapa colaborante para el aprovechamiento y la ampliación de la entreplanta ubicada sobre la planta segunda del edificio.

Un aspecto importante a resaltar es que las comprobaciones a realizar solo serán más detalladas en caso de que la normativa usada en el apartado 4 esté derogada.

6.2. Materiales

Los materiales al igual que en el apartado 4, se tomarán como referencia los mismos para el recálculo de la estructura, siendo los siguientes:

Tabla 12. Características del hormigón y del acero

HORMIGÓN			
Elemento	f_{ck} (MPa)	γ_c	Características del árido
Forjados	25	1,5	Cuarcita (15 mm)
Cimentación	40	1,5	Cuarcita (15 mm)
Pilares	25	1,5	Cuarcita (15 mm)
ACERO			
Elemento	Tipo de acero	f_{yk} (MPa)	γ_s
Barras	B 500 S	500	1,15

6.3. Cálculo de la estructura

El cálculo de la estructura se realiza con el programa CypeCad, es un cálculo lineal y elástico en el cual se utiliza un modelo de barras. La losa de cimentación se realiza mediante elementos finitos de tipo 2D.

6.3.1. Estimación del canto del forjado

Para determinar el canto del forjado, el Código Estructural CE, 2022 [2] en la sección 7.4.2. propone la relación L/d con el objeto de cumplir el estado límite de deformación sin estimación de la flecha en fase de cálculo, donde L es la luz entre pilares y d es el canto útil del forjado. Cumpliendo esta relación se puede determinar que las deformaciones no van superar la limitación por flecha $L/250$ para apariencia/funcionalidad y $L/500$ para evitar daños en partes adyacentes de la estructura.

Tabla 13. Relaciones L/d para vigas y forjado.

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
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

Suponiendo un hormigón con una cuantía de armado baja ($\rho = 0,5\%$), siendo esta una característica de los forjados aligerados unidireccionales.

- Extremo del vano de una viga continua, losa unidireccional continua o losa bidireccional continua en la dirección:

$$\frac{L}{d} = 26 \rightarrow d = \frac{L}{26} = \frac{8,40}{26} = 0,32 + 0,05 = 0,37 \text{ m} = 37 \text{ cm}$$

- Vano interior de viga, losa unidireccional o losa bidireccional

$$\frac{L}{d} = 30 \rightarrow d = \frac{L}{30} = \frac{7,11}{30} = 0,24 + 0,05 = 0,29 \text{ m} = 29 \text{ cm}$$

Como se observa, el canto útil del forjado debe estar en torno a los 37 cm para que cumpla el Estado Límite de Servicio.

De acuerdo a los resultados presentados, para el recálculo se considerará un forjado de 30 cm de espesor al igual que en la estructura existente. Se define mediante viguetas prefabricadas armadas de hormigón 25+5/70. La capa de 5 cm es la capa de compresión de hormigón in situ con mallazo electrosoldado. Dado que cumple con la normativa vigente para el recálculo que es el Código Técnico CT, 2022 [2], tomaremos de nuevo el programa CypeCad para obtener mediante cálculos los valores de deformación elasto-plástica del forjado y analizar si son admisibles.

Geometría	
Esesor capa compresión (a)	5 cm
Canto de bovedilla (b)	25.0 cm
Intereje (c)	70 cm
Ancho del nervio (d)	10 cm
Ancho longitudinal	20 cm
Incremento del ancho del nervio	3.0 cm

Datos para cálculo	
☐ Volumen de hormigón	0.098 m³/m²
Tipo de bovedilla	De hormigón
Comprobación de flecha	Como vigueta armada
Peso superficial:	3.54 kN/m² (Simple), 4.01 kN/m² (Doble)
Rigidez fisurada	50.0 % rigidez bruta

Figura 26. Vigueta armada 25+5/70

6.3.1.1. Estimación del nuevo forjado

Se pretende enlazando con el recálculo actualizado de la estructura del edificio ejecutar un par de nuevos forjados en la entreplanta de un de los domicilios. Estos forjados se proyectan para ubicarse entre los pórticos 1, 2, 3 y 11, delimitados a su vez por los pilares 7, 8, 9, 10, 11 y 12, como se aprecia en las figuras 27a y 27b.

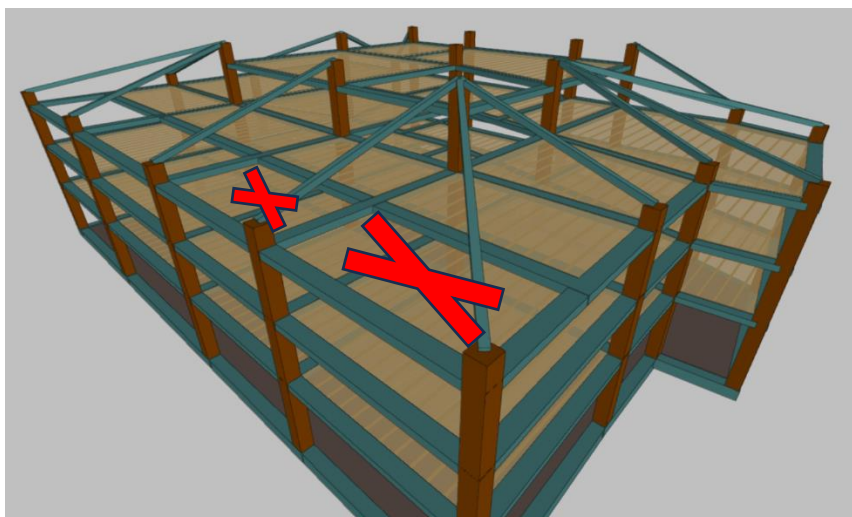


Figura 27a. Estructura antes de la proyección del nuevo forjado.

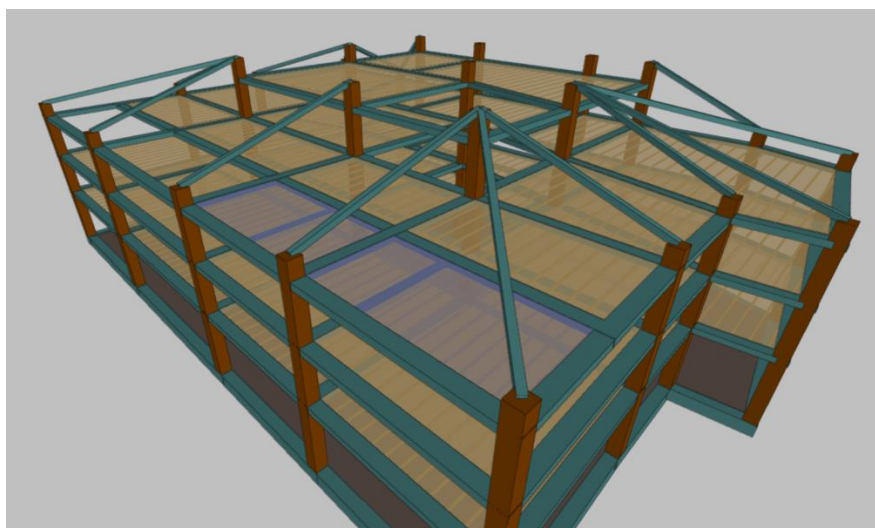


Figura 27b. Estructura después de la proyección del nuevo forjado.

6.3.1.2. Tipología del nuevo forjado

Debido a la ubicación de la finca, en pleno centro del Municipio de Jaén, se proyecta ejecutar los dos nuevos forjados mediante chapa colaborante de canto 100 mm. Esta tipología de forjado además ofrece una mayor simplificación tanto logística como en ejecución, también limita la carga aportada a las vigas donde apoyará este nuevo forjado.

En la figura 28 se presenta los datos de forjado de chapa colaborante.

Datos de losa mixta

chapa colaborante forjado nuevo, Serif, 15.0 cm Paño 17

chapa colaborante forjado nuevo

Canto: 100 mm
 Intereje: 500 mm
 Ancho panel: 3000 mm
 Ancho superior: 200 mm
 Ancho inferior: 200 mm
 Tipo de solape lateral: Inferior
 Límite elástico: 313.92 MPa

Perfil: Serif
 Espesor: 1.00 mm
 Peso superficial: 0.09 kN/m²
 Sección útil: 12.10 cm²/m
 Momento de inercia: 100.00 cm⁴/m
 Módulo resistente: 20.00 cm³/m

Desnivel: 0.000 m (Plano base)

Coef. empotramiento: 0.00

Momentos mínimos (Sin comprobación)

	S	Negativo exterior	Negativo interior	Positivo
-	☐	-	-	-
-	☐	-	-	-
-	☐	-	-	-

Modificar momentos mínimos

Aceptar

Cancelar

Figura 28. Datos del nuevo forjado.

6.3.2. Cimentación

Para el recálculo de la estructura vamos a considerar la misma tipología existen en el edificio original que se trata de una cimentación superficial mediante losa de cimentación continua de hormigón armado.

Además, se considerarán la misma estimación para el canto de la losa mencionados en el apartado 4.4.1., ya que los métodos de Francisco Javier Rodríguez Ortiz, 1989 [5] y Fernando Muzás, 1992 [6] siguen vigentes. Se muestran aquí de nuevo un recordatorio de las estimaciones:

- Método según Rodríguez Ortiz es de 1,5 metros.
- Método según Fernando Muzás es de 0,88 metros.
- Método del 10% l_p es de 0,80 metros.

Al igual que el apartado 2, escogemos el espesor de la losa de cimentación de 0,8 metros.

6.3.3. Resultados del cálculo

6.3.3.1. Pilares

A continuación, se recalculará los esfuerzos soportados por los pilares ya mencionados en el apartado 4.5. bajo la normativa vigente en la actualidad.

6.3.3.1.1. Estudio de pilares singulares

Al igual que lo realizado en el apartado 2 en el apartado 4.5.1. se estudiarán de nuevo los pilares el P1 que es un pilar ubicado en una esquina del edificio, el P7 que es un pilar ubicado en la medianería del edificio y por último nos fijaremos en el P12 que es un pilar ubicado en el interior del edificio, bajo la normativa vigente.

6.3.3.1.1.1. Pilar 1

6.3.3.1.1.1.1. Dimensionamiento armadura Pilar 1

Conservando la sección de los pilares de la estructura existente que es de 60x60 cm se recalcula el armado del pilar para ver posibles cambios con el cambio de normativa, que más tarde se comentará en el apartado de conclusiones.

Edición del armado		Dimensión		Armado longitudinal				Armado transversal		As/Ac (%)	
		X (cm)	Y (cm)	Esquinas	Cara X	Cara Y		Cercos	Separación		
Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	10.05 m	60	60	4	Ø20	4	Ø16	4	Ø16	20	0.8 ✓
Nivel 3_ENTREPLANTA	9.3 m	60	60	4	Ø20	4	Ø16	4	Ø16	8	0.8 ✓
Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	6.6 m	60	60	4	Ø20	4	Ø16	4	Ø16	20	0.8 ✓
Nivel 1_PRIMERA PLANTA	3.8 m	60	60	4	Ø20	4	Ø16	4	Ø16	20	0.8 ✓
Nivel 0_CIMENTACION	0 m			4	Ø20	4	Ø16	4	Ø16	3	0.8 ✓

Figura 29. Dimensionamiento armado P1.

6.3.3.1.1.1.2. Solicitaciones en el pilar 1

En este apartado se mostrarán las solicitaciones a las que se ve sometido el Pilar 1. Al estar sometido a las mismas acciones de Peso propio, Sobrecargas, Viento, Nieve y Sismo, los esfuerzos resultantes deben ser similares a los anteriormente calculados en el apartado 4.5.1.1.2.

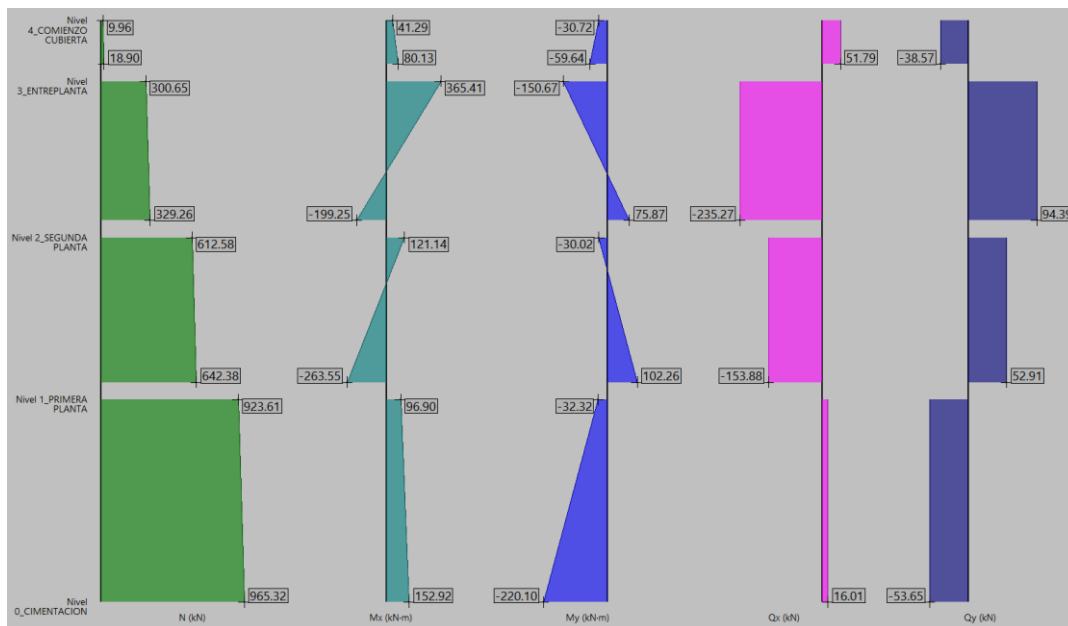


Figura 30. Solicitaciones en Pilar 1.

6.3.3.1.1.3. Distorsión en el Pilar 1

Debido al nuevo criterio de cálculo marcado por la NCSE-02 (“Normativa de Construcción Sismorresistente,” 2002) [7].

❖ Desplazamiento lineal equivalente

El desplazamiento entre plantas horizontal v , en la dirección determinada (X o Y) se considerará, teniendo en cuenta el comportamiento postelástico mediante la siguiente fórmula:

$$V_{max} = V_y * \mu$$

Donde:

v_y , desplazamiento lineal equivalente calculado en régimen elástico.

μ , coeficiente de comportamiento por ductilidad. De acuerdo con el Artículo 3.7.3.1. de la NCSE-02 (“Normativa de Construcción Sismorresistente,” 2002) [7]. Se determina un coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 2$ (ductilidad baja).

En este caso, el desplazamiento máximo equivalente considera el desplazamiento producido por las fuerzas laterales equivalentes de sismo para un comportamiento lineal de la estructura, mayorado por el factor μ . Lo que esto indica es que la estructura calculada

en régimen lineal sometida a fuerzas laterales, divididas por el factor μ , mostrarán un desplazamiento entre plantas de v_y . Por otro lado, la estructura realmente plastificará hasta un máximo teórico de $\mu = 2$.

La Regla de Igual Desplazamiento como se conoce, rige que las estructuras en régimen elástico y que representan un comportamiento elasto-plástico tienen un mismo desplazamiento último.

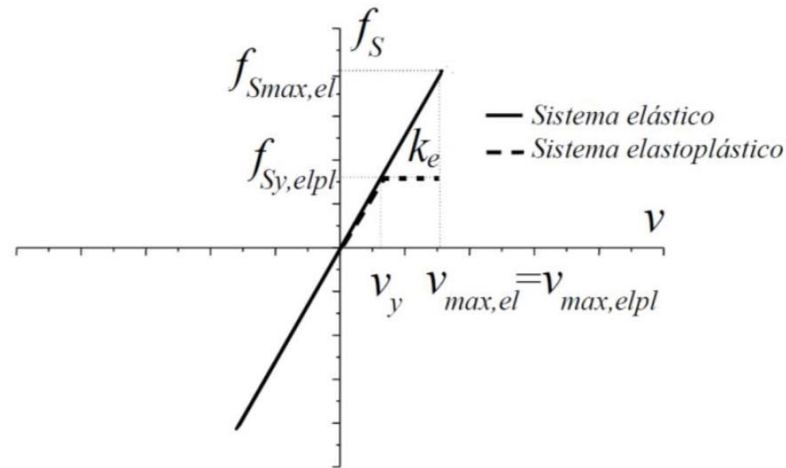


Figura 31. Comportamiento elástico frente Elasto-plástico en estructuras flexibles.

La distorsión del pilar en estudio (P1) por planta respecto a la rasante, se analizará en función del índice de desplazamiento relativo, el cual se define como:

$$IDR(\%) = \frac{v_{y,i}}{h_i}$$

Donde:

$v_{y,i}$, desplazamiento entre plantas (m).

h_i , Altura de planta (m).

Tabla 14. Distorsión en Pilar 1.

Situaciones persistentes o transitorias									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
P1	Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	10.05	0.90	0.0004	h / 2250	G	0.0004	h / 2250	G
	Nivel 3_ENTREPLANTA	9.15	2.70	0.0000	----	G	0.0007	h / 3858	G
	Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	6.45	2.80	0.0000	----	G	0.0007	h / 4000	G
	Nivel 1_PRIMERA PLANTA	3.65	3.65	0.0000	----	G	0.0004	h / 9125	G
	Nivel 0_CIMENTACION	0.00							
	Total		10.05	0.0004	----	G	0.0022	h / 4569	G

Situaciones sísmicas ⁽¹⁾									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	DistorsiónX			DistorsiónY		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
P1	Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	10.05	0.90	0.0015	h / 600	----	0.0029	h / 311	----
	Nivel 3_ENTREPLANTA	9.15	2.70	0.0044	h / 614	----	0.0103	h / 263	----
	Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	6.45	2.80	0.0057	h / 492	----	0.0120	h / 234	----
	Nivel 1_PRIMERA PLANTA	3.65	3.65	0.0056	h / 652	----	0.0107	h / 342	----
	Nivel 0_CIMENTACION	0.00							
	Total		10.05	0.0171	h / 588	----	0.0358	h / 281	----

Notas:
⁽¹⁾ Las distorsiones están mayoradas por la ductilidad.

Para analizar el daño sufrido por la estructura en función de los desplazamientos entre plantas, el IDR (Índice Desplazamiento Relativo) establece lo siguiente:

- $0\% < IDR \leq 0,5\%$ → Cerca de la plastificación
- $0,5\% < IDR \leq 1\%$ → Daño en función de la rigidez de la estructura
- $1\% < IDR \leq 2\%$ → Estructura dañada gravemente
- $2\% < IDR \leq 3,5\%$ → Daño próximo al colapso de la estructura

Se puede observar con los datos arrojados que en el Pilar 1, que en todas las plantas por las que discurre, el IDR ronda el 0,5% lo que indica que la estructura está cerca de la plastificación.

6.3.3.1.1.2. Pilar 7

6.3.3.1.1.2.1. Dimensionamiento armadura Pilar 7

Se realizarán la misma comprobación que en el apartado 5.5.1.1. para el Pilar 1. Conservando la sección de los pilares de la estructura existente que es de 60x60 cm se recalcula el armado del pilar para ver posibles cambios con el cambio de normativa, que más tarde se comentará en el apartado de conclusiones.

Edición del armado		Dimensión		Armado longitudinal				Armado transversal		As/Ac (%)	
		X (cm)	Y (cm)	Esquinas	Cara X	Cara Y		Cercos	Separación		
Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	10.05 m	60	60	4	Ø20	8 Ø12	8 Ø12	Ø6	12	0.9	✓
Nivel 3_ENTREPLANTA	9.3 m	60	60	4	Ø20	8 Ø12	8 Ø12	Ø6	8	0.9	✓
Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	6.6 m	60	60	4	Ø20	8 Ø12	8 Ø12	Ø6	6	0.9	✓
Nivel 1_PRIMERA PLANTA	3.8 m	60	60	4	Ø20	8 Ø12	8 Ø12	Ø6	15	0.9	✓
Nivel 0_CIMENTACION	0 m			4	Ø20	8 Ø12	8 Ø12	Ø6	3	0.9	✓

Figura 32. Dimensionamiento armado P7.

6.3.3.1.1.2.2. Solicitaciones en el pilar 7

En este apartado se mostrará las solicitaciones a las que se ve sometido el Pilar 7. Al estar sometido a las mismas acciones de Peso propio, Sobrecargas, Viento, Nieve y Sismo, los esfuerzos resultantes debe ser similares a los anteriormente calculados en el apartado 4.5.1.2.2. para el Pilar 7.

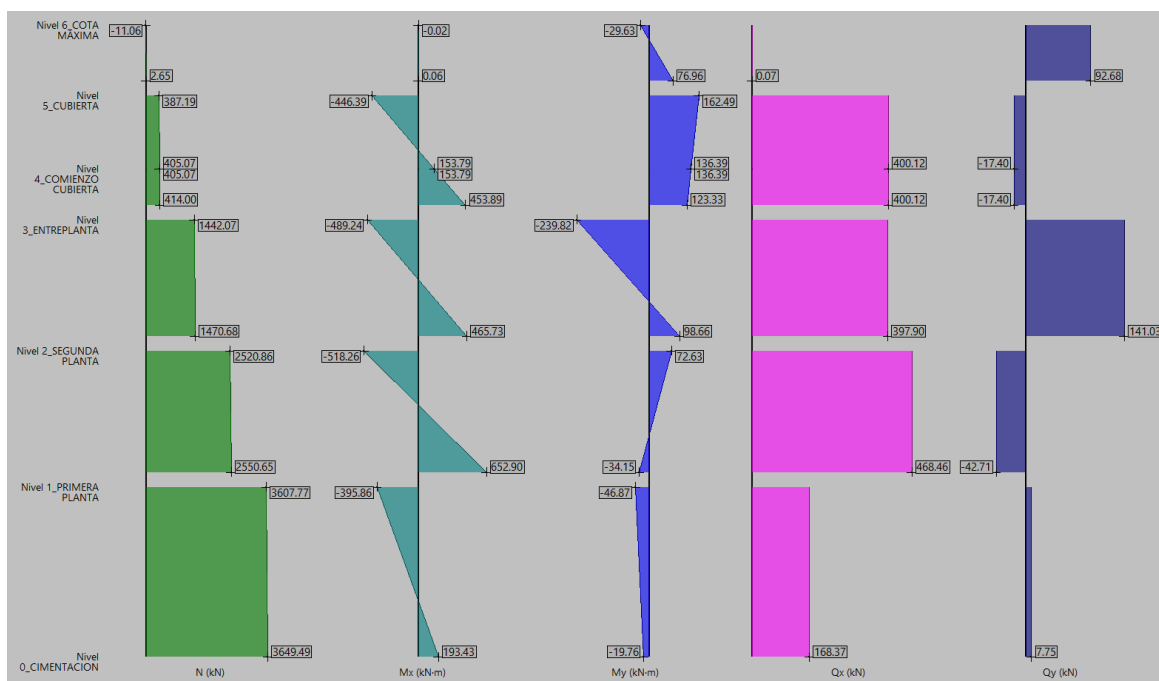


Figura 33. Solicitaciones en Pilar 12.

6.3.3.1.1.2.3. Distorsión en el Pilar 12

Se aplicará los criterios reflejados en la NCSE-02 ("Normativa de Construcción Sismorresistente," 2002) [7] como se refleja en el apartado 5.5.1.1.3. para el Pilar 1, de este modo:

Tabla 15. Distorsión en Pilar 7.

Situaciones persistentes o transitorias									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
P7	Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	10.05	0.90	0.0002	h / 4500	G	0.0003	h / 3000	G
	Nivel 3_ENTREPLANTA	9.15	2.70	0.0001	----	G	0.0005	h / 5400	G
	Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	6.45	2.80	0.0001	----	G	0.0007	h / 4000	G
	Nivel 1_PRIMERA PLANTA	3.65	3.65	0.0000	----	G	0.0004	h / 9125	G
	Nivel 0_CIMENTACION	0.00							
	Total		10.05	0.0004	----	G	0.0014	h / 7179	G

Situaciones sísmicas ⁽¹⁾									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
P7	Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	10.05	0.90	0.0024	h / 375	----	0.0024	h / 375	----
	Nivel 3_ENTREPLANTA	9.15	2.70	0.0090	h / 300	----	0.0077	h / 351	----
	Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	6.45	2.80	0.0104	h / 270	----	0.0092	h / 305	----
	Nivel 1_PRIMERA PLANTA	3.65	3.65	0.0095	h / 385	----	0.0082	h / 446	----
	Nivel 0_CIMENTACION	0.00							
	Total		10.05	0.0311	h / 324	----	0.0268	h / 375	----

Notas:
⁽¹⁾ Las distorsiones están mayoradas por la ductilidad.

Se puede observar con los datos arrojados que en el Pilar 7, que en todas las plantas por las que discurre, el IDR ronda el 1% sin sobrepasarlo lo que indica que la estructura podría sufrir daños en función de su rigidez.

6.3.3.1.1.3. Pilar 12

6.3.3.1.1.3.1. Dimensionamiento armadura Pilar 12

Se realizarán la misma comprobación que en el apartado 5.5.1.1. para el Pilar 1. Conservando la sección de los pilares de la estructura existente que es de 60x60 cm se recalcula el armado del pilar para ver posibles cambios con el cambio de normativa, que más tarde se comentará en el apartado de conclusiones.

Edición del armado		Dimensión		Armado longitudinal				Armado transversal		As/As (%)	
		X (cm)	Y (cm)	Esquinas	Cara X	Cara Y		Cercos	Separación		
Nivel 6_COTA MÁXIMA	13 m	60	60	4	Ø20	10	Ø12	Ø6	12	1	✓
Nivel 5_CUBIERTA	11.85 m	60	60	4	Ø20	10	Ø12	Ø6	5	1	✓
Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	10.05 m	60	60	4	Ø20	10	Ø12	Ø6	5	1	✓
Nivel 3_ENTREPLANTA	9.3 m	60	60	4	Ø20	10	Ø12	Ø6	5	1	✓
Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	6.6 m	60	60	4	Ø20	10	Ø12	Ø6	5	1	✓
Nivel 1_PRIMERA PLANTA	3.8 m	60	60	4	Ø20	10	Ø12	Ø6	15	1	✓
Nivel 0_CIMENTACION	0 m	60	60	4	Ø20	10	Ø12	Ø6	3	1	✓

Figura 34. Dimensionamiento armado P12.

6.3.3.1.1.3.2. Solicitaciones en el pilar 12

En este apartado se mostrarán las solicitaciones a las que se ve sometido el Pilar 12. Al estar sometido a las mismas acciones de Peso propio, Sobrecargas, Viento, Nieve y

Sismo, los esfuerzos resultantes debe ser similares a los anteriormente calculados en el apartado 4.5.1.3.2. para el Pilar 12.

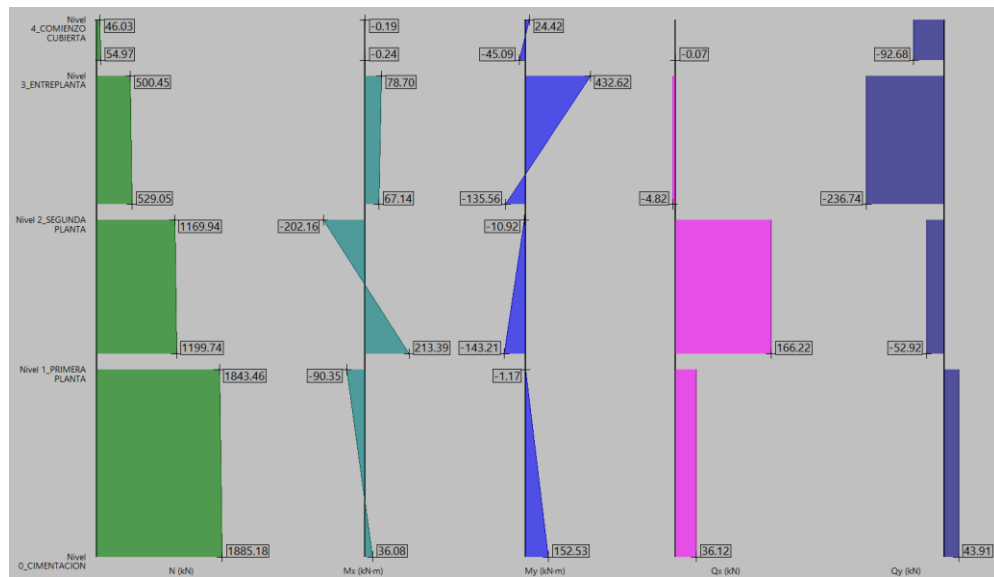


Figura 35. Solicitaciones en Pilar 7.

6.3.3.1.1.3.3. Distorsión en el Pilar 7

Se aplicará los criterios reflejados en la NCSE-02 ("Normativa de Construcción Sismorresistente," 2002) [7] como se refleja en el apartado 5.5.1.1.3. para el Pilar 1, de este modo:

Tabla 16. Distorsión en Pilar 12.

Situaciones persistentes o transitorias									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
P12	Nivel 6_COTA MÁXIMA	13.00	1.30	0.0005	h / 2600	G	0.0003	h / 4334	G
	Nivel 5_CUBIERTA	11.70	1.65	0.0000	----	G	0.0001	----	G
	Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	10.05	0.90	0.0000	----	G	0.0003	h / 3000	G
	Nivel 3_ENTREPLANTA	9.15	2.70	0.0001	----	G	0.0005	h / 5400	G
	Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	6.45	2.80	0.0001	----	G	0.0007	h / 4000	G
	Nivel 1_PRIMERA PLANTA	3.65	3.65	0.0000	----	G	0.0004	h / 9125	G
	Nivel 0_CIMENTACION	0.00							
	Total		13.00	0.0004	----	G	0.0017	h / 7648	G

Situaciones sísmicas ⁽¹⁾									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
P12	Nivel 6_COTA MÁXIMA	13.00	1.30	0.0011	h / 1182	----	0.0005	h / 2600	----
	Nivel 5_CUBIERTA	11.70	1.65	0.0014	h / 1179	----	0.0017	h / 971	----
	Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	10.05	0.90	0.0011	h / 819	----	0.0016	h / 563	----
	Nivel 3_ENTREPLANTA	9.15	2.70	0.0067	h / 403	----	0.0077	h / 351	----
	Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	6.45	2.80	0.0080	h / 350	----	0.0092	h / 305	----
	Nivel 1_PRIMERA PLANTA	3.65	3.65	0.0074	h / 494	----	0.0082	h / 446	----
	Nivel 0_CIMENTACION	0.00							
	Total		13.00	0.0253	h / 514	----	0.0282	h / 461	----

Notas:
⁽¹⁾ Las distorsiones están mayoradas por la ductilidad.

Se puede observar con los datos arrojados que en el Pilar 12, que en todas las plantas por las que discurre, el IDR ronda valores entre 0,5% y 1% sin sobrepasarlo lo que indica que la estructura plastifica si llegar a sufrir daños.

6.3.3.2. Vigas

Tal y como se ha realizado el cálculo de dos vigas singulares en el apartado 4.6. en el apartado 2, se procederá al recalcu de las mismas vigas ubicadas en el Pórtico 6 (Exterior) y el Pórtico 12 (Interior), siguiendo los criterios de la normativa vigente como es el Código Técnico CT, 2022 [2].

6.3.3.2.1. Viga del Pórtico 6 (Exterior)

6.3.3.2.1.1. Dimensionamiento del armado

Se muestra el armado tanto longitudinal, como transversal del Pórtico 6, que lo conforma las vigas exteriores que unen los Pilares 1, 3, 4 y 5.

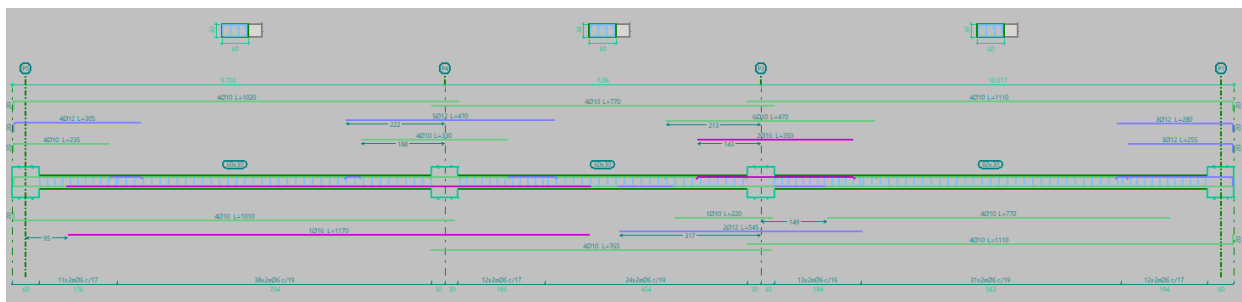


Figura 36. Armado del Pórtico 6.

Aunque se prestará detalle en el segundo tramo del pórtico, la viga que une los Pilares 3 y 4.

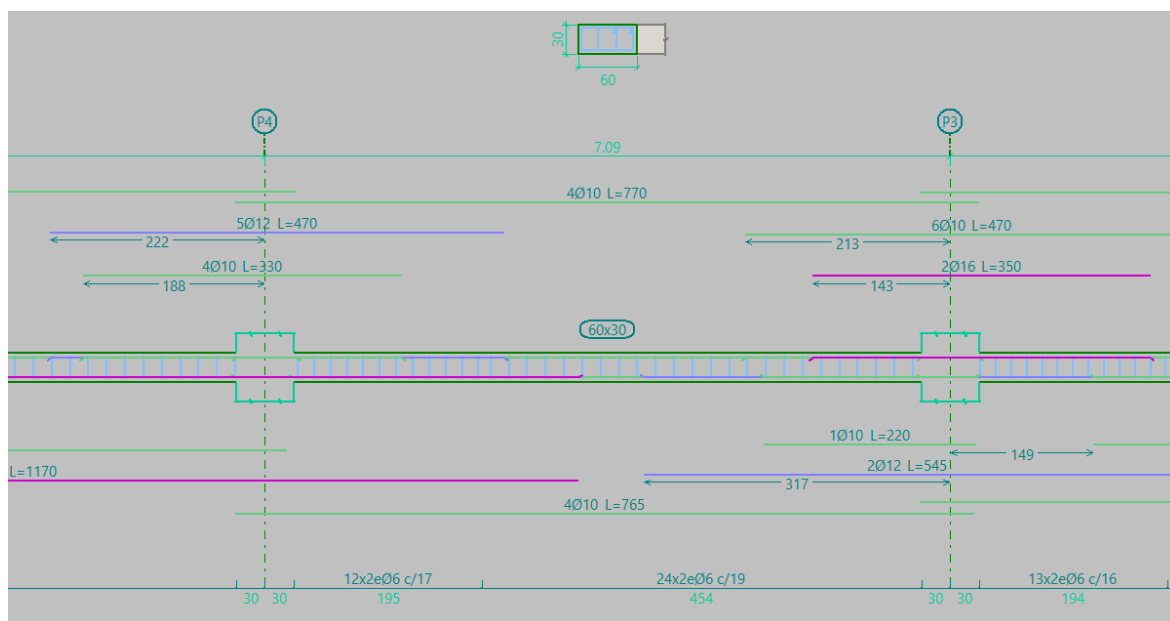


Figura 37. Detalle armado tramo 2 del Pórtico 6.

6.3.3.2.1.2. Solicitaciones en la viga

Ahora se mostrará las solicitaciones ejercidas en la viga ubicada en el segundo tramo del Pórtico 6. Justo en la unión del tramo 2 con el tramo 1 del pórtico encontramos el máximo momento negativo del pórtico de valor 90,37 kN*m (similar al obtenido en el apartado 4.6.1.2. del apartado, ya que la estructura se ve sometida a las mismas acciones). Además de uno de los mayores cortantes del mismo de valor 61.04 kN.

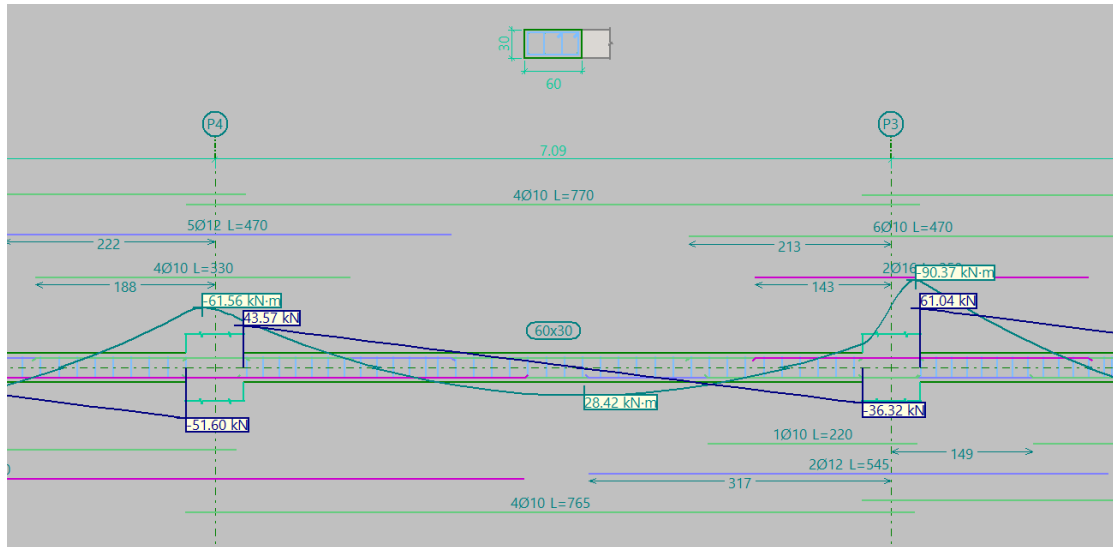


Figura 38. Solicitaciones en el segundo tramo de la viga del Pórtico 6.

6.3.3.2.2. Viga del Pórtico 12 (Exterior)

6.3.3.2.2.1. Dimensionamiento del armado

Se muestra el armado tanto longitudinal, como transversal del Pórtico 12, que lo conforma las vigas exteriores que unen los Pilares 17, 28, 11 y 8.

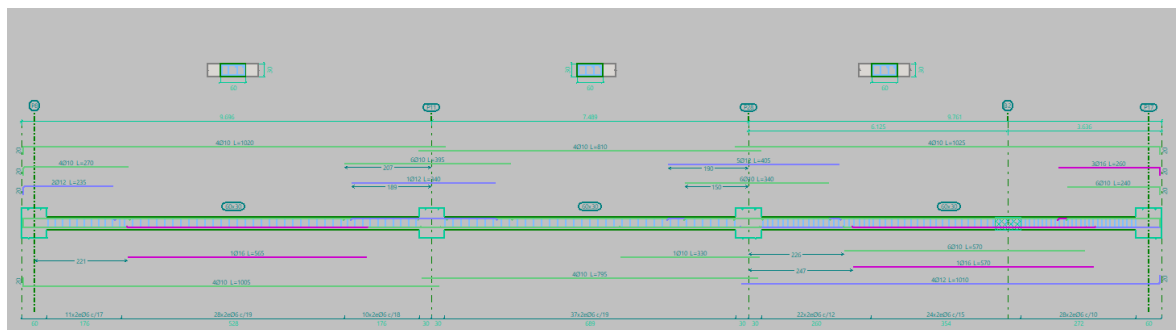


Figura 39. Armado del Pórtico 12.

Aunque se prestará detalle en el segundo tramo del pórtico, la viga que une los Pilares 11 y 28.

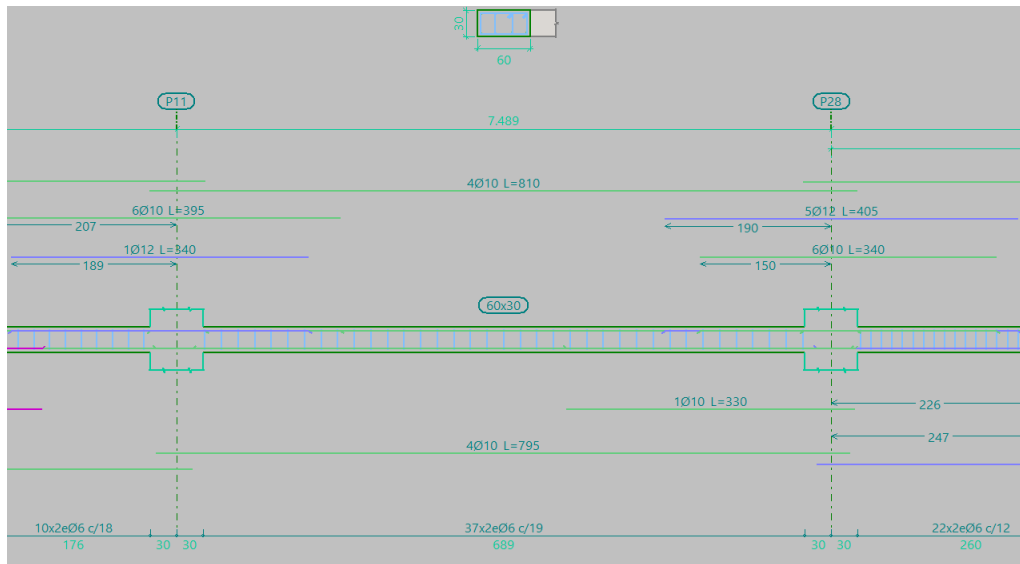


Figura 40. Detalle armado tramo 2 del Pórtico 12.

6.3.3.2.2. Solicitaciones en la viga

Ahora se mostrará las solicitaciones ejercidas en la viga ubicada en el segundo tramo del Pórtico 12. Justo en la unión del tramo 2 con el tramo 1 del pórtico encontramos el máximo momento negativo del pórtico de valor 118,69 kN*m. Además de uno de los mayores cortantes del mismo de valor 77,94 kN.

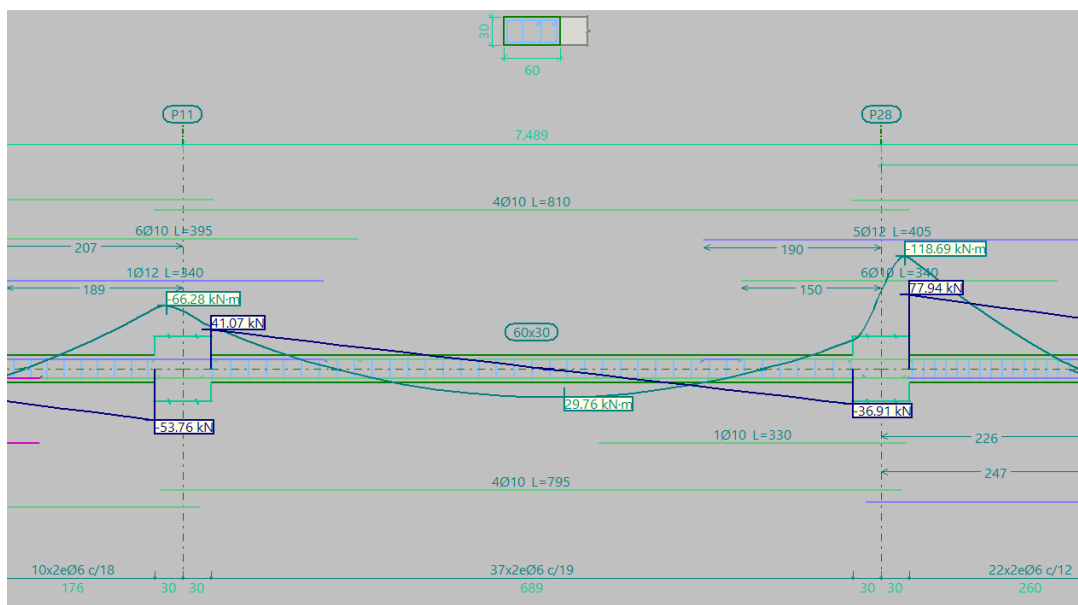


Figura 41. Solicitaciones en el segundo tramo de la viga del Pórtico 6.

7. EVALUACIÓN DEL RECÁLCULO DE LA ESTRUCTURA CON NIVELES DE PELIGROSIDAD SÍSMICA ACTUALIZADA

7.1. Actualización de Mapas de Peligrosidad Sísmica

En el documento de actualización de Mapas de Peligrosidad Sísmica de España de 2012 publicado por el Instituto Geográfico Nacional, IGN 2012 [8] basándose en los mapas de peligrosidad de la norma NCSE-02 (“Normativa de Construcción Sismorresistente,” 2002) [7], presenta un incremento en la aceleración básica de nuestro suelo. Teniendo presente esto, se procede a la estimación de la aceleración básica con este nuevo criterio. El inconveniente que se debe tener presente es que la aceleración básica que propone es para tipo I, mientras que los datos que nos aporta la NCSE-02 (“Normativa de Construcción Sismorresistente,” 2002) [7] son para suelo tipo II.

A su vez, con el Eurocódigo 8, 1998 [9] se recae en el mismo problema. Por lo tanto, los valores de aceleración básica que nos presenta el nuevo Documento de Actualización de Mapas de Peligrosidad Sísmica de España de 2012 como el Eurocódigo 8, 1998 [9] no se pueden comprar directamente ya que como se ha comentado hablan en referencia a distinto tipo de suelo.

Para poder utilizar los valores que arroja el Instituto Geográfico Nacional, IGN 2012 [8] y el Eurocódigo 8, 1998 [9] al aplicar la NCSE-02 (“Normativa de Construcción Sismorresistente,” 2002) [7], es necesario estimar la aceleración básica previamente para el suelo tipo II.

A continuación, se detallará el procedimiento para obtener el valor correspondiente de aceleración básica en el suelo tipo II, a partir de los valores dados por el Instituto Geográfico Nacional, IGN 2012 [8] y el Eurocódigo 8, 1998 [9] para suelo tipo I:

1. Estimación de la aceleración básica y la aceleración de cálculo que propone la NCSE-02 (“Normativa de Construcción Sismorresistente,” 2002) [7].
2. Obtención de los valores de aceleración básica revisada tanto por el Instituto Geográfico Nacional, IGN 2012 [8] como por el Eurocódigo 8, 1998 [9] para suelo tipo I, para determinar la aceleración de cálculo que se propone utilizando ambos procedimientos.

3. Determinar de la aceleración básica revisada que hay que utilizar en NCSE-02 ("Normativa de Construcción Sismorresistente," 2002) [7] para obtener los mismos valores de aceleración de cálculo que proponen tanto en Instituto Geográfico Nacional, IGN 2012 [8] como por el Eurocódigo 8, 1998 [9]. Este valor de aceleración básica revisada de IGN o Eurocódigo será el que se va a utilizar para el recálculo del sismo.

En la Tabla 17, se muestran los valores de aceleración básica para el suelo tipo II, tanto los propuestos por la NCSE-02 ("Normativa de Construcción Sismorresistente," 2002) [7], como los revisados del Instituto Geográfico Nacional, IGN 2012 [8] como por el Eurocódigo 8, 1998 [9] para suelo tipo II.

Tabla 17. Datos de aceleración básica y aceleración de cálculo Según Norma.

NORMA	Aceleración básica (Suelo tipo II)
NCSE-02	0,07
IGN -2012 (Valor revisado)	0,149
Eurocódigo – 8 (valor revisado)	0,168

Por lo tanto, obtenemos que el valor para la aceleración básica que se debe emplear en el cálculo es de 0,149. Este valor lo deberemos introducir en el apartado de Normativa para el cálculo de la acción sísmica del programa CypeCad para la actualización de la acción sísmica y comprobar si la estructura ejecutada con normativa ya derogada, es capaz de ser resistente a la actualización de la Peligrosidad Sísmica actual o hay que tomar medidas estructurales para su reforzamiento.

7.2. Resultado y soluciones frente a la actualización de peligrosidad sísmica

Tras la actualización de la peligrosidad sísmica con la obtención de la aceleración básica determinada por el Instituto Geográfico Nacional, IGN 2012 [8] y por el Eurocódigo 8, 1998 [9]. Se ha introducido el nuevo valor en el programa de cálculo CypeCad. Este proceso se ha llevado a cabo bloqueando la armadura de la estructura para averiguar si la armadura de diseño bajo el criterio de sismo en el momento de diseño del edificio es capaz de soportar el incremento en la aceleración básica que ha sufrido la zona.

Los datos arrojados son los siguientes:

- En el Pórtico 6, el Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) es mayor a 1, esto quiere decir que la resistencia de la estructura frente a la solicitación que actúa sobre ella es menor.

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

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.735 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

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

$\eta : 1.330 \times$

Figura 42. Comprobación ELU en el pórtico 6.

- En algunos pórticos el Estado Límite de agotamiento por Cortante no cumple debido a que las nuevas solicitaciones exigen una menor separación entre ramas de armadura transversal.

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

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

$248 \text{ mm} \leq 186 \text{ mm} \times$

Donde:

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

$s_{t,max} : 186 \text{ mm}$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$d : 247,50 \text{ mm}$

Figura 43. Comprobación de Estado Límite a cortante del Pórtico 12.

- En los pilares, aparecen también agotamiento del Estado límite frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas), además de fallos en criterio específico derivados de la aceleración básica actualizada de la que disponemos como la separación de estribos en zonas extremas.

Armadura transversal

Diámetro mínimo de cercos en zonas extremas (Artículo 4.5.3.1):

$$\phi \geq 6 \text{ mm}$$

$6 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \checkmark$

Se concentrarán estribos en una longitud mayor que 2 veces la dimensión mínima del pilar, en sus zonas extremas.

Separación de estribos en zonas extremas (Artículo 4.5.3.1):

$$s \leq C/3$$

$200 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm} \checkmark$

$$s \leq 150 \text{ mm} (\phi \geq 16 \text{ mm})$$

$200 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \times$

Figura 44. Criterio de diseño por sismo.

7.2.1. Posibles soluciones

La primera solución que se puede arrojar frente a los resultados obtenidos es el rearmado de la estructura para cumplir con las solicitudes derivadas de la actualización de la aceleración básica del suelo. Esta solución además de ser bastante más costosa, el principal problema que existe es que se trata de una estructura ya ejecutada y en funcionalidad. Esta solución llevaría al desalojo de las familias que residen en el edificio y su demolición para volver a levantar la estructura. Esto supondría un gasto muy elevado además del perjuicio a las familias y afectados.

Descartando la primera solución, se debe pensar en técnicas de refuerzo y rehabilitación de la estructura. Estas técnicas pueden implicar el uso de materiales adicionales, mejoras en la geometría, etc. A continuación, se presentan algunas posibles soluciones:

- Encamisado del pilar o viga, se trata de envolver al elemento con una capa de hormigón adicional, esto se utiliza para aumentar la sección transversal y mejorar la capacidad de carga.
- Refuerzo con Fibras de Carbono (FRP), se trata del uso de láminas o mallas de polímero reforzado con fibra de carbono adheridas al elemento para aumentar su capacidad de carga y mejorar su ductilidad.
- Aumento de sección con placas de acero, se trata de fijar placas de acero sobre el perímetro del elemento para la mejora de su resistencia a flexión y cortante.
- Postensado externo, se trata de aplicar cables de postensados externos a la estructura para aumentar su capacidad de carga y reducir su flexión.
- Refuerzo con Hormigón proyectado (GUNITE), se trata de aplicar una capa de hormigón proyectado sobre la superficie del elemento para así mejorar la capacidad de carga y aumentar su sección.

8. ESTIMACIÓN ECONÓMICA

En este apartado se estimará el coste económico de la reforma de la Entrepanta de la planta segunda. Que consiste en la ejecución de dos nuevos forjados por el sistema de chapa colaborante.

RESUMEN DE PRESUPUESTO

CAPÍTULO	RESUMEN	IMPORTE	%
1	FORJADO CHAPA COLABORANTE	7.176,05	96,52
2	MÉTODOS AUXILIARES.....	58,08	0,78
3	CONTROL DE CALIDAD	185,00	2,49
4	GESTIÓN DE RESIDUOS.....	15,96	0,21
PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL		7.435,09	
21% IVA		1.561,37	
PRESUPUESTO BASE DE OBRA		8.996,46	

Asciende el presupuesto a la expresada cantidad de OCHO MIL NOVECIENTOS NOVENTA Y SEIS EUROS con CUARENTA Y SEIS CÉNTIMOS

PRESUPUESTO Y MEDICIONES

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
1	FORJADO CHAPA COLABORANTE							
05FWW90001	m ² FORJADO CHAPA COLABORANTE 10 cm ESPESOR Forjado mediante chapa colaborante de 10 cm de espesor y 0,75 mm de espesor de chapa, realizado con hormigón armado tipo HA-25/P/20/XC2, consistencia plástica y tamaño máximo del árido 20 mm, complementarias con acero B 500 S, incluso p.p. de macizado de apoyos, encofrados complementarios, apeos, desencofrado, vibrado y curado; construido según CodE, NCSR-02 y CTE. Medida la superficie de fuera a fuera deduciendo huecos mayores de 1 m ² . FORJADO 1 FORJADO 2	1 1	8,11 8,61	4,70 4,70		38,12 40,47 78,59		
05HAC00015	kg ACERO EN BARRAS CORRUGADAS TIPO B500S Acero en barras corrugadas tipo B 500 S para elementos estructurales varios, incluso corte, labrado, colocación y p.p. de atado con alambre recocido, separadores y puesta en obra; según instrucción del Código Estructural. Medido en peso nominal. BARRAS CORRUGADAS	1	943,01			943,01 943,01	1,52	1.433,38
03AMM00010	m ² ACERO ME B500S EN MALLA ELECTROSOLDADA Acero en malla electrosoldada fabricada con alambres corrugados ME B 500 S en elementos de cimentación, incluso corte, colocación y solapes, puesto en obra según CodE. Medido en peso nominal. PARA REFUERZOS DE FORJADOS FORJADO 1 FORJADO 2	1 1	8,11 8,61	4,70 4,70		38,12 40,47 78,59	8,00	628,72
CH02920	m ³ HORMIGÓN HA-25/P/20/XC2, SUMINISTRADO Medido el volumen fresco útil descargado FORJADO 1 FORJADO 2	0,1 0,1	8,11 8,61	4,70 4,70		3,81 4,05 7,86	97,10	763,21
TOTAL 1.....								7.176,05

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
2	METODOS AUXILIARES							
N01	d MONTACARGAS DE OBRA DE 18 m. Plataforma multiuso con laterales abatibles para el transporte de una larga variedad de materiales de construcción, fácil transporte incluso en vehículo de pasajeros o remolque. 230 V de energía eléctrica son suficientes y puede ser adaptado a todo tipo de condiciones en obra.							
	Montacargas	1				1,00		
						1,00	58,08	58,08
	TOTAL 2							58,08

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
3	CONTROL DE CALIDAD							
CAL02E10	ud Ensayo de tracción de la barras de acero ensayo	1				1,00		
						1,00	35,00	35,00
CAL03E10	ud supervisión de calidad en la ejecución de la obra					1,00	150,00	150,00
	TOTAL 3							185,00

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
4	GESTIÓN DE RESIDUOS							
17HHN00110N	m³ RETIRADA RESIDUOS HORMIGÓN N.P. DIST. MÁX. 10 Km Retirada de residuos de hormigón en obra de nueva planta a planta de valorización situada a una distancia máxima de 10 km, formada por: carga, transporte a planta, descarga y canon de gestión. Medido el volumen es- ponjado.							
	RESIDUOS	0,1	7,86			0,79		
						0,79	20,20	15,96
	TOTAL 4							15,96
	TOTAL							7.435,09

9. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

En este estudio técnico se ha calculado y analizado el comportamiento de la estructura de un edificio ejecutado en el año 2000 con normativa ya derogada y se ha recalculado con normativa vigente para ver si en la actualidad sigue cumpliendo criterios de seguridad y estabilidad.

Además, por el relativamente recién publicado Documento de Actualización de Peligrosidad Sísmica del Instituto Geográfico Nacional, IGN 2012 [8], se ha realizado un estudio para ver el comportamiento de la estructura frente al incremento de la aceleración básica del suelo en un casi 213% apreciando los posibles daños que se producen en la estructura y aportando soluciones técnicas válidas para su contención.

Tras el estudio realizado se pueden establecer las siguientes conclusiones:

1. Se puede apreciar notablemente tras realizar el cálculo con normativa derogada frente al nuevo Código técnico, que las nuevas normativas incorporan avances en el conocimiento sobre el comportamiento de las estructuras y los materiales. Esto se traduce en que la estructura calculada con la normativa vigente presenta en general un menor armado de la estructura, por lo tanto, se consigue una mejor optimización de la seguridad, la eficiencia y la economía de las construcciones. Esto se traduce en que la estructura calculada con la normativa vigente presenta en general un menor armado de la estructura.
2. Tras los estudios arrojados por el Instituto Geográfico Nacional, IGN 2012 [8], se aprecia un gran incremento en la peligrosidad sísmica de la gran mayoría de las edificaciones actuales. Se aprecia que edificaciones como la estudiada con tan solo una vida útil de 24 años, estarían en serio peligro si se produjese un episodio sísmico relevante en la zona.
3. Se pone de manifiesto la importancia de que las administraciones Locales, Autonómicas y Nacionales promuevan acciones y aprueben nuevas normativas para exigir la valoración de los índices de peligrosidad sísmica del nuestro parque mobiliario y poder actuar en consecuencia en aquellas estructuras, singulares o no, para reforzar y actualizar sus capacidades de carga.

4. Pone en valor las nuevas técnicas de mantenimiento de estructuras como puede ser la utilización de programas como REVIT, basados en la metodología BIM para realizar el seguimiento, además de en la fase de ejecución, en la vida útil del edificio. Este proceso podría llevarse a cabo en la fase de proyecto con la colocación de unos sensores a lo largo de la estructura para poder monitorizar los desplazamientos, las acciones y demás parámetros a los que se ve sometida la estructura.

10. BIBLIOGRAFÍA

- [1] EHE-98. Ministerio de Fomento, Instrucción de Hormigón Estructural EHE, Madrid, 1998.
- [2] Código Estructural. M. y A. urbana Ministerio de Transportes, Código Estructural: Estructuras de Hormigón. 2021.
- [3] Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. (1988). Norma Básica de la Edificación: Acciones en la Edificación (NBE AE-88). Madrid: Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.
- [4] Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. (1995). Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-94). Publicada en el Boletín Oficial del Estado (BOE) nº 97, de 24 de abril de 1995. Madrid: Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente.
- [5] J. M. 'Rodríguez Ortiz, J. 'Serra Gesta, y C. 'Oteo Mazo, Curso aplicado de cimentaciones, 7ª. Madrid (España): Servicio de publicaciones del Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid, 1996.
- [6] F. 'Muzás Labad, «Cimentaciones», 1992.
- [7] Ministerio de Fomento, Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE - 02). 2009.
- [8] Centro Nacional de Información Geográfica. Actualización de mapas de peligrosidad sísmica de España 2012. Editado: Año 2013
- [9] «Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes», 1998.

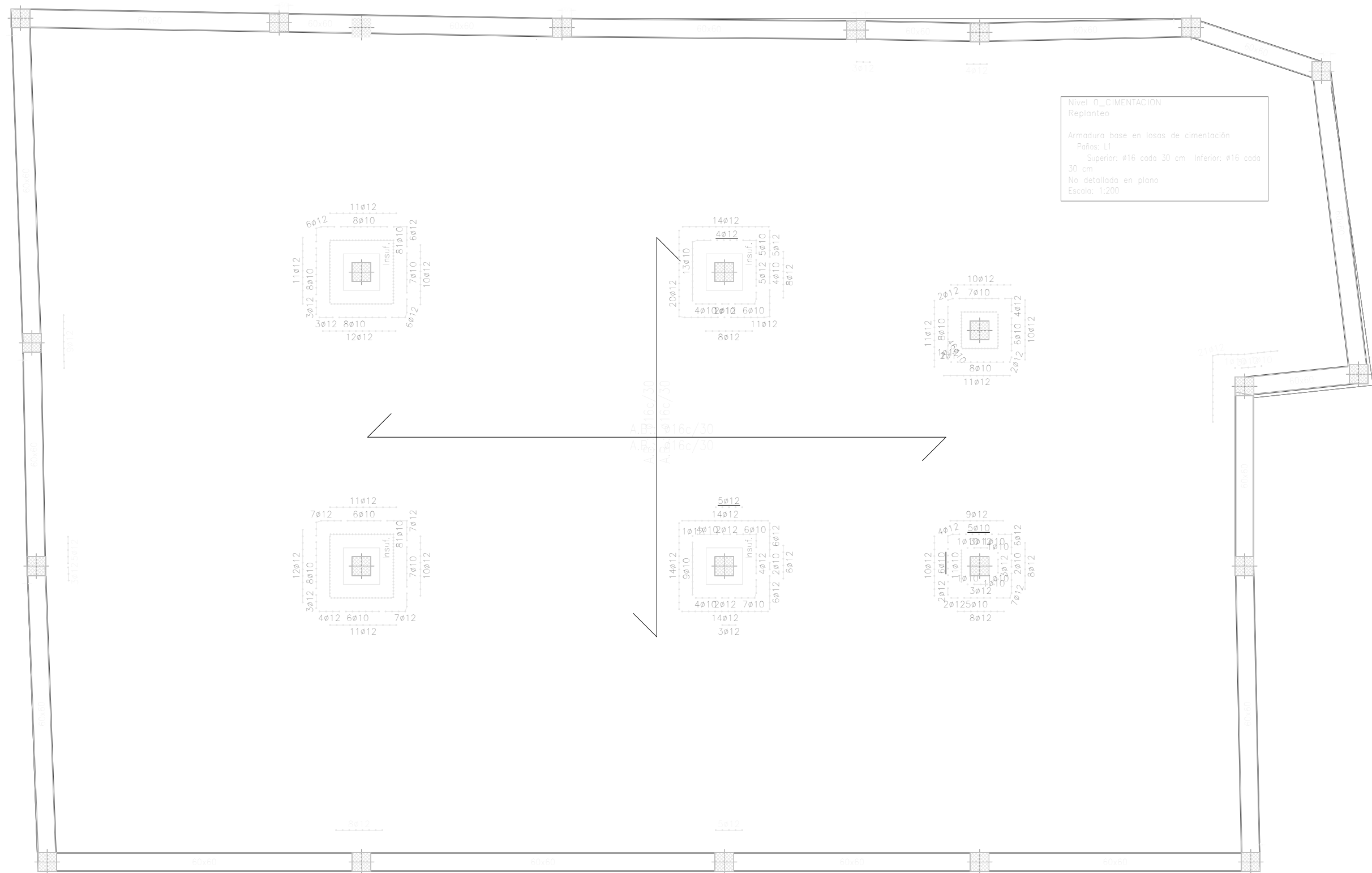
11. ANEXOS

10.1 Planos

1. Plano estructura Edificio Ejecutado. Replanteo de cimentación.
2. Plano estructura Edificio Ejecutado. Replanteo forjado Planta Primera.
3. Plano estructura Edificio Ejecutado. Replanteo forjado Planta Segunda.
4. Plano estructura Edificio Ejecutado. Replanteo forjado Entreplanta.
5. Plano estructura Edificio Ejecutado. Replanteo forjado Cubierta.
6. Plano estructura Edificio Ejecutado. Cuadro de pilares.
7. Plano estructura Edificio Ejecutado. Despiece Pilar 1.
8. Plano estructura Edificio Ejecutado. Despiece Pilar 7.
9. Plano estructura Edificio Ejecutado. Despiece Pilar 12.
10. Plano estructura Edificio Ejecutado. Refuerzo de punzonamiento (Cimentación).
11. Plano estructura Edificio Ejecutado. Plano de armado Pórtico 6.
12. Plano estructura Edificio Ejecutado. Plano de armado Pórtico 12.
13. Plano estructura Edificio Recalculado. Replanteo de cimentación.
14. Plano estructura Edificio Recalculado. Replanteo forjado Planta Primera.
15. Plano estructura Edificio Recalculado. Replanteo forjado Planta Segunda.
16. Plano estructura Edificio Recalculado. Replanteo forjado Entreplanta.
17. Plano estructura Edificio Recalculado. Replanteo forjado Cubierta.
- 18A. Plano estructura Edificio Recalculado. Cuadro de pilares.
- 18B. Plano estructura Edificio Recalculado. Cuadro de pilares.
- 18C. Plano estructura Edificio Recalculado. Cuadro de pilares.
- 18D. Plano estructura Edificio Recalculado. Cuadro de pilares.
19. Plano estructura Edificio Recalculado. Despiece Pilar 1.
20. Plano estructura Edificio Recalculado. Despiece Pilar 7.
- 21A. Plano estructura Edificio Recalculado. Despiece Pilar 12.
21. 21B. Plano estructura Edificio Recalculado. Despiece Pilar 12.
22. Plano estructura Edificio Recalculado. Refuerzo de punzonamiento (Cimentación).
23. Plano estructura Edificio Recalculado. Plano de armado Pórtico 6.
24. Plano estructura Edificio Recalculado. Plano de armado Pórtico 12.

10.2. listados

1. Estructura Edificio Ejecutado. Justificación de la acción sísmica (Estado límite de daño significativo). NCSE-94. Aceleración básica 0,07g.
2. Estructura Edificio Recalculado. Comprobación E.L.U. Pilar 1.
3. Estructura Edificio Recalculado. Comprobación E.L.U. Pilar 7.
4. Estructura Edificio Recalculado. Comprobación E.L.U. Pilar 12.
5. Estructura Edificio Recalculado. Comprobación E.L.U. y E.L.S. Pórtico 6.
6. Estructura Edificio Recalculado. Comprobación E.L.U. y E.L.S. Pórtico 12.
7. Estructura Edificio Recalculado. Justificación de la acción sísmica (Estado límite de daño significativo). NCSE-02. Aceleración básica 0,07g.
8. Estructura Edificio Recalculado. Justificación de la acción sísmica (Estado límite de daño significativo). NCSE-02. Aceleración básica 0,149g.



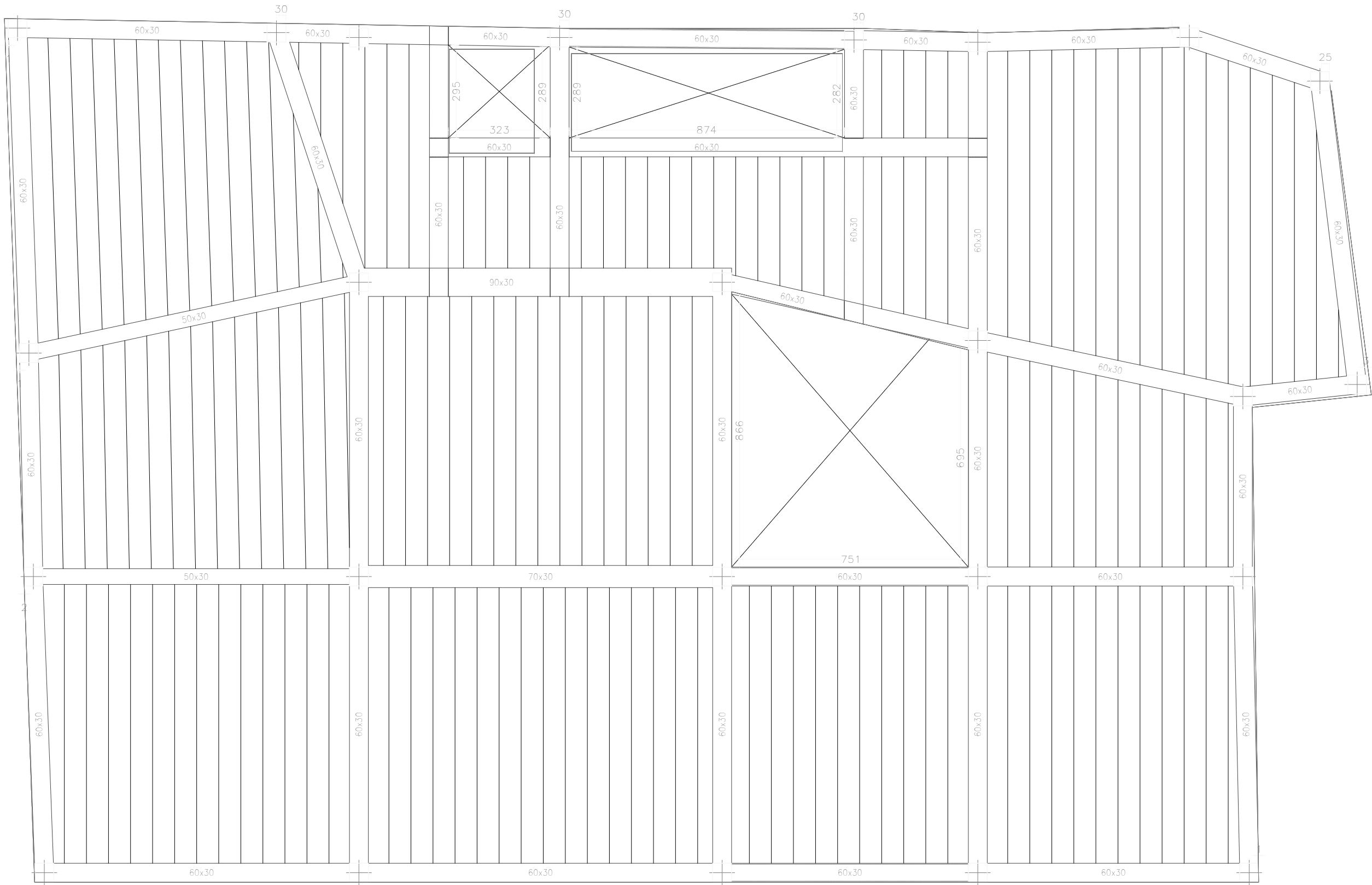
Nivel 0_CIMENTACION
Replanteo

Armadura base en losas de cimentación
Paños: L1
Superior: ø16 cada 30 cm Inferior: ø16 cada 30 cm
No detallada en plano
Escala: 1:200

Nivel 0_CIMENTACION
Replanteo

Armadura base en losas de cimentación
Paños: L1
Superior: ø16 cada 30 cm Inferior: ø16 cada 30 cm
No detallada en plano
Escala: 1:200

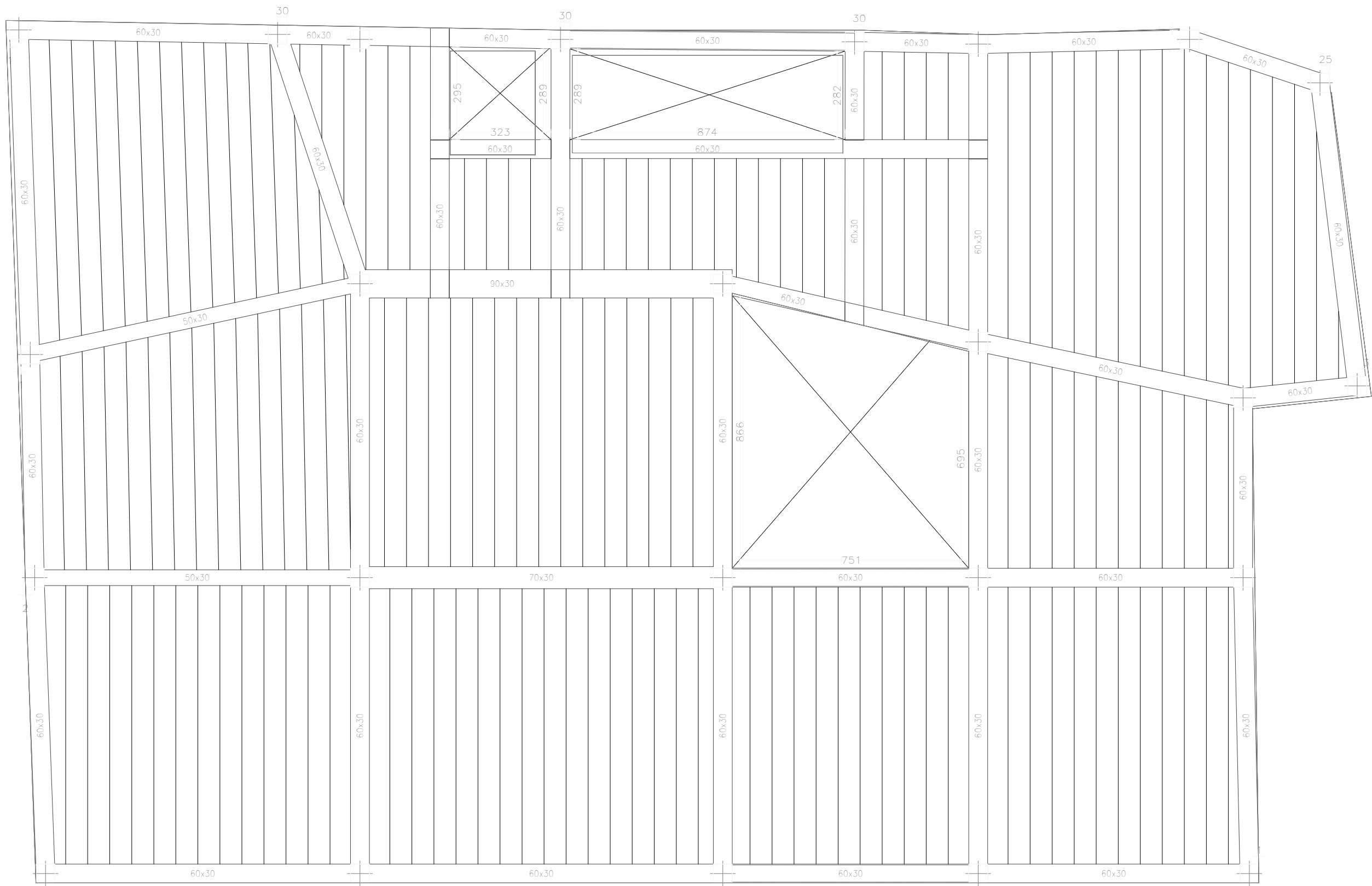
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/2024	JESUS AGUILAR ROMERO		
COMPROBADO				
ESCALA:	REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN			Nº PLANO
1:200				1
				SUSTITUYE A:
	ESTRUCTURA EDIFICIO EJECUTADO. REPLANTEO DE CIMENTACIÓN			SUSTITUIDO POR:



Nivel 1_PRIMERA PLANTA
Replanteo
Mf: Momento flector de cálculo por metro de ancho (kN x m/m)
V: Cortante de cálculo por metro de ancho (kN/m)
Escala: 1:200

Tabla de características de forjados de viguetas (Grupo 1)	
FORJADO DE VIGUETAS DE HORMIGÓN	
Canto de bovedilla: 25 cm	
Espesor capa compresión: 5 cm	
Intereje: 70 cm	
Bovedilla: De hormigón	
Ancho del nervio: 10 cm	
Volumen de hormigón: 0.098 m3/m2	
Peso propio: 3.54 kN/m2 (Simple), 4.01 kN/m2 (Doble)	
Nota: Consulte los detalles referentes a enlaces con forjados de la estructura principal y de las zonas macizadas.	

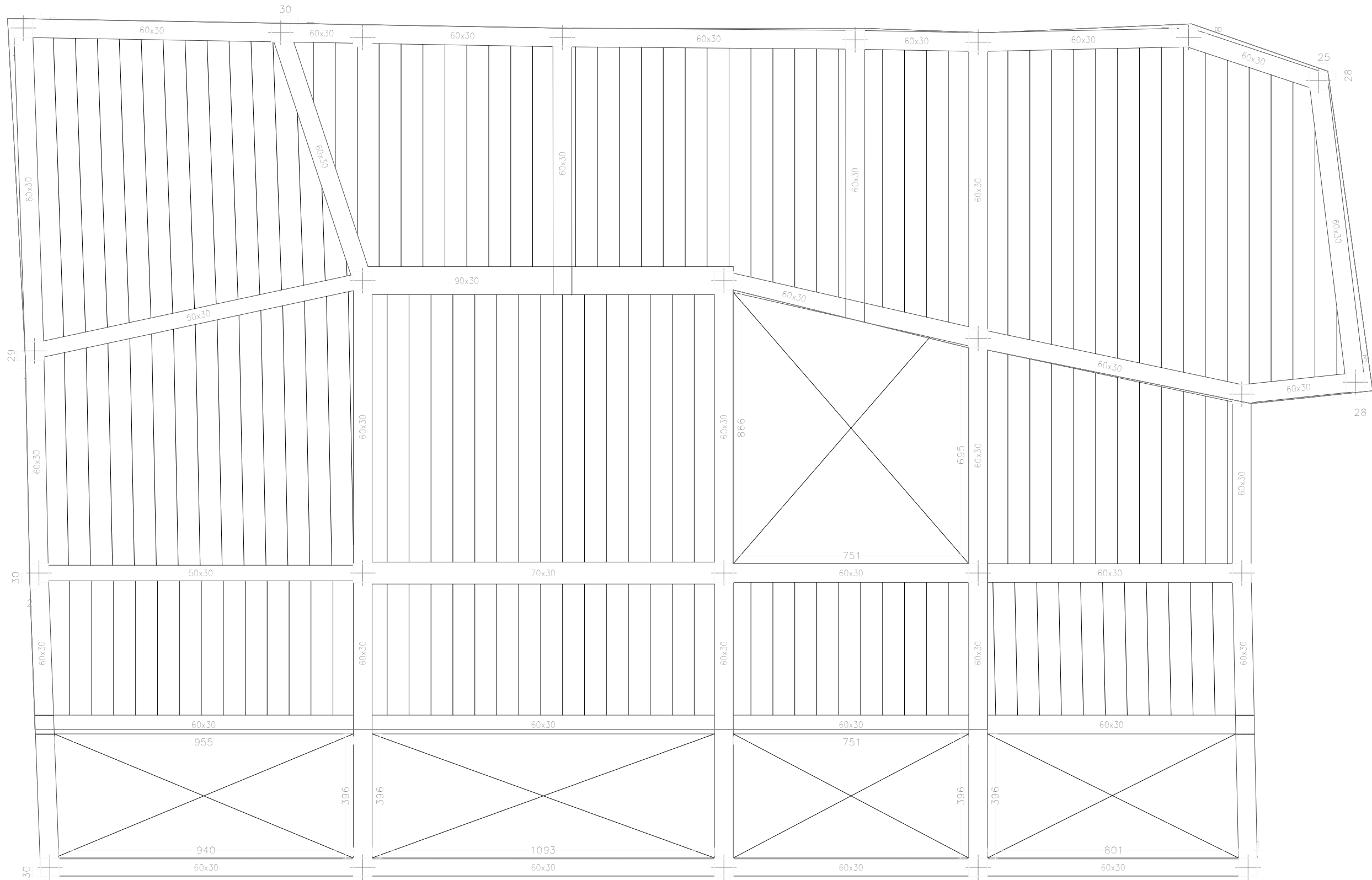
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/2024	JESUS AGUILAR ROMERO		
COMPROBADO				
ESCALA:	REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN ESTRUCTURA EDIFICIO EJECUTADO. REPLANTEO DE FORJADO PLANTA PRIMERA			Nº PLANO
1:200				2
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



Nivel 2_SEGUNDA PLANTA
Replanteo
Mf: Momento flector de cálculo por metro de ancho (kN x m/m)
V: Cortante de cálculo por metro de ancho (kN/m)
Escala: 1:200

Tabla de características de forjados de viguetas (Grupo 2)
FORJADO DE VIGUETAS DE HORMIGÓN
Canto de bovedilla: 25 cm
Espesor capa compresión: 5 cm
Intereje: 70 cm
Bovedilla: De hormigón
Ancho del nervio: 10 cm
Volumen de hormigón: 0,098 m3/m2
Peso propio: 3,54 kN/m2 (Simple), 4,01 kN/m2 (Doble)
Nota: Consulte los detalles referentes a enlaces con forjados de la estructura principal y de las zonas macizadas.

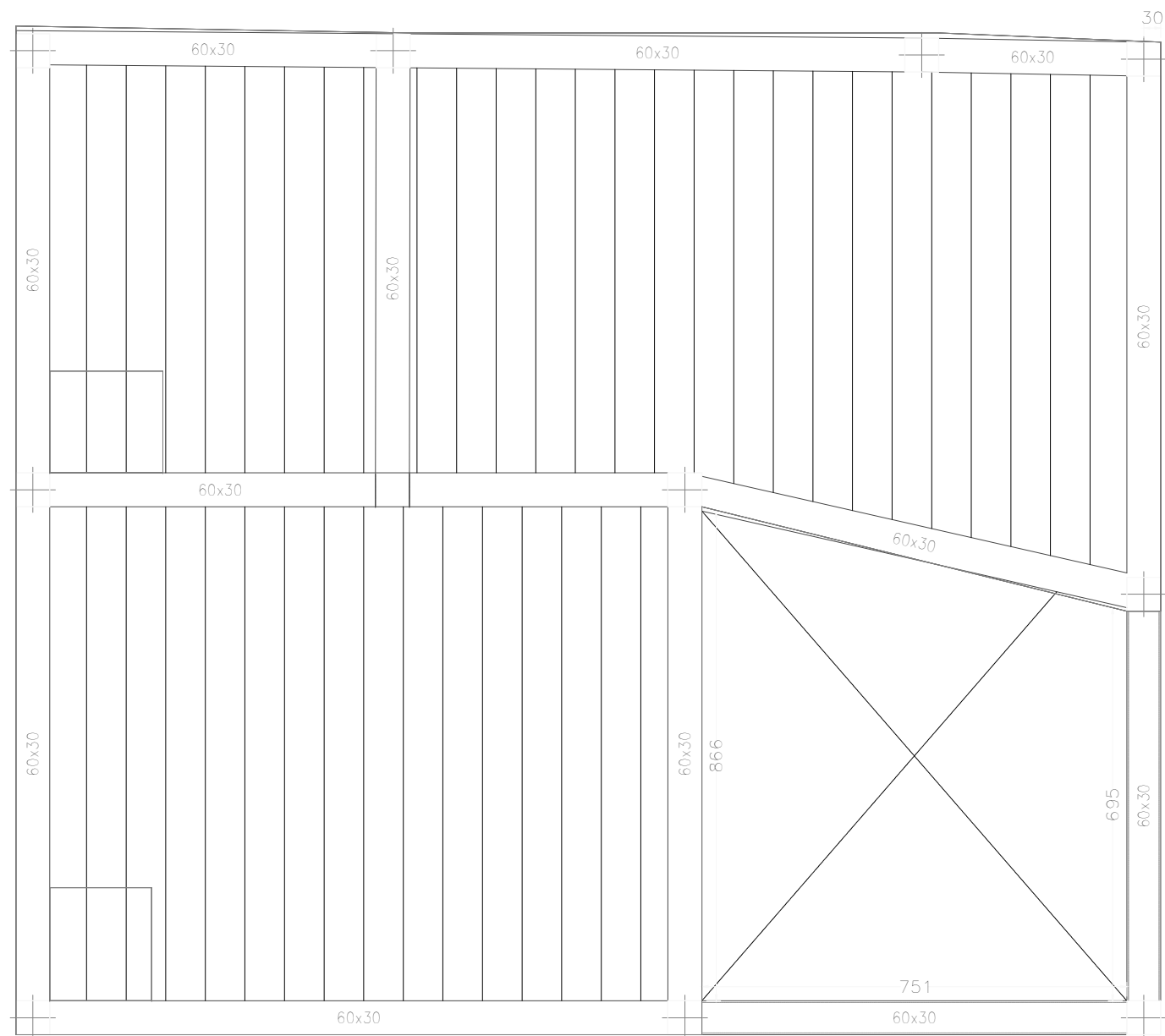
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/2024	JESUS AGUILAR ROMERO		
COMPROBADO				
ESCALA:	REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN ESTRUCTURA EDIFICIO EJECUTADO. REPLANTEO DE FORJADO PLANTA SEGUNDA			Nº PLANO 3
1:200				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



Nivel 3_ENTREPLANTA
Replanteo
Mf: Momento flector de cálculo por metro de ancho
(kN x m/m)
V: Cortante de cálculo por metro de ancho (kN/m)
Escala: 1:200

Tabla de características de forjados de viguetas (Grupo 3)
FORJADO DE VIGUETAS DE HORMIGÓN
Canto de bovedilla: 25 cm
Espesor capa compresión: 5 cm
Intereje: 70 cm
Bovedilla: De hormigón
Ancho del nervio: 10 cm
Volumen de hormigón: 0,098 m3/m2
Peso propio: 3,54 kN/m2 (Simple), 4,01 kN/m2 (Doble)
Nota: Consulte los detalles referentes a enlaces con forjados de la estructura principal y de las zonas macizadas.

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/2024	JESUS AGUILAR ROMERO		
COMPROBADO				
ESCALA:	REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN ESTRUCTURA EDIFICIO EJECUTADO. REPLANTEO DE FORJADO ENTREPLANTA			Nº PLANO
1:200				4
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



Nivel 5_CUBIERTA
Replanteo
Mf: Momento flector de cálculo por metro de ancho (kN x m/m)
V: Cortante de cálculo por metro de ancho (kN/m)
Escala: 1:200

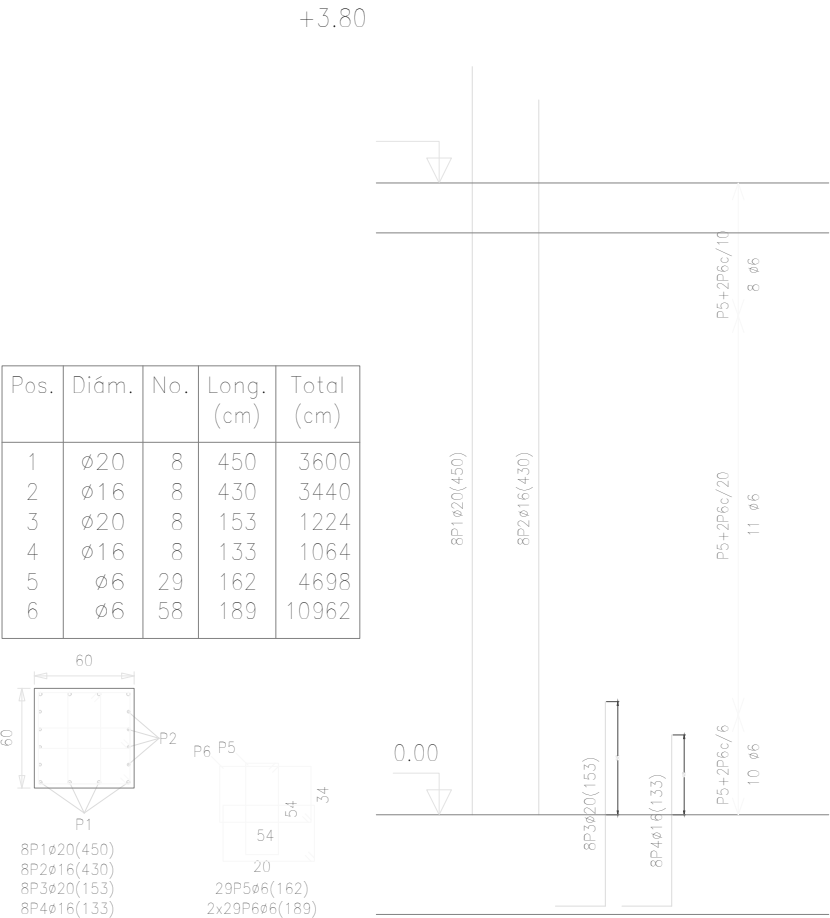
Tabla de características de forjados de viguetas (Grupo 5)
FORJADO DE VIGUETAS DE HORMIGÓN
Canto de bovedilla: 25 cm
Espesor capa compresión: 5 cm
Intereje: 70 cm
Bovedilla: De hormigón
Ancho del nervio: 10 cm
Volumen de hormigón: 0.098 m3/m2
Peso propio: 3.54 kN/m2 (Simple), 4.01 kN/m2 (Doble)
Nota: Consulte los detalles referentes a enlaces con forjados de la estructura principal y de las zonas macizadas.

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/2024	JESOS AGUILAR ROMERO		
COMPROBADO				
ESCALA:	REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN			Nº PLANO
1:100				5
				SUSTITUYE A:
	ESTRUCTURA EDIFICIO EJECUTADO. REPLANTEO DE FORJADO CUBIERTA			SUSTITUIDO POR:

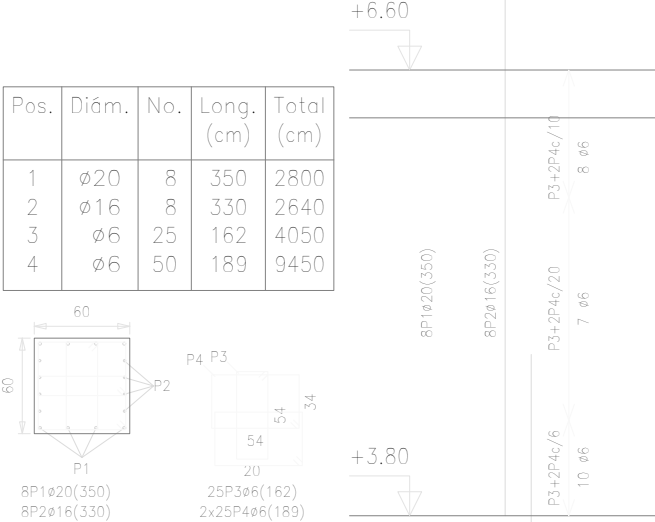
Nivel 0_CIMENTACION

Resumen Acero Forjados 1 a 6 Pilares	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
B 400 S, CN ø6	7742.5	1890	
ø8	3744.5	1625	
ø12	513.7	502	
ø16	1138.9	1977	
ø20	1381.8	3749	
ø25	1477.7	6264	
ø32	328.0	2278	18265

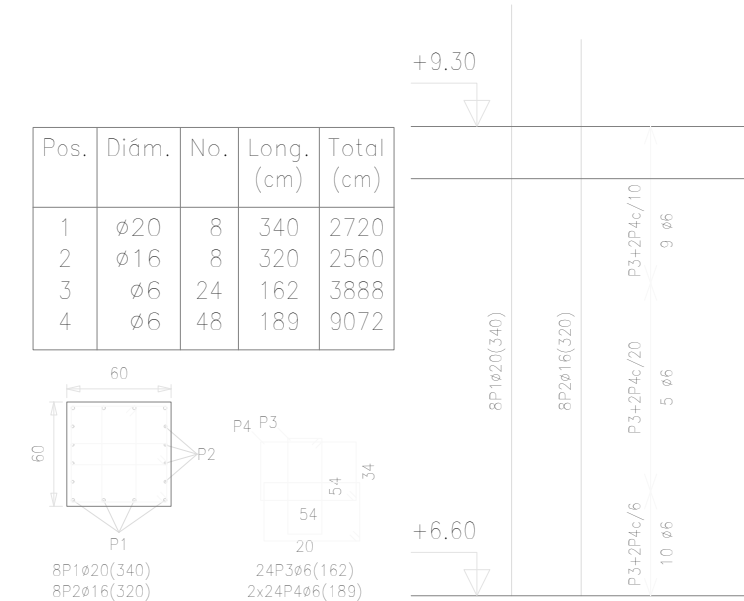
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/2024	JESOS AGUILAR ROMERO		
COMPROBADO				
ESCALA:	REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN ESTRUCTURA EDIFICIO EJECUTADO. CUADRO DE PILARES			Nº PLANO
1:500				6
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



Resumen Acero Nivel 1 PRIMERA PLANTA Pilares		Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
B 400 S, CN	ø6	1977.1	483	
	ø8	1162.9	505	
	ø12	151.5	148	
	ø16	427.9	743	
	ø20	566.8	1538	
	ø25	611.8	2593	
	ø32	155.0	1076	
				7086



Resumen Acero Nivel 2 SEGUNDA PLANTA Pilares		Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
B 400 S, CN	ø6	1643.8	401	
	ø8	1010.9	439	
	ø12	83.2	81	
	ø16	250.8	435	
	ø20	329.0	893	
	ø25	354.2	1501	
	ø32	88.0	611	
				4361

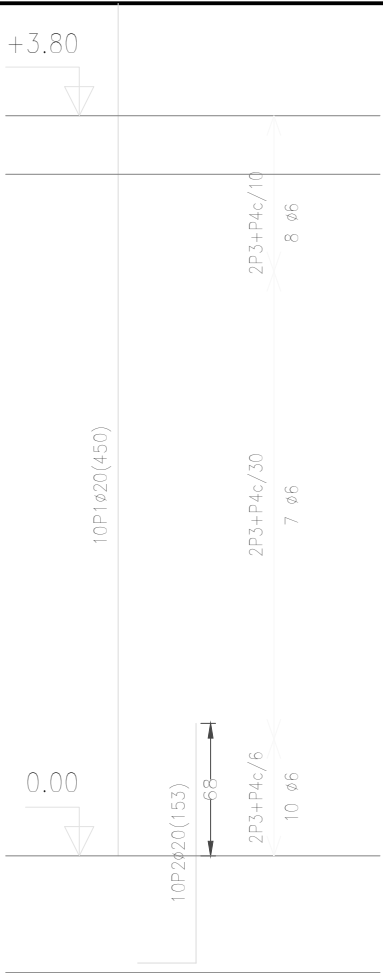
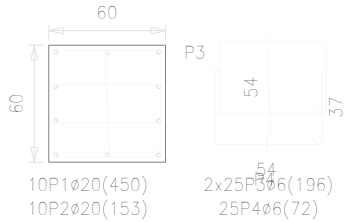


Resumen Acero Nivel 3 ENTREPLANTA Pilares		Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
B 400 S, CN	ø6	1105.7	270	
	ø8	895.8	389	
	ø12	74.4	73	
	ø16	192.0	333	
	ø20	204.0	553	
	ø25	303.4	1286	
	ø32	85.0	590	
				3494

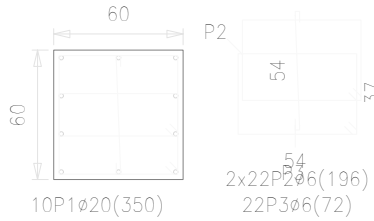
Pilares que terminan en Nivel 3_ENTREPLANTA
Hormigón: HA-25, Control Estadístico Acero: B 400 S, Control Normal Escala: 1:50

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES			
DIBUJADO	01/09/2024	JESUS AGUILAR ROMERO					
COMPROBADO							
ESCALA:	REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN				Nº PLANO		
1:50					7		
					SUSTITUYE A:		
	ESTRUCTURA EDIFICIO EJECUTADO. DESPIECE PILAR 1				SUSTITUIDO POR:		

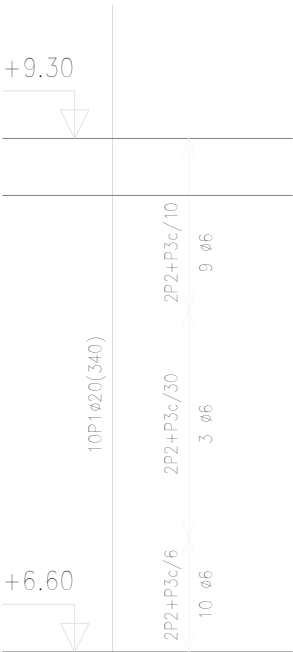
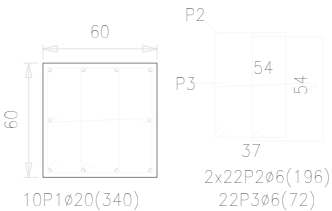
Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)
1	ø20	10	450	4500
2	ø20	10	153	1530
3	ø6	50	196	9800
4	ø6	25	72	1800



Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)
1	ø20	10	350	3500
2	ø6	44	196	8624
3	ø6	22	72	1584

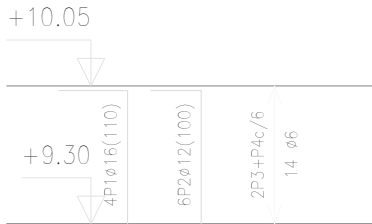
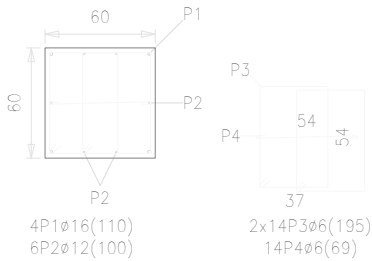


Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)
1	ø20	10	340	3400
2	ø6	44	196	8624
3	ø6	22	72	1584

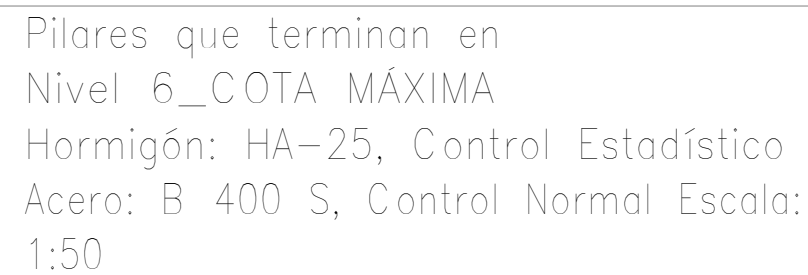
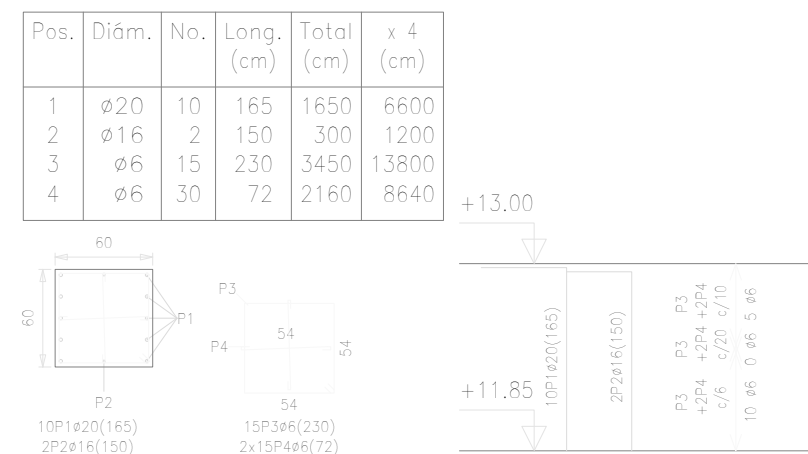
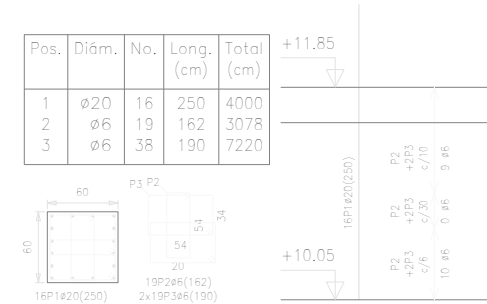


Pilares que terminan en
Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA
Hormigón: HA-25, Control Estadístico
Acero: B 400 S, Control Normal Escala:
1:50

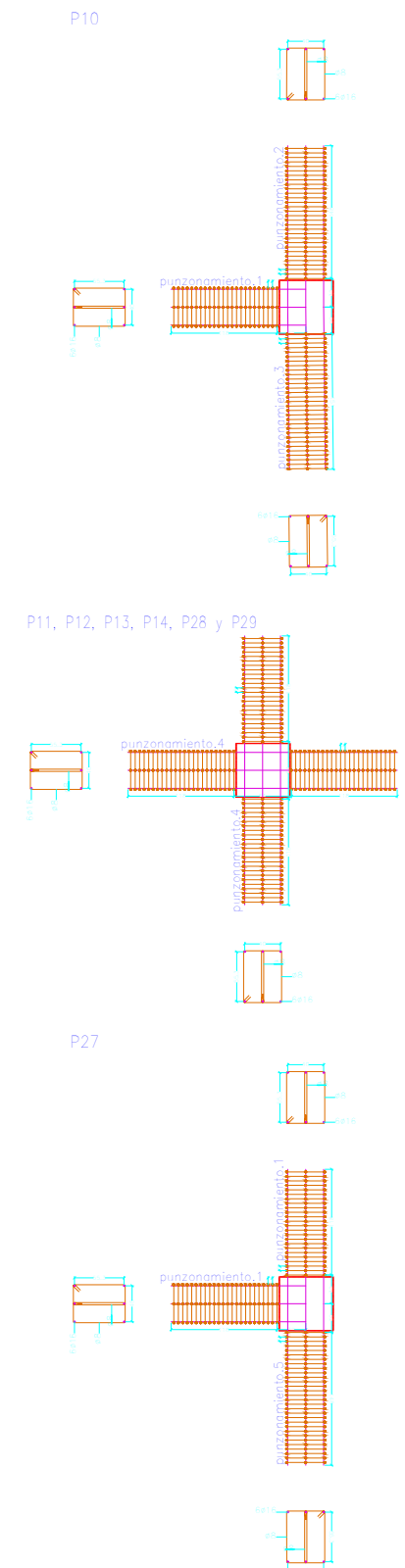
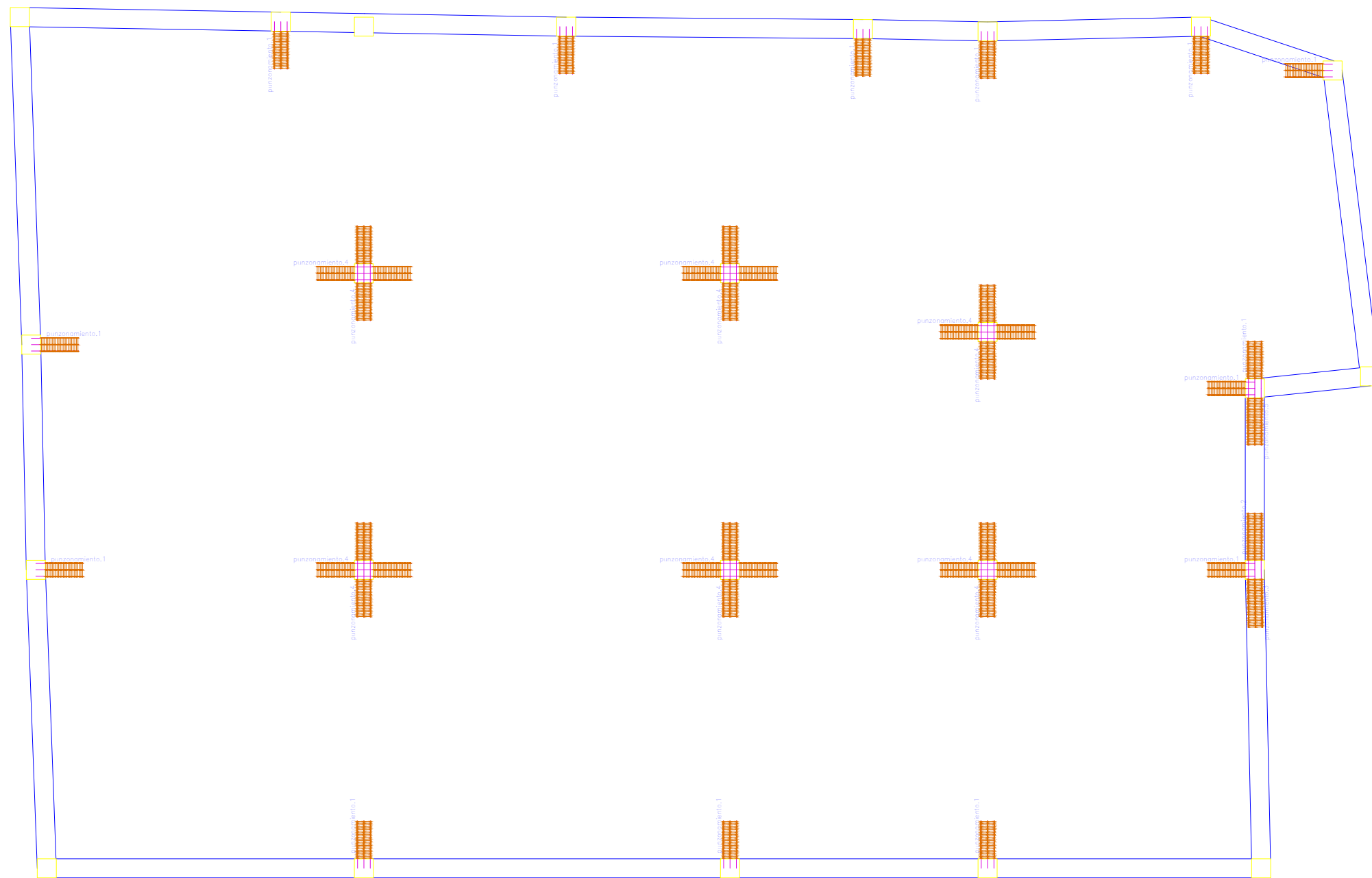
Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	x 5 (cm)
1	ø16	4	110	440	2200
2	ø12	6	100	600	3000
3	ø6	28	195	5460	27300
4	ø6	14	69	966	4830



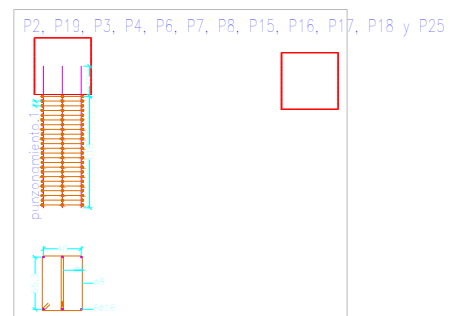
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/2024	JESOS AGUILAR ROMERO		
COMPROBADO				
ESCALA:	REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN ESTRUCTURA EDIFICIO EJECUTADO. DESPIECE PILAR 7			Nº PLANO 8
1:50				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



		FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/2024	JESUS AGUILAR ROMERO			
COMPROBADO					
ESCALA:	REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN ESTRUCTURA EDIFICIO EJECUTADO. DESPIECE PILAR 12				Nº PLANO
1:50					9
					SUSTITUYE A:
					SUSTITUIDO POR:

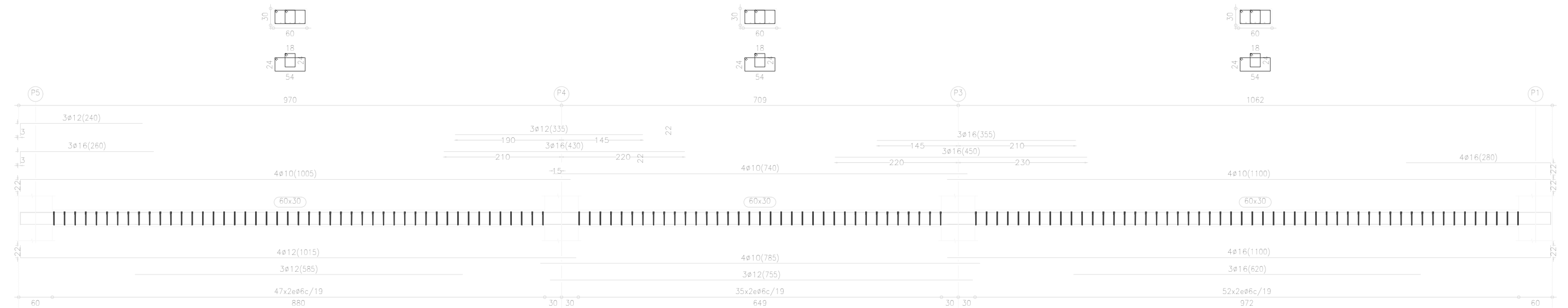


Refuerzos de punzonamiento
Nivel 0_CIMENTACION
Escala de la planta: 1:100
Escala para los despieces: 1:50



	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/2024	JESUS AGUILAR ROMERO		
COMPROBADO				
ESCALA: 1:100 1:50	REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN ESTRUCTURA EDIFICIO EJECUTADO. REFUERZO DE PUNZONAMIENTO (CIMENTACIÓN)			Nº PLANO 10
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

Pórtico 6



	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/2024	JESÚS AGUILAR ROMERO		
COMPROBADO				
ESCALA: 1:50	REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN ESTRUCTURA EDIFICIO EJECUTADO. ARMADO PÓRTICO 6			Nº PLANO 11 SUSTITUYE A: SUSTITUIDO POR:

Technical drawing of a reinforced concrete slab (P11) showing reinforcement details, dimensions, and section views.

Top View (Superior):

- Overall dimensions: 970 (width) x 880 (length).
- Reinforcement: 4 ϕ 16(260) (top), 4 ϕ 10(1005) (bottom).
- Section views: 60x30 (width), 60x30 (length).
- Dimensions: 970, 880, 60, 30, 18, 24, 54.

Bottom View (Inferior):

- Overall dimensions: 970 (width) x 880 (length).
- Reinforcement: 4 ϕ 12(1005), 3 ϕ 12(565), 47x2e ϕ 6c/19 (bottom).
- Section views: 60x30 (width), 60x30 (length).
- Dimensions: 970, 880, 60, 30, 18, 24, 54.

Section Views:

- Section 1-1: 60x30 (width), 60x30 (length).
- Section 2-2: 60x30 (width), 60x30 (length).

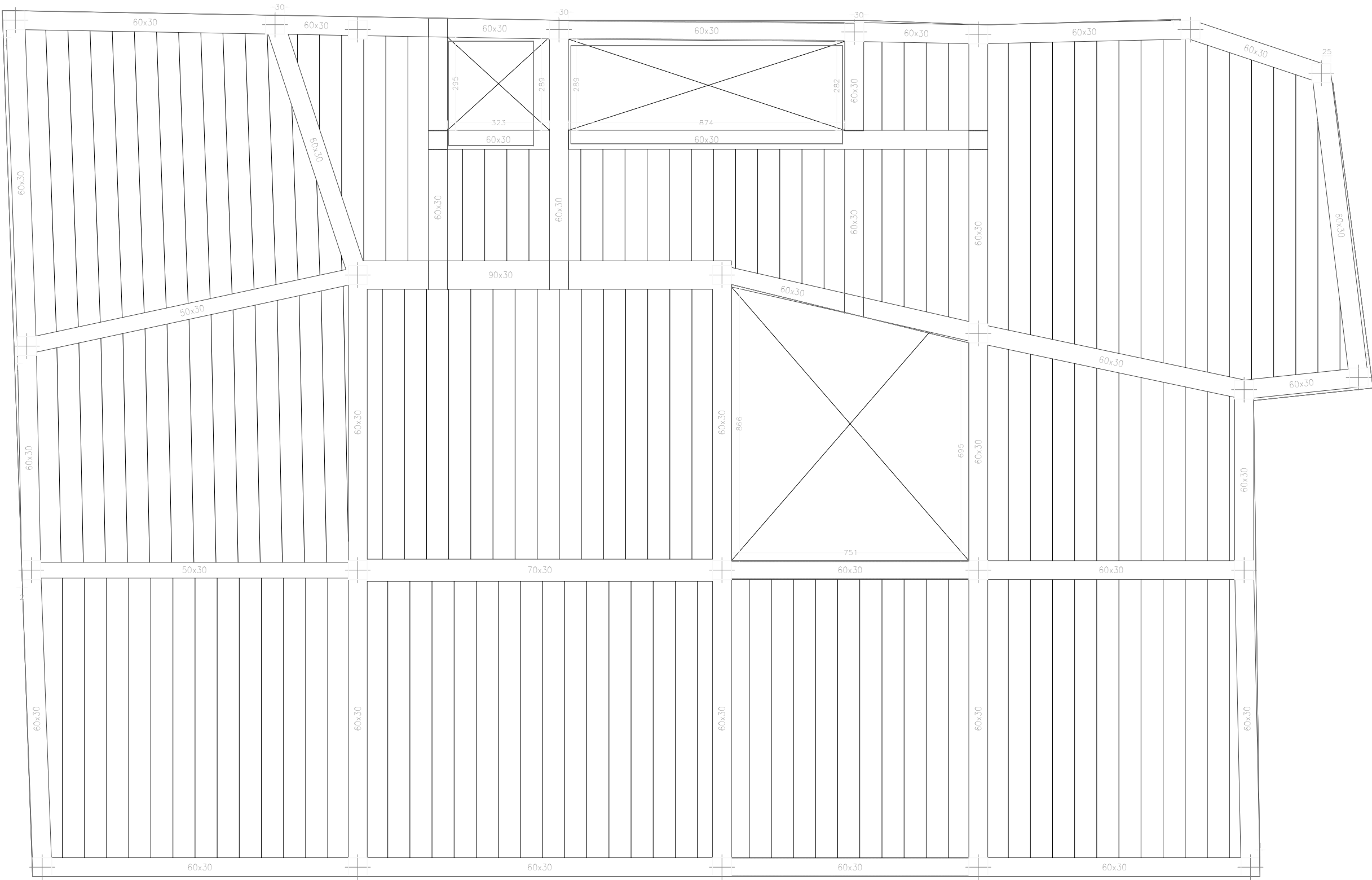
Reinforcement Details:

- Top View: 4 ϕ 16(260), 4 ϕ 10(1005), 60x30, 60x30.
- Bottom View: 4 ϕ 12(1005), 3 ϕ 12(565), 47x2e ϕ 6c/19, 60x30, 60x30.

Dimensions:

- Overall dimensions: 970 (width) x 880 (length).
- Section dimensions: 60x30 (width), 60x30 (length).
- Reinforcement dimensions: 18, 24, 54.

FECHA		NOMBRE		FIRMA		ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES		
DIBUJADO		01/09/2024		JESÚS AGUILAR ROMERO				
COMPROBADO								
ESCALA:		REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN ESTRUCTURA EDIFICIO EJECUTADO. ARMADO PÁRTECO 12					Nº PLANO	
1:50							12	
							SUSTITUYE A:	
							SUSTITUIDO POR:	



Nivel 1_PRIMERA PLANTA
Replanteo
Mf: Momento flector de cálculo por metro de ancho (kN x m/m)
V: Cortante de cálculo por metro de ancho (kN/m)
Escala: 1:200

Tabla de características de forjados de viguetas (Grupo 1)	
FORJADO DE VIGUETAS DE HORMIGÓN	
Canto de bovedilla: 25 cm	
Espesor capa compresión: 5 cm	
Intereje: 70 cm	
Bovedilla: De hormigón	
Ancho del nervio: 10 cm	
Volumen de hormigón: 0,098 m3/m2	
Peso propio: 3,54 kN/m2 (Simple), 4,01 kN/m2 (Doble)	
Nota: Consulte los detalles referentes a enlaces con forjados de la estructura principal y de las zonas macizadas.	

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/2024	JESOS AGUILAR ROMERO		
COMPROBADO				
ESCALA:	REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN			Nº PLANO
1:200				14
				SUSTITUYE A:
	ESTRUCTURA EDIFICIO RECALCULADO. REPLANTEO DE FORJADO DE PLANTA PRIMERA			SUSTITUIDO POR:

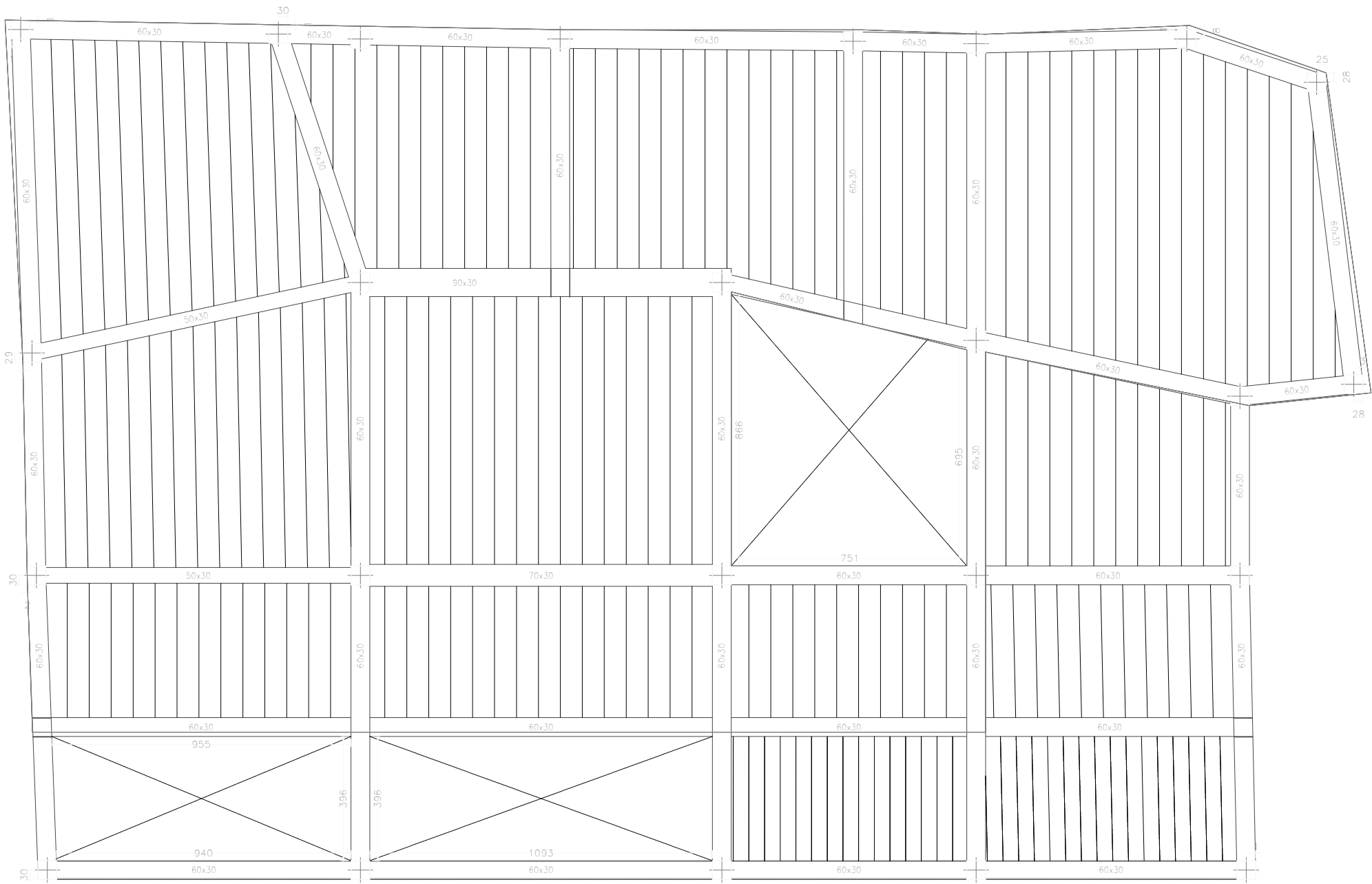
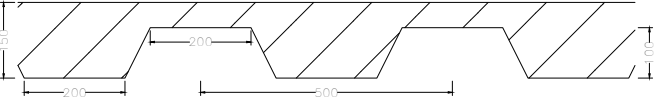
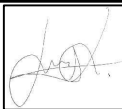
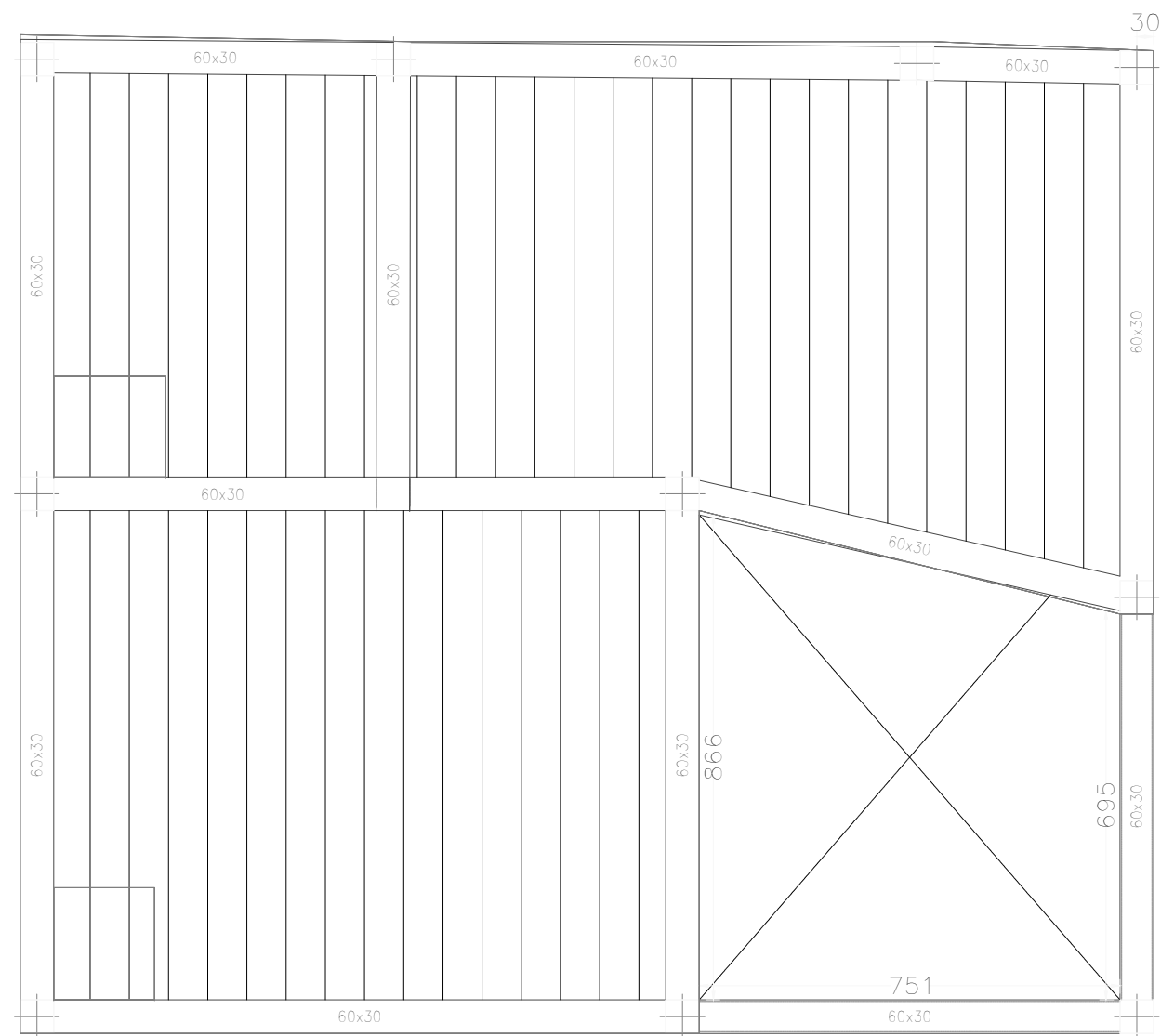


Tabla de características de losas mixtas (Grupo 3)
chapa colaborante forjado nuevo
Canto: 100 mm
Intereje: 500 mm
Ancho panel: 3000 mm
Ancho superior: 200 mm
Ancho inferior: 200 mm
Tipo de solape lateral: Inferior
Límite elástico: 313.92 MPa
Perfil: Serif
Espesor: 1.00 mm
Peso superficial: 0.09 kN/m ²
Sección útil: 12.10 cm ² /m
Momento de inercia: 100.00 cm ⁴ /m
Módulo resistente: 20.00 cm ³ /m

Todos los forjados
chapa colaborante forjado nuevo, Serif, 15.0 cm
Sopandas
Forjados LM1 y LM2
Distancia máxima entre sopandas: 2.55 m
Nota 1: Las chapas deben fijarse al perfil de apoyo mediante tornillos o fijaciones que eviten su movimiento en fase de ejecución. Consulte los detalles de entrega y solape de la chapa sobre los apoyos, así como las piezas especiales de borde.
Nota 2: Consulte el tipo de solape lateral entre paneles, posición y resaltes para las losas mixtas colaborantes, de acuerdo al catálogo del fabricante.

Nivel 3_ENTREPLANTA
Replanteo
Mf: Momento flector de cálculo por metro de ancho (kN x m/m)
V: Cortante de cálculo por metro de ancho (kN/m)
Escala: 1:200

Tabla de características de forjados de viguetas (Grupo 3)
FORJADO DE VIGUETAS DE HORMIGÓN
Canto de bovedilla: 25 cm
Espesor capa compresión: 5 cm
Intereje: 70 cm
Bovedilla: De hormigón
Ancho del nervio: 10 cm
Volumen de hormigón: 0.098 m ³ /m ²
Peso propio: 3.54 kN/m ² (Simple), 4.01 kN/m ² (Doble)
Nota: Consulte los detalles referentes a enlaces con forjados de la estructura principal y de las zonas macizadas.

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/2024	JESUS AGUILAR ROMERO		
COMPROBADO				
ESCALA:	REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN			Nº PLANO
1:200				16
				SUSTITUYE A:
	ESTRUCTURA EDIFICIO RECALCULADO. REPLANTED DE FORJADO DE ENTREPLANTA			SUSTITUIDO POR:



Nivel 5_CUBIERTA
Replanteo
Mf: Momento flector de cálculo por metro de ancho
(kN x m/m)
V: Cortante de cálculo por metro de ancho (kN/m)
Escala: 1:200

Tabla de características de forjados de viguetas (Grupo 5)

FORJADO DE VIGUETAS DE HORMIGÓN
Canto de bovedilla: 25 cm
Espesor capa compresión: 5 cm
Intereje: 70 cm
Bovedilla: De hormigón
Ancho del nervio: 10 cm
Volumen de hormigón: 0.098 m³/m²
Peso propio: 3.54 kN/m² (Simple), 4.01 kN/m² (Doble)
Nota: Consulte los detalles referentes a enlaces con forjados de la estructura principal y de las zonas macizadas.

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/2024	JESÚS AGUILAR ROMERO		
COMPROBADO				
ESCALA:	REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN ESTRUCTURA EDIFICIO RECALCULADO. REPLANTEO DE FORJADO DE CUBIERTA			Nº PLANO
1:200				17
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

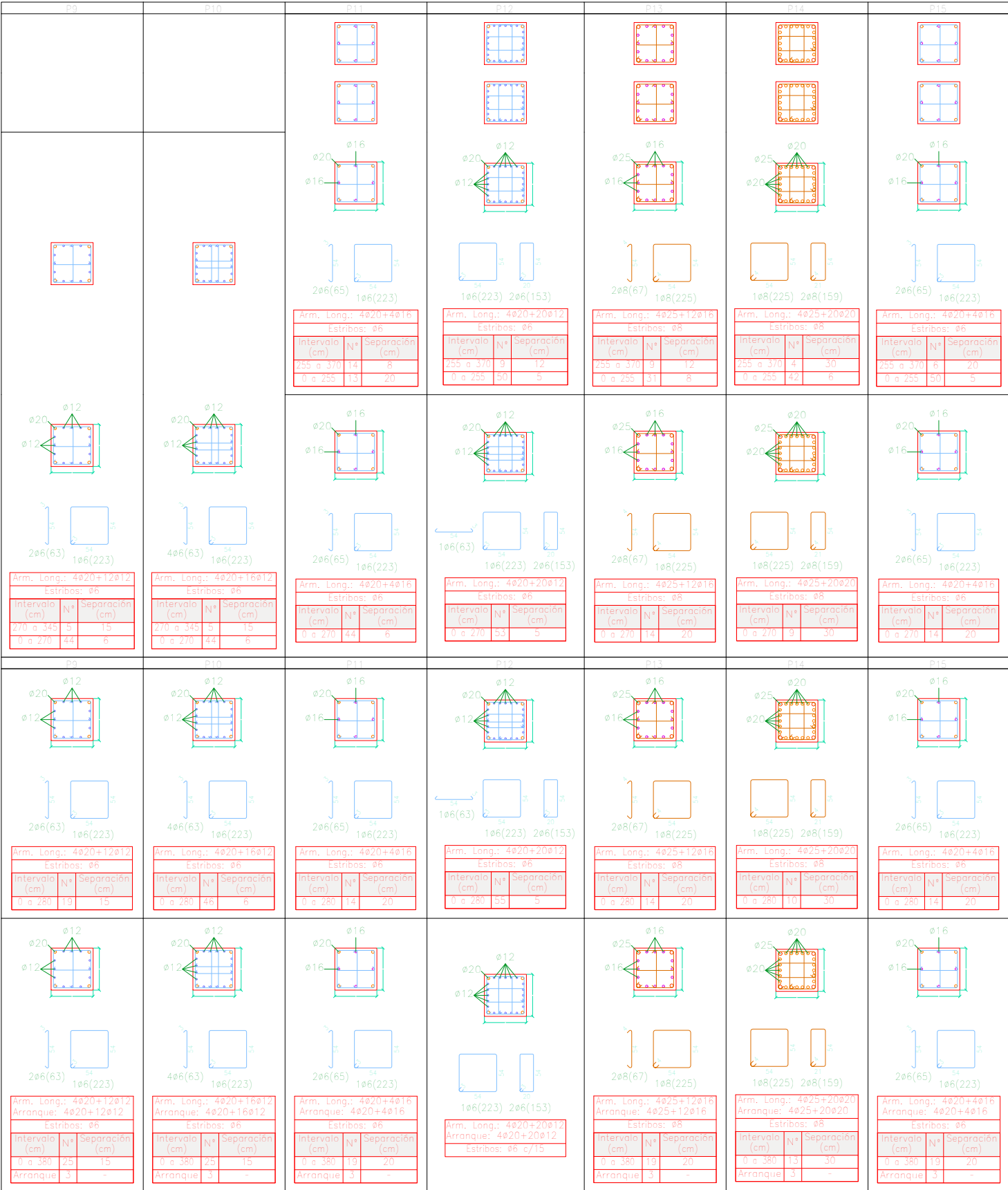


Resumen Acero Cuadro de pilares	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
B 500 S, Ys=1.15 Ø6	6585.5	1608	14986
	3217.0	1396	
	1274.5	1245	
	2252.8	3911	
	1584.8	4299	
	596.2	2527	

Resumen Acero Cuadro de pilares	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
B 500 S, Ys=1.15 Ø6	6585.5	1608	14986
	3217.0	1396	
	1274.5	1245	
	2252.8	3911	
	1584.8	4299	
	596.2	2527	

Cuadro de pilares
Escala 1:50
Hormigón: HA-25, Yc=1.5
Acero en barras: B 500 S, Ys=1.15
Acero en estribos: B 500 S, Ys=1.15

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/2024	JESUS AGUILAR ROMERO		
COMPROBADO				
ESCALA:	REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN ESTRUCTURA EDIFICIO RECALCULADO. CUADRO DE PILARES			Nº PLANO
1:50				18A
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

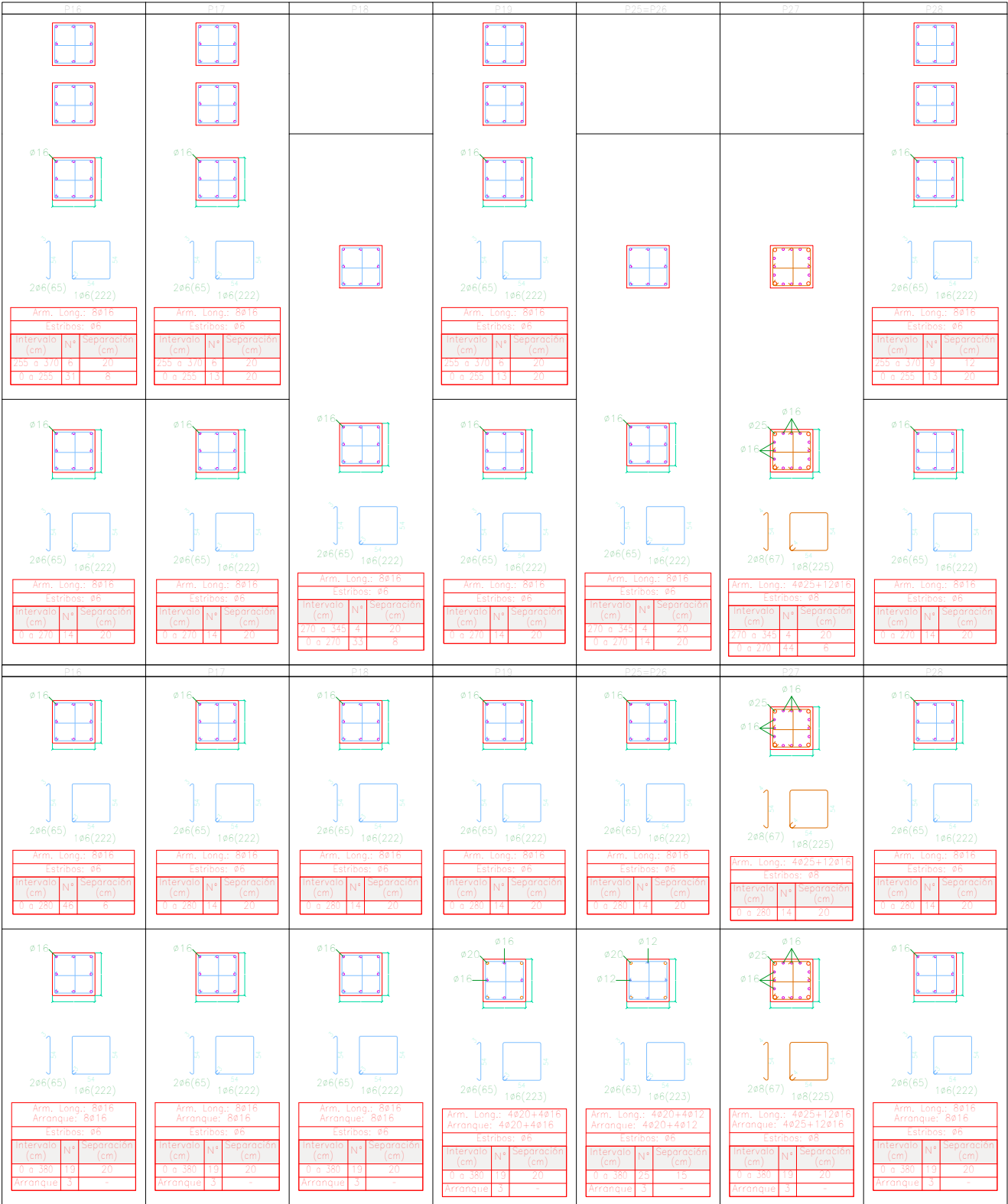


Resumen Acero Cuadro de pilares	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
B 500 S, Ys=1.15 $\phi 6$	6585.5	1608	14986
$\phi 8$	3217.0	1396	
$\phi 12$	1274.5	1245	
$\phi 16$	2252.8	3911	
$\phi 20$	1584.8	4299	
$\phi 25$	596.2	2527	

Resumen Acero Cuadro de pilares	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
B 500 S, Ys=1.15 $\phi 6$	6585.5	1608	14986
$\phi 8$	3217.0	1396	
$\phi 12$	1274.5	1245	
$\phi 16$	2252.8	3911	
$\phi 20$	1584.8	4299	
$\phi 25$	596.2	2527	

Cuadro de pilares
Escala 1:50
Hormigón: HA-25, Yc=1.5
Acero en barras: B 500 S, Ys=1.15
Acero en estribos: B 500 S, Ys=1.15

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/2024	JESUS AGUILAR ROMERO		
COMPROBADO				
ESCALA:	REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN ESTRUCTURA EDIFICIO RECALCULADO. CUADRO DE PILARES			Nº PLANO
1:50				18B
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



Nivel 6_COTA MÁXIMA

Nivel 5_CUBIERTA

Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA

Nivel 3_ENTREPLANTA

Nivel 2_SEGUNDA PLANTA

Nivel 1_PRIMERA PLANTA

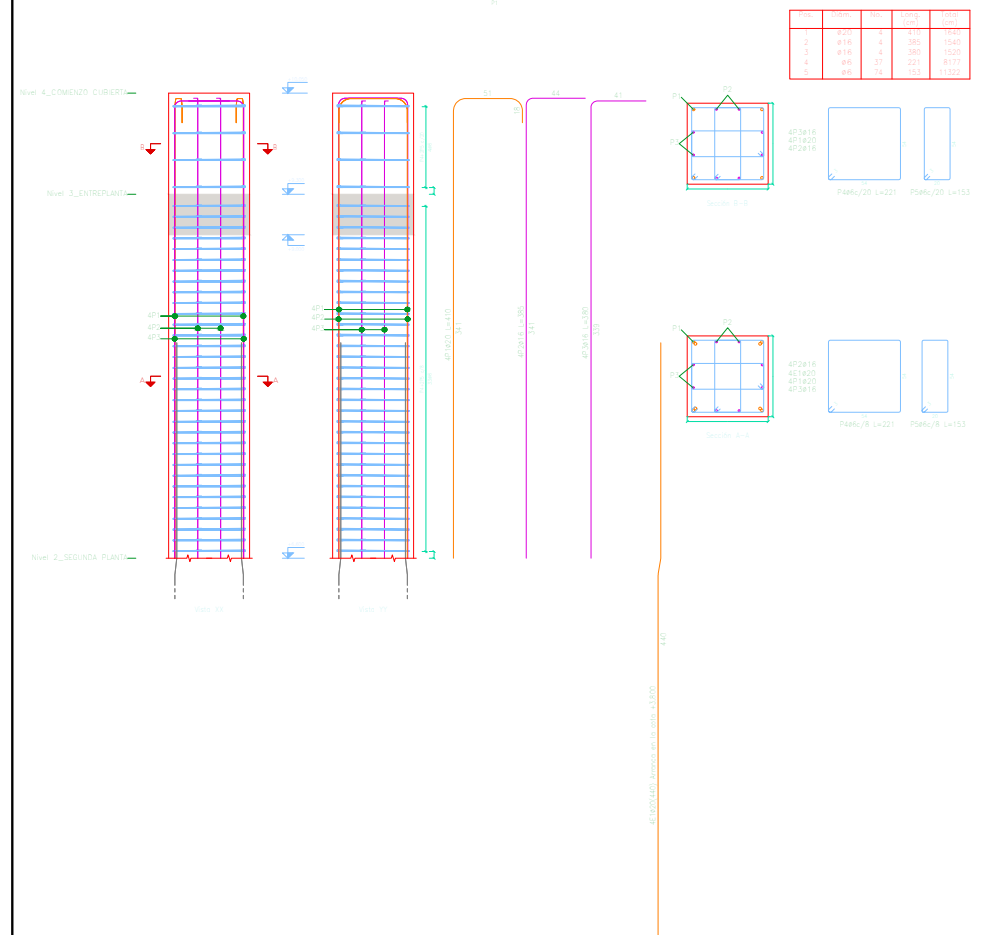
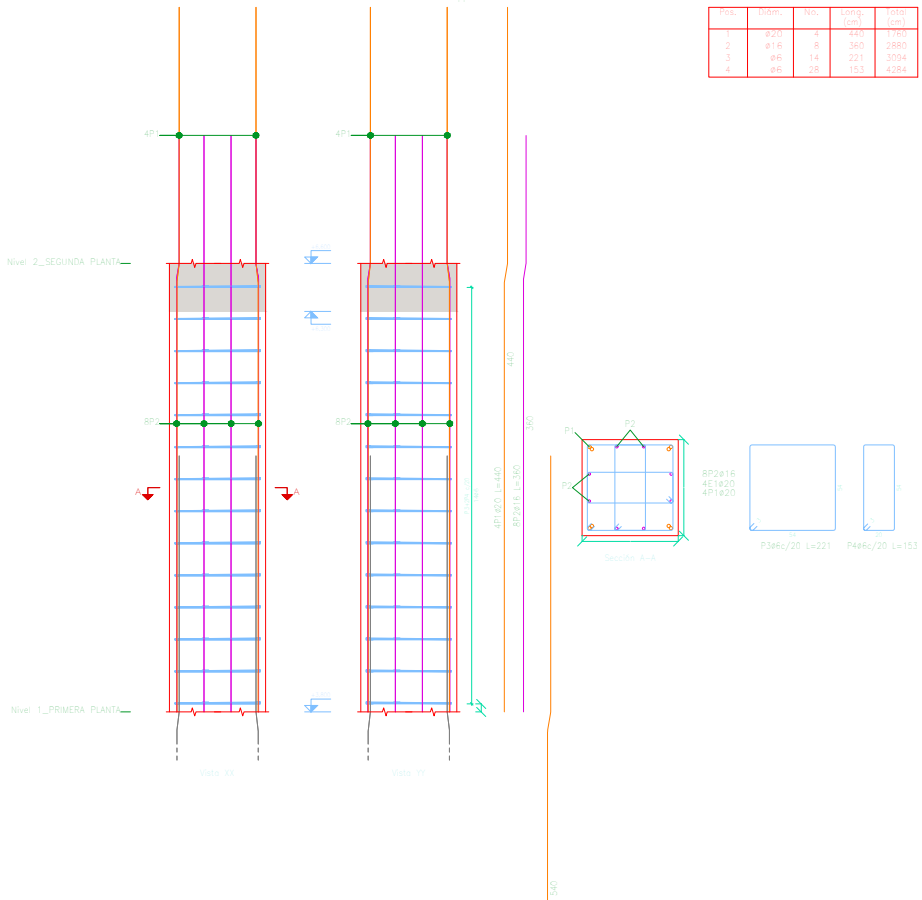
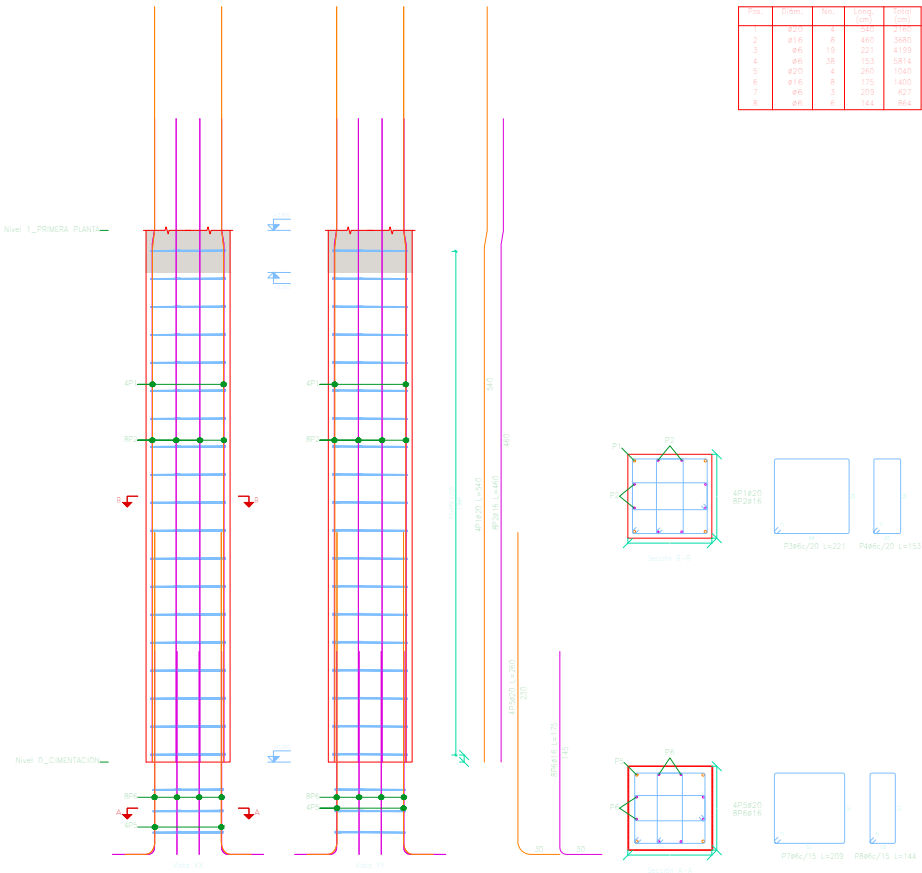
Nivel 0_CIMENTACION

Resumen Acero Cuadro de pilares	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
B 500 S, Ys=1.15 Ø6	6585.5	1608	14986
	3217.0	1396	
	1274.5	1245	
	2252.8	3911	
	1584.8	4299	
	596.2	2527	

Resumen Acero Cuadro de pilares	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
B 500 S, Ys=1.15 Ø6	6585.5	1608	14986
	3217.0	1396	
	1274.5	1245	
	2252.8	3911	
	1584.8	4299	
	596.2	2527	

Cuadro de pilares
Escala 1:50
Hormigón: HA-25, Yc=1.5
Acero en barras: B 500 S, Ys=1.15
Acero en estribos: B 500 S, Ys=1.15

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/2024	JESUS AGUILAR ROMERO		
COMPROBADO				
ESCALA:	REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN ESTRUCTURA EDIFICIO RECALCULADO. CUADRO DE PILARES			Nº PLANO
1:50				18C
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

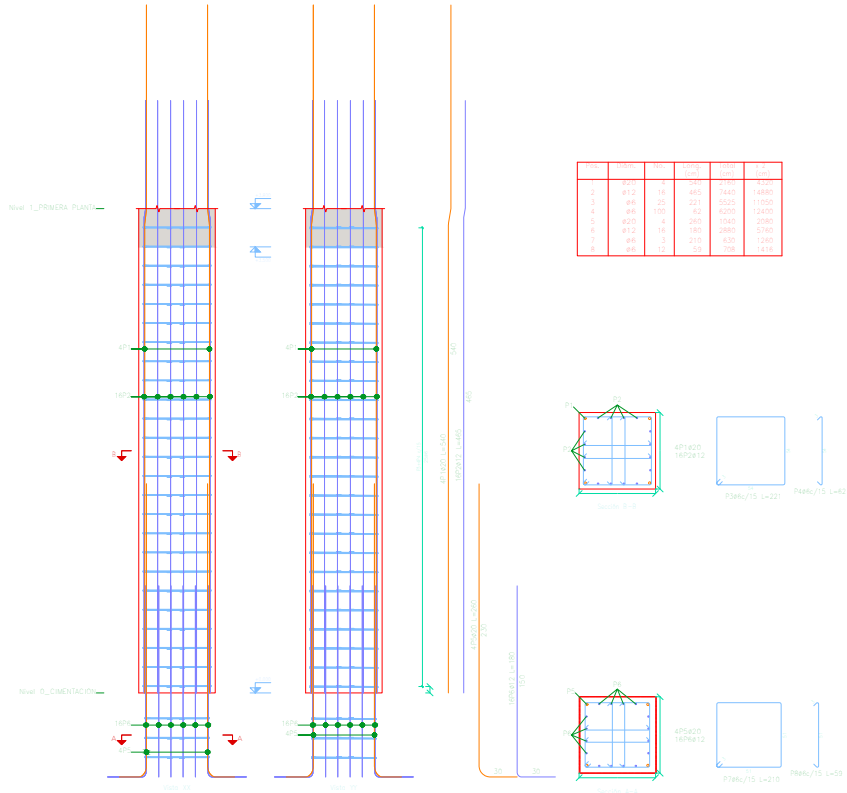


Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	B 500 S, Ys=1.15 (kg)
P1	1	Ø20	4	268 12 160	440	1760	43,4
	2	Ø16	8	270 80	360	2880	45,5
	3	Ø6	14	54 54	221	3094	6,9
	4	Ø6	28	54 54	153	4284	9,5
Total+10%:							115,8
P1	1	Ø20	4	341 51	410	1640	40,4
	2	Ø16	4	341 44	385	1540	24,3
	3	Ø16	4	339 41	380	1520	24,0
	4	Ø6	37	54 54	221	8177	18,1
	5	Ø6	74	54 54	153	11322	25,1
Total+10%:							145,1
Ø6:							65,5
Ø16:							103,3
Ø20:							92,1
Total:							260,9

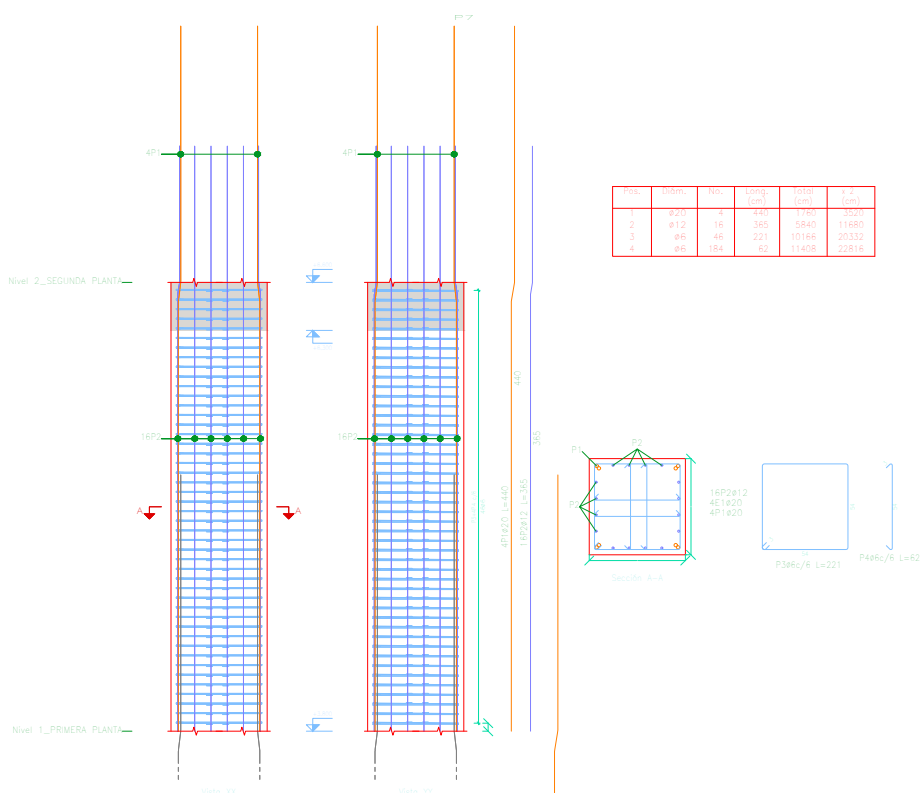
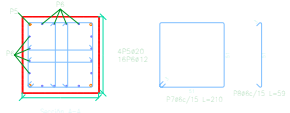
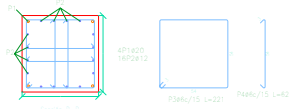
Acero: B 500 S, Ys=1.15 (146,9 kg). Cantidad: 97,64 kg/m3
Hormigón: HA=25, Yc=1.5 (1,37 m3) Tamaño máximo del grido: 15 mm
Encofrado: 0,12 m2 Recubrimiento geométrico: 3 cm

Planta: Nivel 1_PRIMERA PLANTA
Escala: 1:30

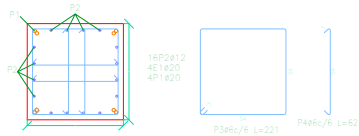
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/2024	JESUS AGUILAR ROMERO		
COMPROBADO				
ESCALA:	REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN			Nº PLANO 19
1:30	ESTRUCTURA EDIFICIO RECALCULADO. DESPIECE DEL PILAR 1			SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



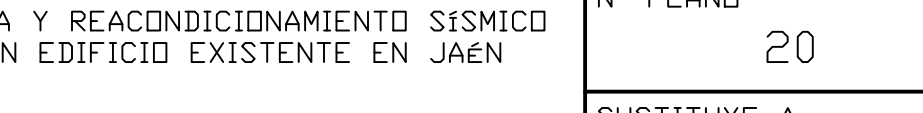
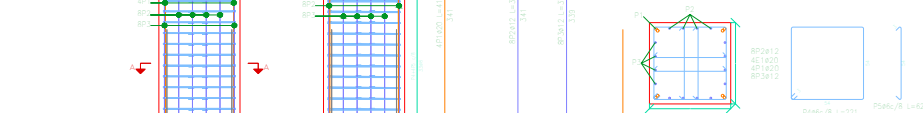
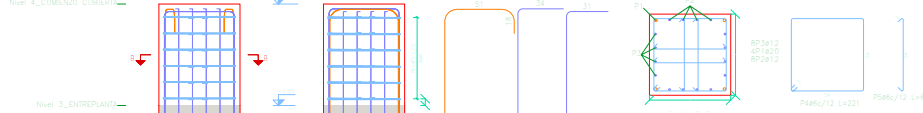
Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	B 500 S, Ys=1.15 (kg)
1	ø20	4	268	1072	43.4
2	ø12	16	273	4368	51.8
3	ø6	46	221	10186	22.6
4	ø6	184	62	11408	25.3



Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	B 500 S, Ys=1.15 (kg)
1	ø20	4	268	1072	43.4
2	ø12	16	273	4368	51.8
3	ø6	46	221	10186	22.6
4	ø6	184	62	11408	25.3



Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	B 500 S, Ys=1.15 (kg)
1	ø20	4	268	1072	43.4
2	ø12	16	273	4368	51.8
3	ø6	46	221	10186	22.6
4	ø6	184	62	11408	25.3



Pilares que nacen en Nivel 0_CIMENTACION y mueren en Nivel 6_COTA MAXIMA
Hormigón: HA-25, Yc=1.5
Acero en barras: B 500 S, Ys=1.15
Acero en estribos: B 500 S, Ys=1.15

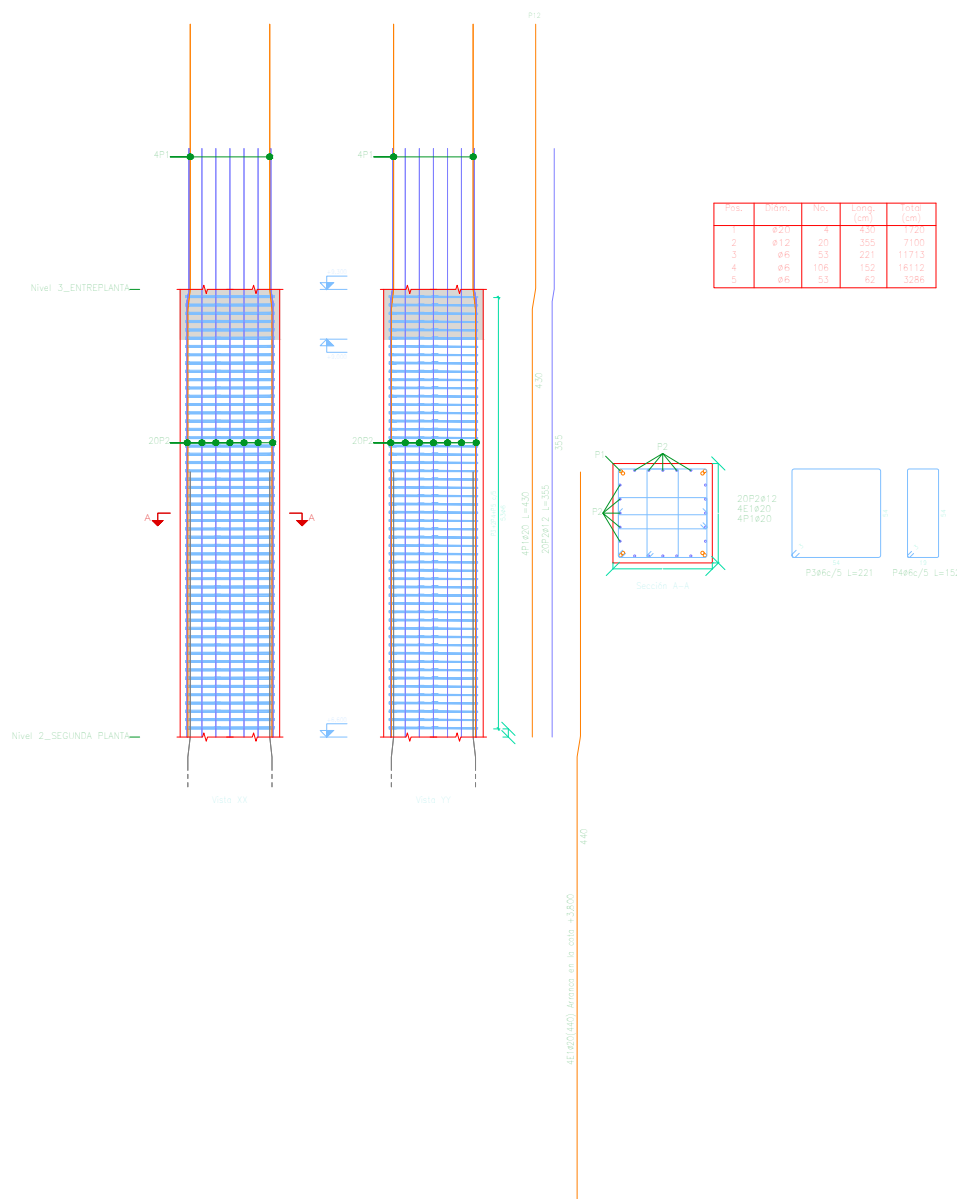
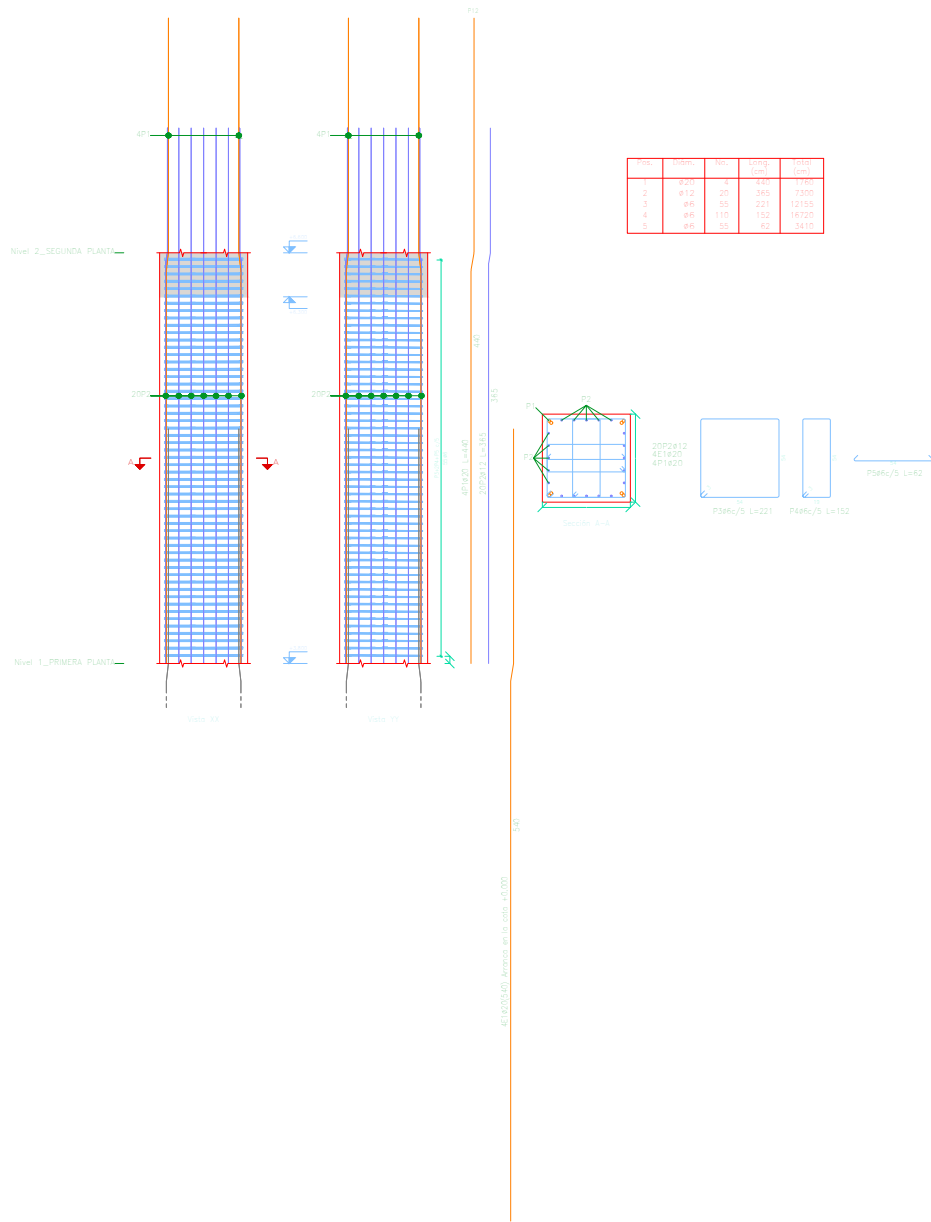
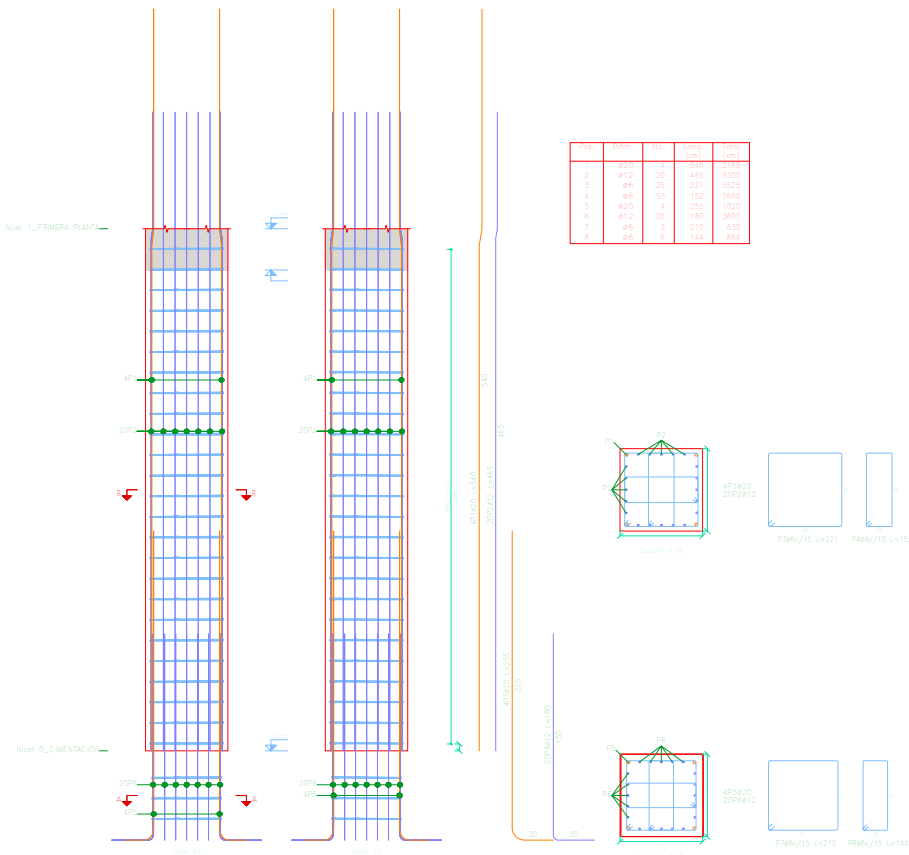
Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	B 500 S, Ys=1.15 (kg)
P7	1	ø20	4	268	12	160	43.4
	2	ø12	16	273	85	365	51.8
	3	ø6	46	54	3	221	10166
	4	ø6	184	54	3	62	11408
Total+10% (x2):							157.4
P7	1	ø20	4	341	51	410	1640
	2	ø12	8	341	34	375	3000
	3	ø12	8	339	31	370	2960
	4	ø6	39	54	3	221	8619
	5	ø6	156	54	3	62	9672
Total+10% (x2):							147.3
							294.6
							ø6: 194.8
							ø12: 230.4
							ø20: 184.2
							Total: 609.4

Acero: B 500 S, Ys=1.15 (146.9 kg). Cuanía: 97.64 kg/m3
Hormigón: HA-25, Yc=1.5 (1.37 m3) Tamaño máximo del grido: 15 mm
Escaleras: 14.12 m2 Recubrimiento geométrico: 3 cm

Planta: Nivel 1 PRIMERA PLANTA

Escala: 1:30

FECHA	01/09/2024	NOMBRE	JESUS AGUILAR ROMERO	FIRMA		ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		COMPROBADO				
ESCALA:	1:30	REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN			Nº PLANO 20	
ESTRUCTURA EDIFICIO RECALCULADO. DESPIECE DEL PILAR 7						SUSTITUYE A:
						SUSTITUIDO POR:



Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	B 500 S, Ys=1.15 (kg)
P12	1	ø20	4	268 12 160	440	1760	43.4
	2	ø12	20	273 85	365	7300	64.8
	3	ø6	55	54 35	221	12155	27.0
	4	ø6	110	54 35	152	16720	37.1
	5	ø6	55	54 35	62	3410	7.6
Total+10%:							197.9
P12	1	ø20	4	268 12 160	430	1720	42.4
	2	ø12	20	263 85	355	7100	63.0
	3	ø6	53	54 35	221	11713	26.0
	4	ø6	106	54 35	152	16112	35.8
	5	ø6	53	54 35	62	3286	7.3
Total+10%:							192.0
ø6:							155.0
ø12:							140.6
ø20:							94.3
Total:							389.9

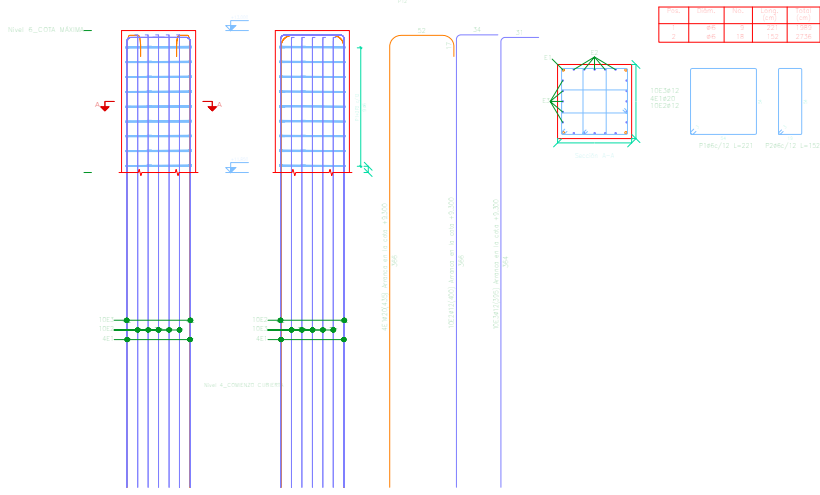
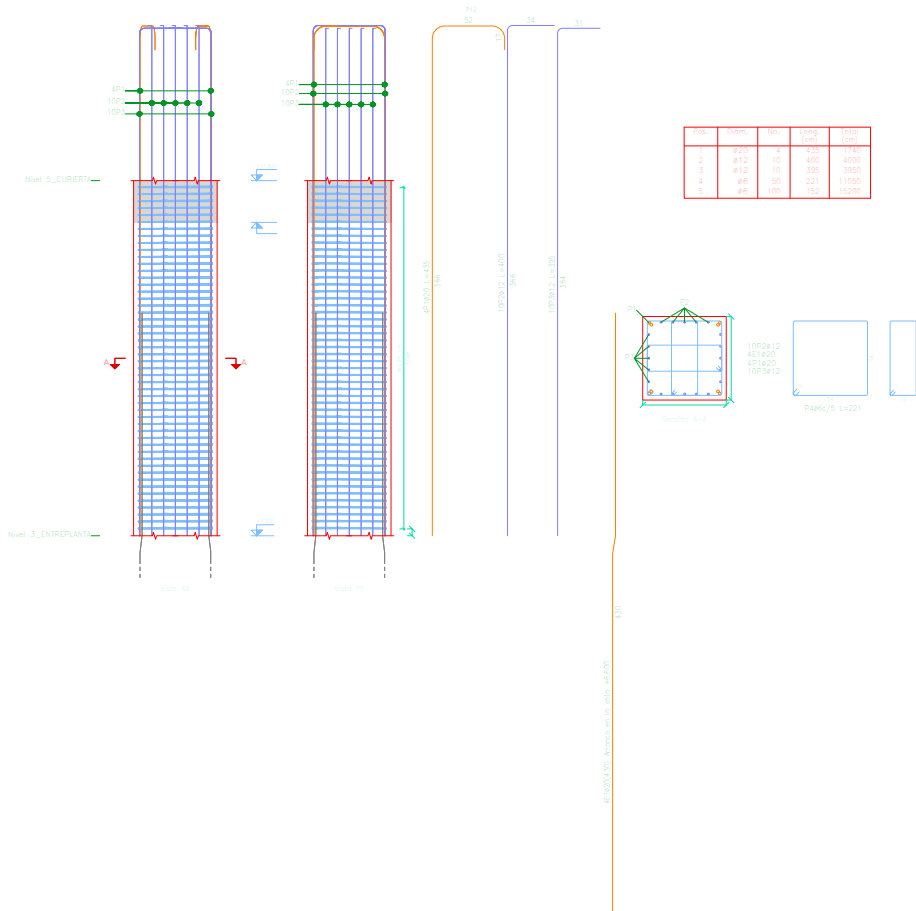
Acero: B 500 S, Ys=1.15 (146.9 kg). Cantidad: 97.64 kg/m3
Hormigón: HA-25, Yc=1.5 (1.37 m3) Tamaño máximo del grido: 15 mm
Escaleras: 14.12 m2 Recubrimiento geométrico: 3 cm

Planta: Nivel 1 PRIMERA PLANTA

Escala: 1:30

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/2024	JESUS AGUILAR ROMERO		
COMPROBADO				
ESCALA:	1:30	REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN		Nº PLANO 21A
ESTRUCTURA EDIFICIO RECALCULADO. DESPIECE DEL PILAR 12				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	B 500 S, Ys=1.15 (kg)
P12	1	ø20	4		435	1740	42.9
	2	ø12	10		400	4000	35.5
	3	ø12	10		395	3950	35.1
	4	ø6	50		221	11050	24.5
	5	ø6	100		152	15200	33.7
Total+10%:						188.9	
ø6:						64.0	
ø12:						77.7	
ø20:						47.2	
Total:						188.9	



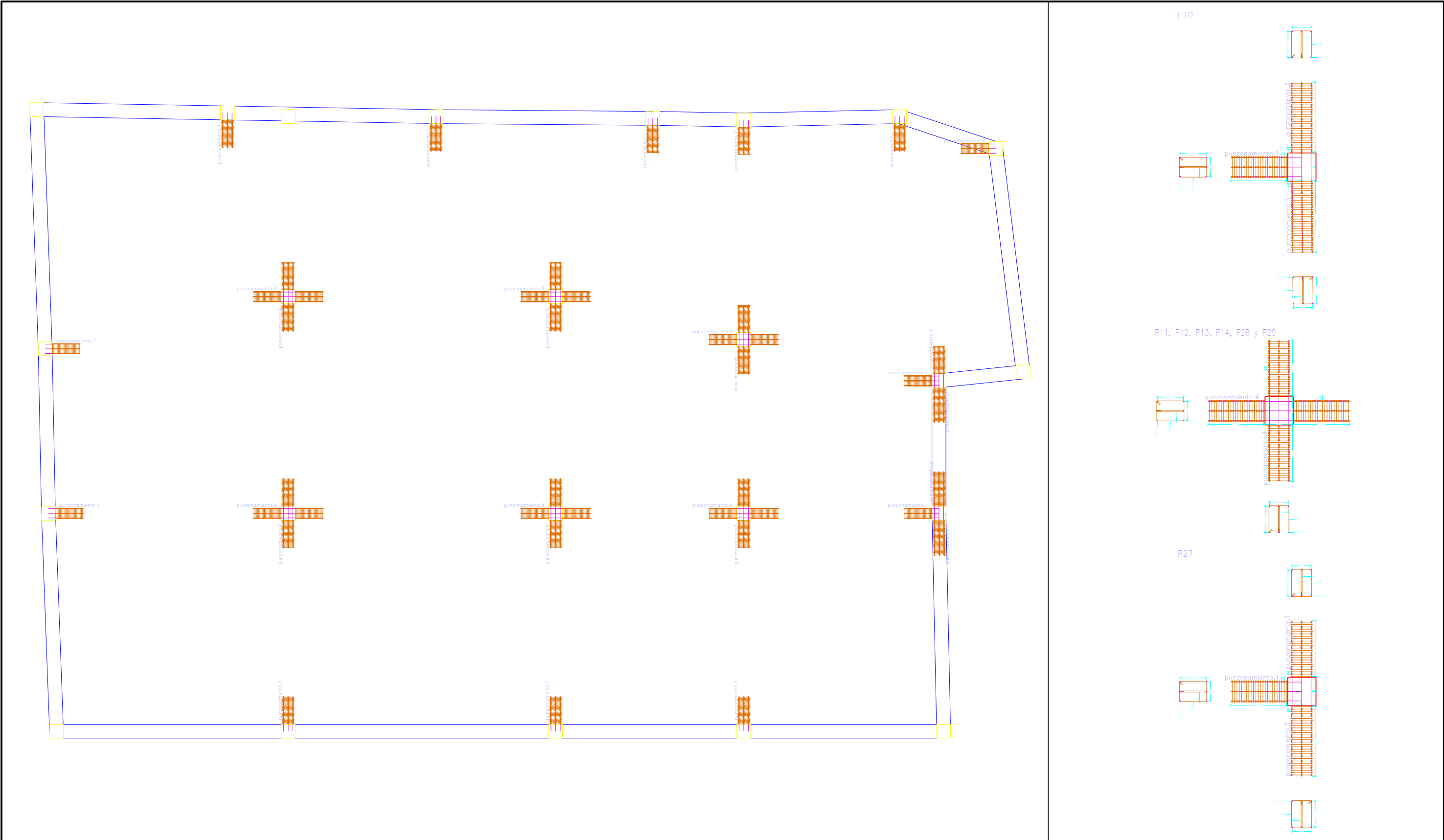
Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	B 500 S, Ys=1.15 (kg)
P12	1	ø6	9		221	1989	4.4
	2	ø6	18		152	2736	6.1
Total+10%:						11.6	
ø6:						11.6	
Total:						11.6	

Pilares que nacen en Nivel 0_CIMENTACION y mueren en Nivel 6_COTA MAXIMA
Hormigón: HA-25, Yc=1.5
Acero en barras: B 500 S, Ys=1.15
Acero en estribos: B 500 S, Ys=1.15

Acero: B 500 S, Ys=1.15 (146.9 kg). Cuanit: 97.64 kg/m3
Hormigón: HA-25, Yc=1.5 (1.37 m3) Tamaño máximo del grido: 15 mm
Escaleras: 14.12 m2 Recubrimiento geométrico: 3 cm

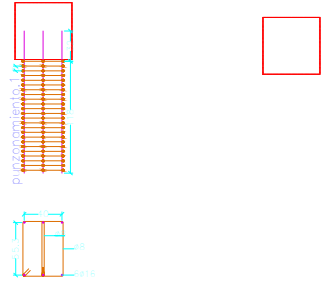
Planta: Nivel 1_PRIMERA PLANTA
Escala 1:30

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/2024	JESUS AGUILAR ROMERO		
COMPROBADO				
ESCALA:	REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN			Nº PLANO 21B
1:30	ESTRUCTURA EDIFICIO RECALCULADO. DESPIECE DEL PILAR 12			SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

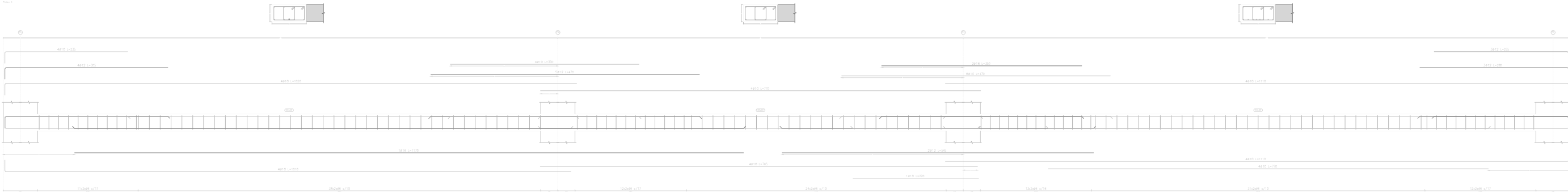


Refuerzos de punzonamiento
Nivel 0_CIMENTACION
Escala de la planta: 1:100
Escala para los despieces: 1:50

P2, P10, P3, P4, P6, P7, P8, P15, P16, P17, P18 y P25

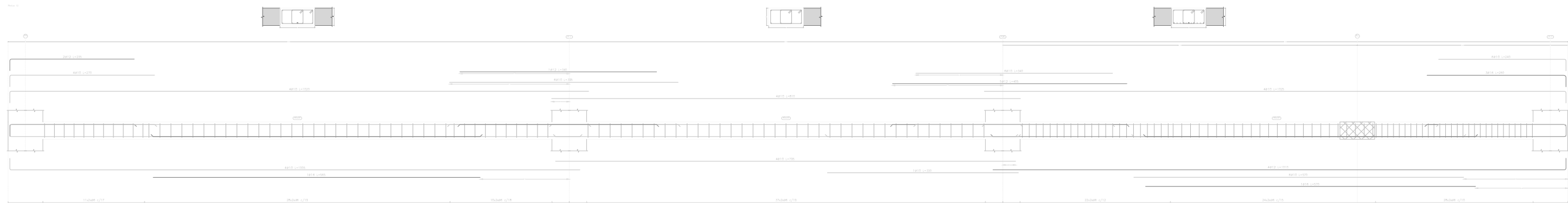


	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/2024	JESUS AGUILAR ROMERO		
COMPROBADO				
ESCALA:	REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN ESTRUCTURA EDIFICIO RECALCULADO. REFUERZO DE PUNZONAMIENTO (CIMENTACIÓN)			Nº PLANO
1:100 1:50				22
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



Nivel 2_SEGUNDA PLANTA
Despiece de vigas
Hormigón: HA-25, Yc=1.5
Acero en barras: B 500 S, Ys=1.15
Acero en estribos: B 500 S, Ys=1.15
Escala pórticos 1:20
Escala secciones 1:20
Escala huecos 1:20

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/2024	JESUS AGUILAR ROMERO		
COMPROBADO				
ESCALA:	REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN ESTRUCTURA EDIFICIO RECALCULADO. ARMADO PÓRTICO 6			Nº PLANO
1:20				23
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



Nivel 2_SEGUNDA PLANTA
Despiece de vigas
Hormigón: HA-25, $Y_c=1.5$
Acero en barras: B 500 S, $Y_s=1.15$
Acero en estribos: B 500 S, $Y_s=1.15$
Escala pórticos 1:20
Escala secciones 1:20
Escala huecos 1:20

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/2024	JESUS AGUILAR ROMERO		
COMPROBADO				
ESCALA:	REFORMA Y REACONDICIONAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE EN JAÉN ESTRUCTURA EDIFICIO RECALCULADO. ARMADO PóRTICO 12			Nº PLANO
1:200				24
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

10.2. listados

1. Estructura Edificio Ejecutado. Justificación de la acción sísmica (Estado límite de daño significativo). NCSE-94. Aceleración básica 0,07g.
2. Estructura Edificio Recalculado. Comprobación E.L.U. Pilar 1.
3. Estructura Edificio Recalculado. Comprobación E.L.U. Pilar 7.
4. Estructura Edificio Recalculado. Comprobación E.L.U. Pilar 12.
5. Estructura Edificio Recalculado. Comprobación E.L.U. y E.L.S. Pórtico 6.
6. Estructura Edificio Recalculado. Comprobación E.L.U. y E.L.S. Pórtico 12.
7. Estructura Edificio Recalculado. Justificación de la acción sísmica (Estado límite de daño significativo). NCSE-02. Aceleración básica 0,07g.
8. Estructura Edificio Recalculado. Justificación de la acción sísmica (Estado límite de daño significativo). NCSE-02. Aceleración básica 0,149g.

ÍNDICE

1. SISMO.....	2
1.1. Datos generales de sismo.....	2
1.2. Espectro de cálculo.....	3
1.2.1. Espectro elástico de aceleraciones.....	3
1.2.2. Espectro de diseño de aceleraciones.....	4
1.3. Coeficientes de participación.....	5
1.4. Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta.....	6
1.5. Cortante sísmico combinado por planta.....	7
1.5.1. Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta.....	7
1.5.2. Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta.....	8
1.5.3. Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte en arranques.....	8



SISMO

Norma utilizada: NCSE-94

Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-94 (Derogada)

Método de cálculo: Análisis modal espectral (NCSE-94, 3.6.2)

1.1. Datos generales de sismo

Caracterización del emplazamiento

a_b : Aceleración básica (NCSE-94, 2.1 y Anejo 1)

a_b : 0.070 g

K: Coeficiente de contribución (NCSE-94, 2.1 y Anejo 1)

K : 1.00

Tipo de suelo (NCSE-94, 2.3.1): Tipo II

Sistema estructural

Ductilidad (NCSE-94, Tabla 3.1): Ductilidad baja

W: Amortiguamiento (NCSE-94, Tabla 3.1)

W : 5.00

T: Periodo de vida útil (NCSE-94, 2.2): 50 años

Parámetros de cálculo

Número de modos de vibración que intervienen en el análisis: Automático, hasta alcanzar un porcentaje exigido de masa desplazada (90 %)

Grados de libertad que intervienen en el análisis: No se han considerado las plantas bajas en el modelo dinámico

Facción de sobrecarga de uso

: 0.50

Facción de sobrecarga de nieve

: 0.50

Efectos de la componente sísmica vertical

No se consideran

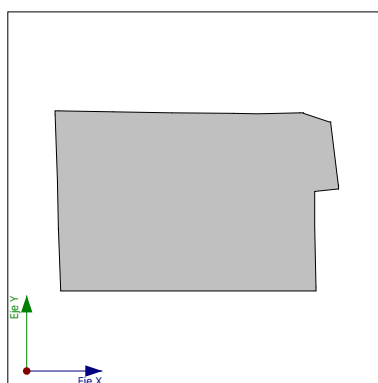
No se realiza análisis de los efectos de 2º orden

Criterio de armado a aplicar por ductilidad: Ninguno

Direcciones de análisis

Acción sísmica según X

Acción sísmica según Y

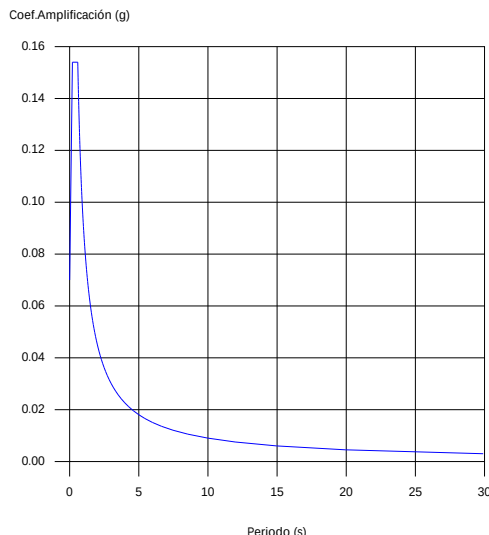


Proyección en planta de la obra



1.2. Espectro de cálculo

1.2.1. Espectro elástico de aceleraciones



Coef. Amplificación:

$$S_{ae} = a_c \cdot \alpha(T)$$

Donde:

$$\alpha(T) = 1 + [\alpha(T_0) \cdot v - 1] \cdot \frac{T}{T_0} \quad T < T_0$$

$$\alpha(T) = \alpha(T_0) \cdot v \quad T_0 \leq T \leq T_1$$

$$\alpha(T) = \alpha(T_0) \cdot v \cdot \frac{T_1}{T} \quad T > T_1$$

es el espectro normalizado de respuesta elástica, modificado en función del amortiguamiento.

Donde:

$$\alpha(T_0) = (3 \cdot C - 3,8) \cdot (K - 1,25) + 2,30$$

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 0.154 g.

NCSE-94 (2.2 y 2.3)

Parámetros necesarios para la definición del espectro

a Aceleración sísmica de cálculo (NCSE-94, 2.2)

$$a_c : \underline{0.070 \text{ g}}$$

$$a_c = \rho \cdot a_b$$

a_b : Aceleración básica (NCSE-94, 2.1 y Anejo 1)

$$a_b : \underline{0.070 \text{ g}}$$

r: Coeficiente adimensional de riesgo

$$r : \underline{1.00}$$

$$\rho = (t/50)^{0,37}$$

t: Periodo de vida útil: 50 años

$a(T_0)$: Parámetro que define el espectro normalizado de respuesta elástica (NCSE-94, 2.3)

$$a(T_0) : \underline{2.20}$$

$$\alpha(T_0) = (3 \cdot C - 3,8) \cdot (K - 1,25) + 2,30$$

K: Coeficiente de contribución (NCSE-94, 2.1 y Anejo 1)

$$K : \underline{1.00}$$

C: Coeficiente del terreno (NCSE-94, 2.3.1)

$$C : \underline{1.40}$$

Tipo de suelo: Tipo II

n: Coeficiente dependiente del amortiguamiento (NCSE-94, 2.3.2)

$$n : \underline{1.00}$$

$$v = (5/\Omega)^{0,4}$$

W: Amortiguamiento (NCSE-94, Tabla 3.1)

$$W : \underline{5.00}$$

T_0 : Periodo característico del espectro (NCSE-94, 2.3)

$$T_0 : \underline{0.20 \text{ s}}$$

$$T_0 = 0,125 \cdot C + 0,2 \cdot K - 0,175$$

K: Coeficiente de contribución (NCSE-94, 2.1 y Anejo 1)

$$K : \underline{1.00}$$

C: Coeficiente del terreno (NCSE-94, 2.3.1)

$$C : \underline{1.40}$$

Tipo de suelo: Tipo II

T_1 : Periodo característico del espectro (NCSE-94, 2.3)

$$T_1 : \underline{0.59 \text{ s}}$$

$$T_1 = \frac{0,215 \cdot K \cdot (5C - 1)}{\alpha(T_0)}$$



Justificación de la acción sísmica

MODELO EN CYPE DE ESTRUCTURA TFG

Fecha: 07/07/24

K: Coeficiente de contribución (NCSE-94, 2.1 y Anejo 1)

K : 1.00

C: Coeficiente del terreno (NCSE-94, 2.3.1)

C : 1.40

Tipo de suelo: Tipo II

$a(T_0)$: Parámetro que define el espectro normalizado de respuesta elástica (NCSE-94, 2.3)

$a(T_0)$: 2.20

1.2.2. Espectro de diseño de aceleraciones

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por el coeficiente μ según:

$$S_a = a_c \cdot \left[1 + \left[\alpha(T_0) \cdot \frac{v}{\mu} - 1 \right] \cdot \frac{T}{T_0} \right] \quad T < T_0$$

$$S_a = a_c \cdot \alpha(T_0) \cdot \frac{v}{\mu} \quad T_0 \leq T \leq T_1$$

$$S_a = a_c \cdot \alpha(T_0) \cdot \frac{v}{\mu} \cdot \frac{T_1}{T} \quad T > T_1$$

β : Coeficiente de respuesta

$$\beta = \frac{v}{\mu}$$

n: Coeficiente dependiente del amortiguamiento (NCSE-94, 2.3.2)

n : 1.00

$$v = (5/\Omega)^{0.4}$$

W: Amortiguamiento (NCSE-94, Tabla 3.1)

W : 5.00

m: Coeficiente de comportamiento por ductilidad (NCSE-94, 3.7.3.1)

m : 2.00

Ductilidad (NCSE-94, Tabla 3.1): Ductilidad baja

a_c : Aceleración sísmica de cálculo (NCSE-94, 2.2)

a_c : 0.070 g

$a(T_0)$: Parámetro que define el espectro normalizado de respuesta elástica (NCSE-94, 2.3)

$a(T_0)$: 2.20

T_0 : Periodo característico del espectro (NCSE-94, 2.3)

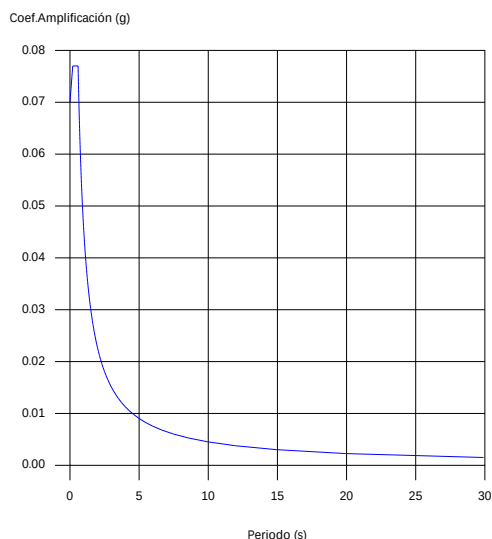
T_0 : 0.20 s

T_1 : Periodo característico del espectro (NCSE-94, 2.3)

T_1 : 0.59 s

Producido por una versión educativa de CYPE

NCSE-94 (3.6.2.2)





1.3. Coeficientes de participación

Modo	T	L_x	L_y	L_{gz}	M_x	M_y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.934	0.0079	0.3233	0.9463	0.05 %	82.62 %	R = 2 A = 0.474 m/s ² D = 10.4746 mm	R = 2 A = 0.474 m/s ² D = 10.4746 mm
Modo 2	0.842	0.1894	0.0175	0.9817	75.94 %	0.65 %	R = 2 A = 0.526 m/s ² D = 9.45169 mm	R = 2 A = 0.526 m/s ² D = 9.45169 mm
Modo 3	0.697	0.0262	0.013	0.9996	10.39 %	2.55 %	R = 2 A = 0.635 m/s ² D = 7.82113 mm	R = 2 A = 0.635 m/s ² D = 7.82113 mm
Modo 4	0.207	0.0299	0.2448	0.9691	0.17 %	11.16 %	R = 2 A = 0.755 m/s ² D = 0.82205 mm	R = 2 A = 0.755 m/s ² D = 0.82205 mm
Modo 5	0.198	0.2174	0.0408	0.9752	10.7 %	0.38 %	R = 2 A = 0.755 m/s ² D = 0.74731 mm	R = 2 A = 0.755 m/s ² D = 0.74731 mm
Total					97.25 %	97.36 %		

T: Periodo de vibración en segundos.

L_y : Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.

L : Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.

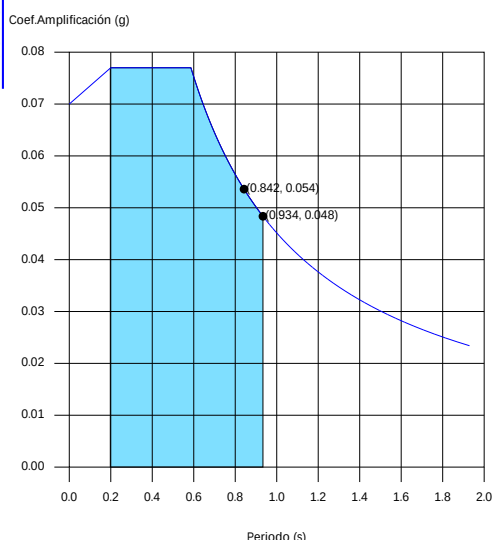
M_x , M_y : Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

Representación de los periodos modales



Se representa el rango de periodos abarcado por los modos estudiados, con indicación de los modos en los que se desplaza más del 30% de la masa:



Justificación de la acción sísmica

MODELO EN CYPE DE ESTRUCTURA TFG

Fecha: 07/07/24

Hipótesis Sismo 1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.934	0.048
Modo 2	0.842	0.054

1.4. Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e_x (m)	e_y (m)
Nivel 6_COTA MÁXIMA	(21.54, -11.49)	(21.20, -8.10)	0.34	-3.38
Nivel 5_CUBIERTA	(19.74, -8.07)	(21.25, -7.97)	-1.52	-0.10
Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	(22.43, -13.55)	(22.23, -14.41)	0.20	0.86
Nivel 3_ENTREPLANTA	(20.08, -11.71)	(22.17, -13.95)	-2.09	2.23
Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	(20.38, -13.41)	(21.84, -11.83)	-1.46	-1.58
Nivel 1_PRIMERA PLANTA	(20.11, -13.43)	(21.84, -11.83)	-1.73	-1.60

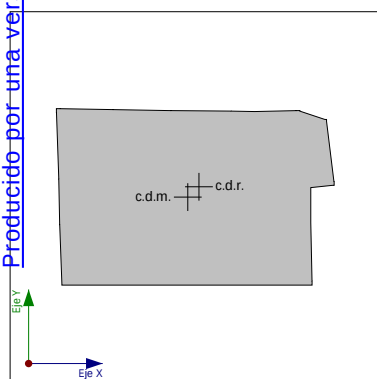
c.d.m.: Coordenadas del centro de masas de la planta (X,Y)

c.d.r.: Coordenadas del centro de rigidez de la planta (X,Y)

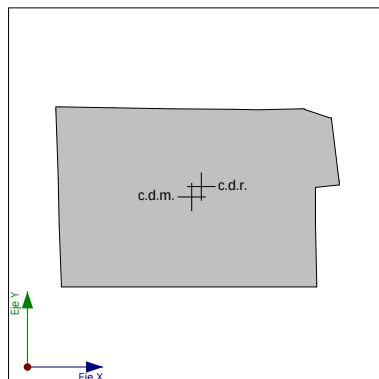
e_x : Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X)

e_y : Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y)

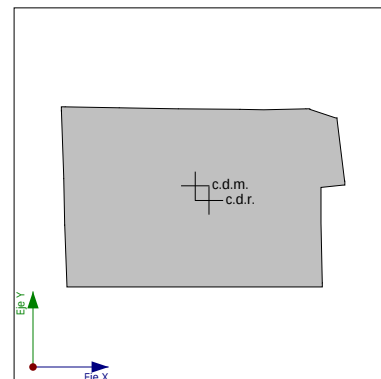
Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta



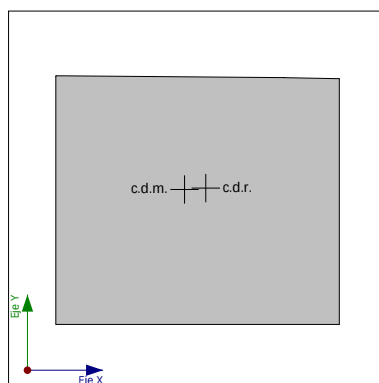
Nivel 1_PRIMERA PLANTA



Nivel 2_SEGUNDA PLANTA



Nivel 3_ENTREPLANTA



Nivel 5_CUBIERTA



1.5. Cortante sísmico combinado por planta

El valor máximo del cortante por planta en una hipótesis sísmica dada se obtiene mediante la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de los correspondientes cortantes modales.

Si la obra tiene vigas con vinculación exterior o estructuras 3D integradas, los esfuerzos de dichos elementos no se muestran en el siguiente listado.

1.5.1. Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta

Los valores que se muestran en las siguientes tablas no están ajustados por el factor de modificación calculado en el apartado 'Corrección por cortante basal'.

Hipótesis sísmica: Sismo X1

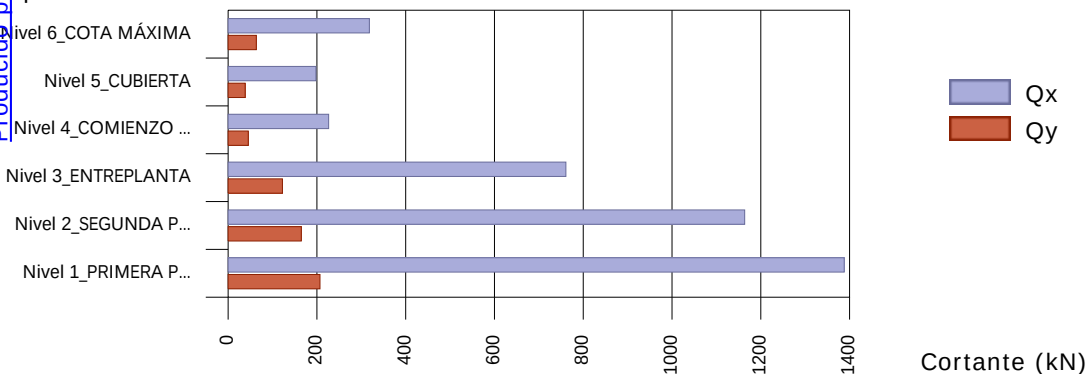
Planta	Q_x (kN)	$F_{eq,X}$ (kN)	Q_y (kN)	$F_{eq,Y}$ (kN)
Nivel 6_COTA MÁXIMA	318.158	318.158	63.449	63.449
Nivel 5_CUBIERTA	197.793	511.921	38.300	98.807
Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	226.438	29.893	45.343	7.066
Nivel 3_ENTREPLANTA	760.922	540.747	122.299	79.583
Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	1163.701	501.826	164.810	92.101
Nivel 1_PRIMERA PLANTA	1387.904	352.720	206.930	85.453

Hipótesis sísmica: Sismo Y1

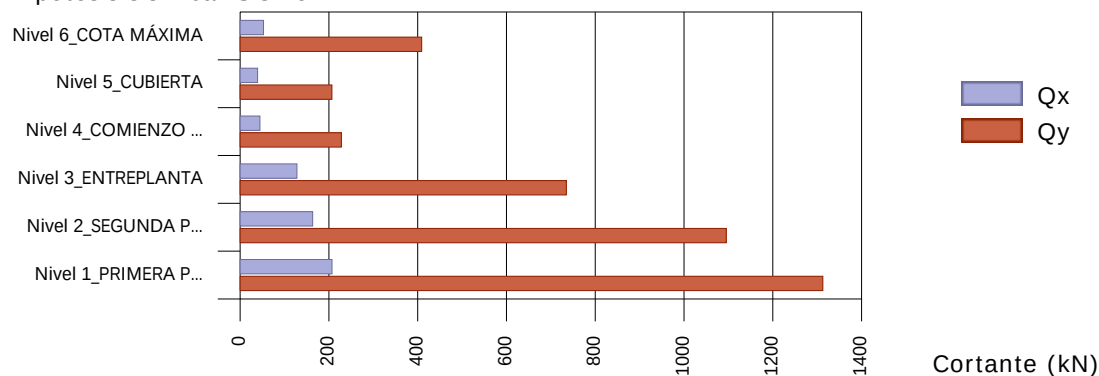
Planta	Q_x (kN)	$F_{eq,X}$ (kN)	Q_y (kN)	$F_{eq,Y}$ (kN)
Nivel 6_COTA MÁXIMA	52.678	52.678	409.035	409.035
Nivel 5_CUBIERTA	39.294	91.103	206.791	608.578
Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	44.600	6.418	228.097	21.450
Nivel 3_ENTREPLANTA	127.969	87.274	734.903	513.763
Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	163.435	89.300	1095.104	467.090
Nivel 1_PRIMERA PLANTA	207.017	93.890	1312.753	349.790

Cortantes sísmicos máximos por planta

Hipótesis sísmica: Sismo X1



Hipótesis sísmica: Sismo Y1





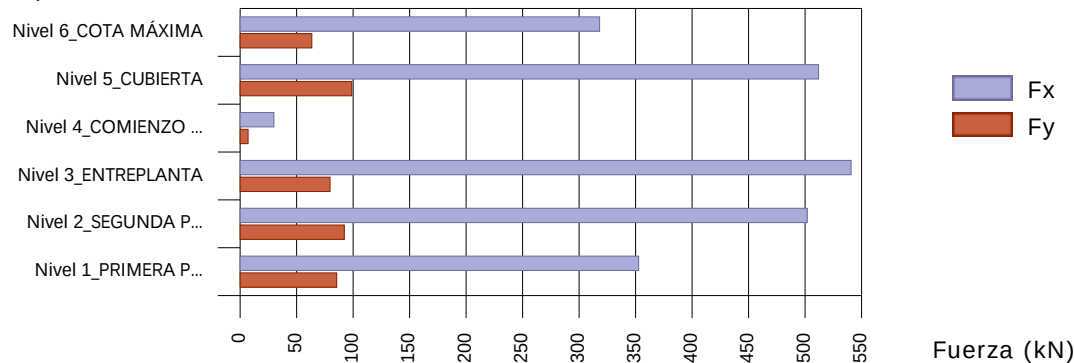
Justificación de la acción sísmica

MODELO EN CYPE DE ESTRUCTURA TFG

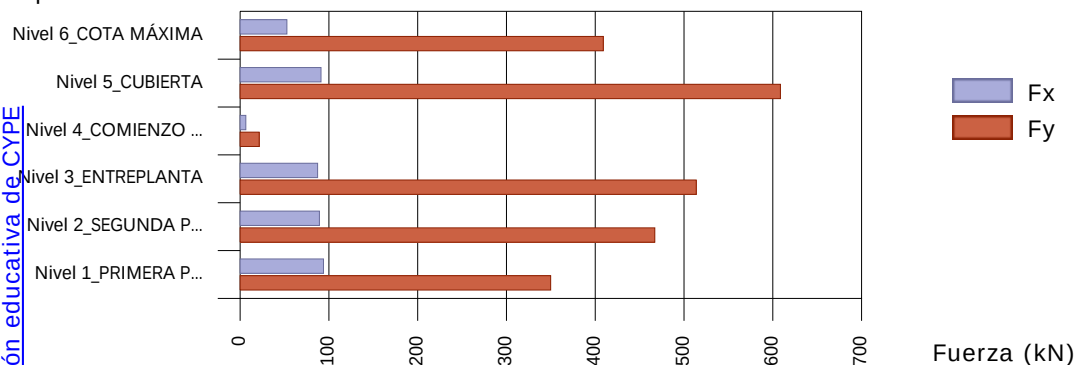
Fecha: 07/07/24

Fuerzas sísmicas equivalentes por planta

Hipótesis sísmica: Sismo X1



Hipótesis sísmica: Sismo Y1



1.5.2. Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta

El porcentaje de cortante sísmico de la columna 'Muros' incluye el cortante resistido por muros, pantallas y elementos de arriostramiento.

Hipótesis sísmica: Sismo X1

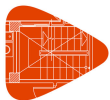
Planta	%Q _x		%Q _y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Nivel 6_COTA MÁXIMA	100.00	0.00	100.00	0.00
Nivel 5_CUBIERTA	31.16	68.84	35.85	64.15
Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	100.00	0.00	100.00	0.00
Nivel 3_ENTREPLANTA	100.00	0.00	100.00	0.00
Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	100.00	0.00	100.00	0.00
Nivel 1_PRIMERA PLANTA	100.00	0.00	100.00	0.00

Hipótesis sísmica: Sismo Y1

Planta	%Q _x		%Q _y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Nivel 6_COTA MÁXIMA	100.00	0.00	100.00	0.00
Nivel 5_CUBIERTA	26.52	73.48	35.87	64.13
Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	100.00	0.00	100.00	0.00
Nivel 3_ENTREPLANTA	100.00	0.00	100.00	0.00
Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	100.00	0.00	100.00	0.00
Nivel 1_PRIMERA PLANTA	100.00	0.00	100.00	0.00

1.5.3. Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte en arranques

El porcentaje de cortante sísmico de la columna 'Muros' incluye el cortante resistido por muros, pantallas y elementos de arriostramiento.



Justificación de la acción sísmica

MODELO EN CYPE DE ESTRUCTURA TFG

Fecha: 07/07/24

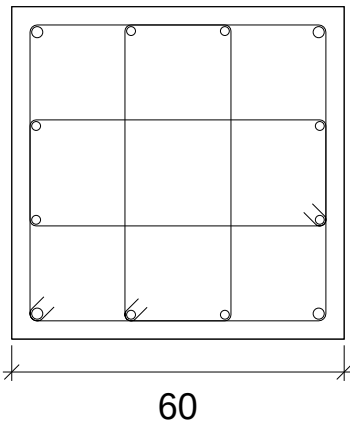
Hipótesis sísmica	%Q _x		%Q _y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Sismo X1	100.00	0.00	100.00	0.00
Sismo Y1	100.00	0.00	100.00	0.00

ÍNDICE

1. NIVEL 4_COMIENZO CUBIERTA (9.3 - 10.05 M).....	2
2. NIVEL 3_ENTREPLANTA (6.6 - 9.3 M).....	20
3. NIVEL 2_SEGUNDA PLANTA (3.8 - 6.6 M).....	46
4. NIVEL 1_PRIMERA PLANTA (0 - 3.8 M).....	69
5. NIVEL 0_CIMENTACION.....	92

Comprobaciones del pilar P1

1. NIVEL 4_COMIENZO CUBIERTA (9.3 - 10.05 M)

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 60x60 cm
	Tramo : 9.300/10.050 m
	Altura libre : 0.75 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
Materiales	
Hormigón : HA-25, Yc=1.5	Plano ZX : 0.75 m
Acero : B 500 S, Ys=1.15	Plano ZY : 0.75 m
Armadura longitudinal	
Esquina : 4Ø20	Estribos : 3eØ6
Cara X : 4Ø16	Separación : 20 cm
Cara Y : 4Ø16	
Cuantía : 0.80 %	

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.8.2 y A19.9.5)

El pilar es un elemento cuyo canto es inferior a 4 veces su ancho (Artículos A19.5.3.1(7) y A19.9.5.1).

$$h \leq 4 \cdot b$$

$$600 \text{ mm} \leq 2400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a $s_{\min}$ (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$151 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{\min}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{\max}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{\max}$: Diámetro máximo de la armadura.

$$\phi_{\max} : \underline{20} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 12 mm (Artículo A19.9.5.2(1)):

$$\phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$$

$$16 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$\phi_{\min}$: Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\phi_{\min} : \underline{16} \text{ mm}$$

Estribos

Comprobaciones del pilar P1

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$194 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{6} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$\phi_{max} : \underline{6} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debe superar $s_{cl,max}$ (Artículo A19.9.5.3(3)):

$$s_t \leq s_{cl,max}$$

$$200 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{cl,max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_1 = 15 \cdot \phi_{min}$$

$$s_2 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 = \min(G, h)$$

Siendo:

ϕ_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

El diámetro de la armadura transversal no debe ser inferior a un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo A19.9.5.3(1)):

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{max} \quad \checkmark$$

$$6 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P1

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal A_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$28.65 \text{ cm}^2 \geq 14.40 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$$A_{s,min} : \underline{14.40} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

El área de la armadura longitudinal A_s no debería superar $A_{s,max}$ (Artículo A19.9.5.2(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

$$28.65 \text{ cm}^2 \leq 138.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$$

$$A_{s,max} : \underline{138.00} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

El área total de la armadura longitudinal A'_s no debería ser menor que $A'_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A'_s \geq A'_{s,min}$$

$$28.65 \text{ cm}^2 \geq 0.06 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

$$A'_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$$

$$A'_{s,min} : \underline{0.06} \text{ cm}^2$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{26.69} \text{ kN}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.047} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{51.79} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{38.57} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max} : \underline{1374.77} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.465} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P1

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{51.79} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{38.57} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} : \underline{138.92} \text{ kN}$$

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

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1374.77} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{-1.22} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{9.96} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{10.30} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{458.26} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1374.77} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

Comprobaciones del pilar P1

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$s_{cp} : \underline{-1.22} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{9.96} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{10.30} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{458.26} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Producido por la Comisión educativa de CYPE

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{138.92} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{101.68} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.672}$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.007}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

$$A_{sl} : \underline{18.35} \text{ cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P1

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

s_{cp} : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$s_{cp} : \underline{0.03} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{9.96} \text{ kN}$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{443.10} \text{ mm}$$

$$v_{min} : \underline{0.38} \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{138.92} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{101.68} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.672}$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.007}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

$$A_{sl} : \underline{18.35} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

s_{cp} : Tensión media de compresión.

$$s_{cp} : \underline{0.03} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{9.96} \text{ kN}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{443.10} \text{ mm}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} : \underline{0.38} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P1

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.056} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{60.35} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{46.87} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max} : \underline{1373.83} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.554} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{60.35} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{46.87} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,s} : \underline{137.95} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+SY".

El 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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1373.83} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$s_{cp} : \underline{-1.43} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1.16} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{10.30} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{457.94} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P1

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1373.83} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$s_{cp} : \underline{-1.43} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1.16} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{10.30} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{457.94} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{137.95} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{100.70} \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar P1

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.672}$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.007}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

$$A_{sl} : \underline{18.35} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

s_{cp} : Tensión media de compresión.

$$s_{cp} : \underline{0.00} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1.16} \text{ kN}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{443.10} \text{ mm}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} : \underline{0.38} \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{137.95} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{100.70} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.672}$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.007}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

$$A_{sl} : \underline{18.35} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P1

s_{cp} : Tensión media de compresión.

s_{cp} : 0.00 MPa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

N_{Ed} : 1.16 kN

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 3600.00 cm²

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 16.67 MPa

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

b_w : 600.00 mm

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

d : 443.10 mm

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

v_{min} : 0.38 MPa

Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

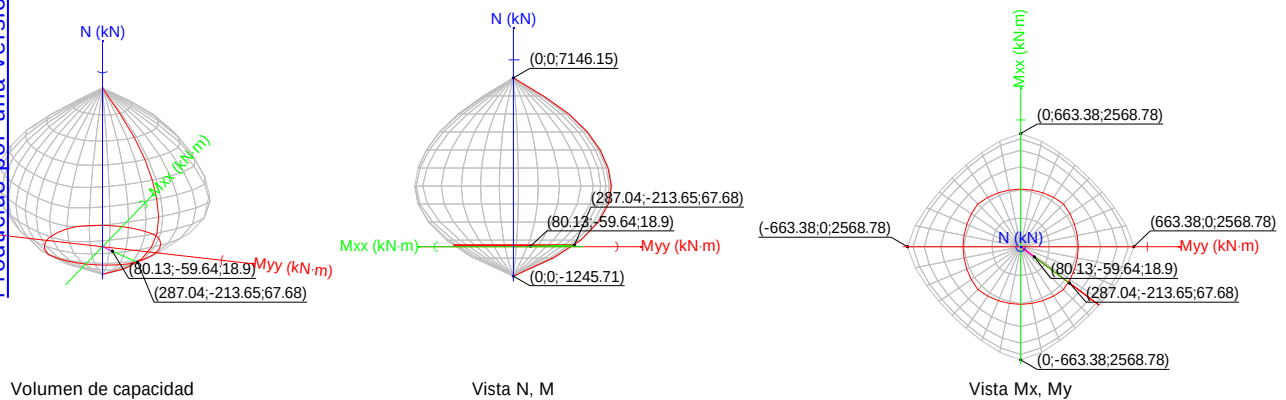
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

η_1 : 0.279 ✓

Producido por una versión educativa de CYPE



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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.

N_{Ed} : 18.90 kN

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

$M_{Ed,x}$: -59.64 kN·m

$M_{Ed,y}$: 80.13 kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

N_{Rd} : 67.68 kN

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$M_{Rd,x}$: -213.65 kN·m

$M_{Rd,y}$: 287.04 kN·m

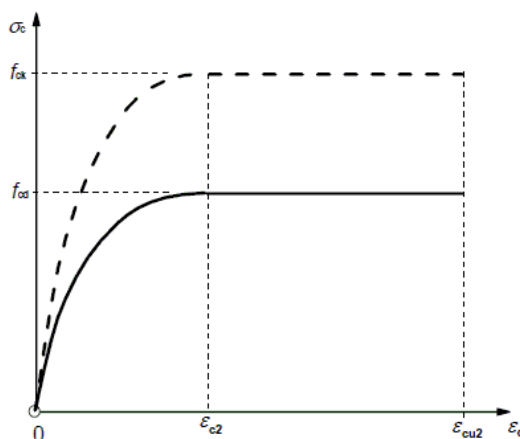
Cálculo de la capacidad resistente

Comprobaciones del pilar P1

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- (a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- (b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- (c) Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- (d) Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ε_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ε_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

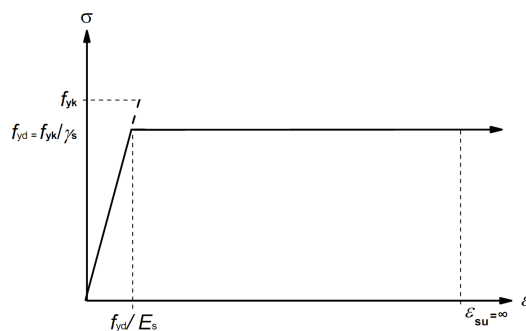
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

- (e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



Comprobaciones del pilar P1

e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

e_{su} : 0.0100

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

f_{yk} : 500.00 MPa

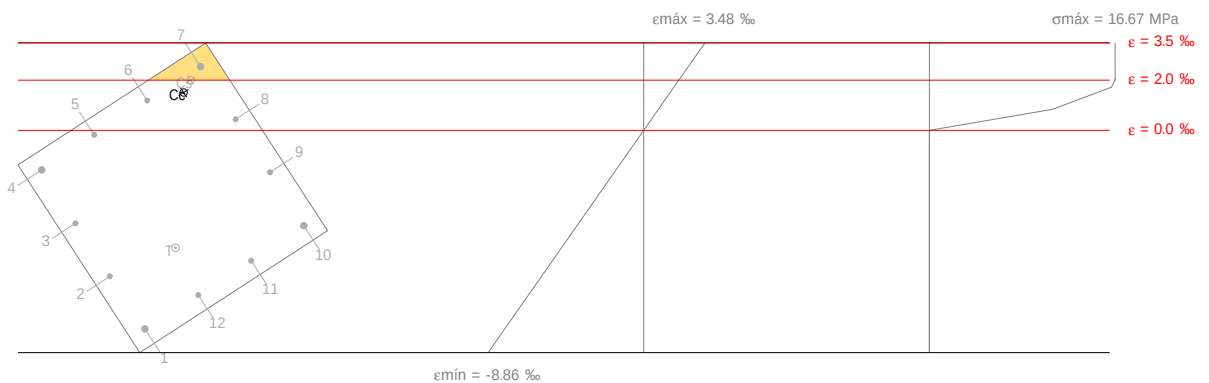
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

γ_s : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:

Producido por una versión educativa de CYPE



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-434.78	-0.007911
2	Ø16	-84.67	256.00	-434.78	-0.005816
3	Ø16	84.67	256.00	-434.78	-0.003704
4	Ø20	254.00	254.00	-315.35	-0.001577
5	Ø16	256.00	84.67	-36.15	-0.000181
6	Ø16	256.00	-84.67	+238.06	+0.001190
7	Ø20	254.00	-254.00	+400.00	+0.002536
8	Ø16	84.67	-256.00	+88.23	+0.000441
9	Ø16	-84.67	-256.00	-334.08	-0.001670
10	Ø20	-254.00	-254.00	-434.78	-0.003798
11	Ø16	-256.00	-84.67	-434.78	-0.005194
12	Ø16	-256.00	84.67	-434.78	-0.006565

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	672.78	220.82	-178.06
Cs	191.27	238.80	-211.81
T	796.36	-116.54	66.98

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

N_{Rd} : 67.68 kN

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{Rd,x}$: -213.65 kN·m

Comprobaciones del pilar P1

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{287.04} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{672.78} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{191.27} \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{796.36} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{220.82} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-178.06} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{238.80} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-211.81} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-116.54} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{66.98} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0079}$$

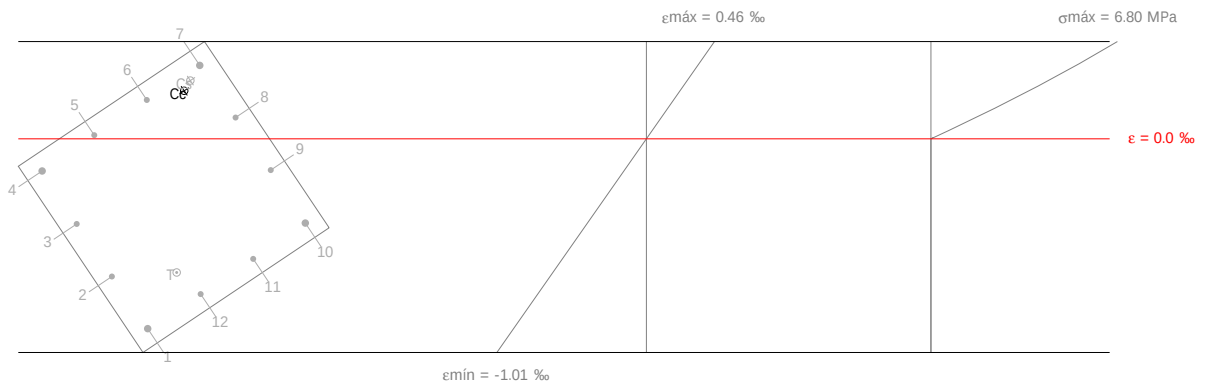
s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-180.00	-0.000900
2	Ø16	-84.67	256.00	-130.56	-0.000653
3	Ø16	84.67	256.00	-80.72	-0.000404
4	Ø20	254.00	254.00	-30.49	-0.000152
5	Ø16	256.00	84.67	+3.47	+0.000017
6	Ø16	256.00	-84.67	+36.84	+0.000184
7	Ø20	254.00	-254.00	+69.62	+0.000348
8	Ø16	84.67	-256.00	+20.18	+0.000101
9	Ø16	-84.67	-256.00	-29.65	-0.000148
10	Ø20	-254.00	-254.00	-79.88	-0.000399
11	Ø16	-256.00	-84.67	-113.84	-0.000569
12	Ø16	-256.00	84.67	-147.21	-0.000736

	Resultante (kN)	e_x (mm)	e_y (mm)
Cc	177.01	220.70	-181.58

Comprobaciones del pilar P1

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cs	34.03	234.29	-210.45
T	192.15	-172.23	105.85

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{18.90} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-59.64} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{80.13} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{177.01} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{34.03} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{192.15} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{220.70} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-181.58} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{234.29} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-210.45} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-172.23} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{105.85} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0005}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0009}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{6.80} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{180.00} \text{ MPa}$$

Producción de la Universidad de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales (combinaciones sísmicas)

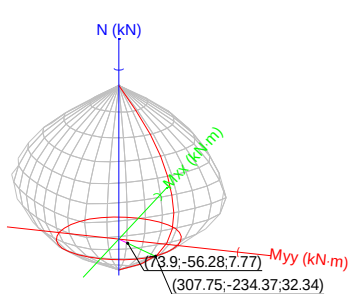
Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos sollicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+SY".

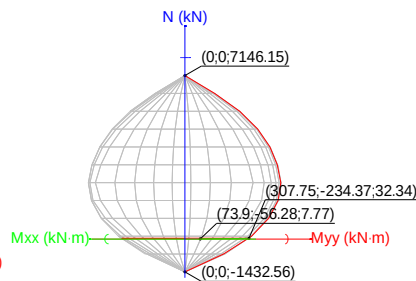
Se debe satisfacer:

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

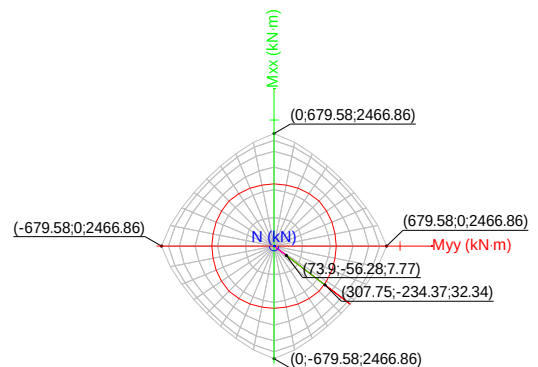
$$h : \underline{0.240} \checkmark$$



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

Comprobaciones del pilar P1

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.

$$N_{Ed} : \underline{7.77} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-56.28} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{73.90} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{32.34} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-234.37} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

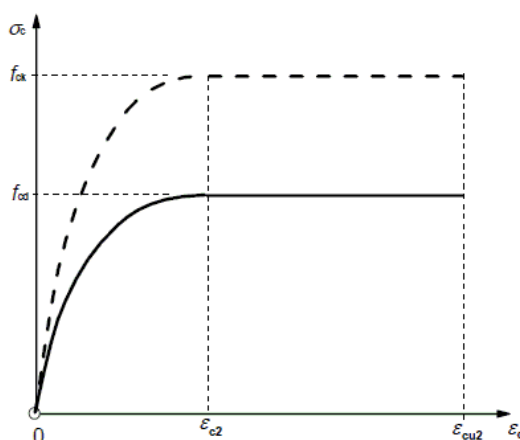
$$M_{Rd,y} : \underline{307.75} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ε_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

ε_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

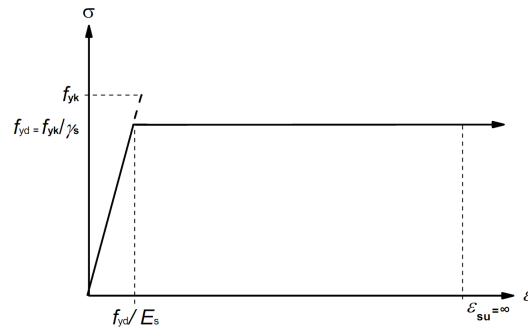
$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

- Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8

Comprobaciones del pilar P1



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

e_{su} : 0.0100

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 500.00 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

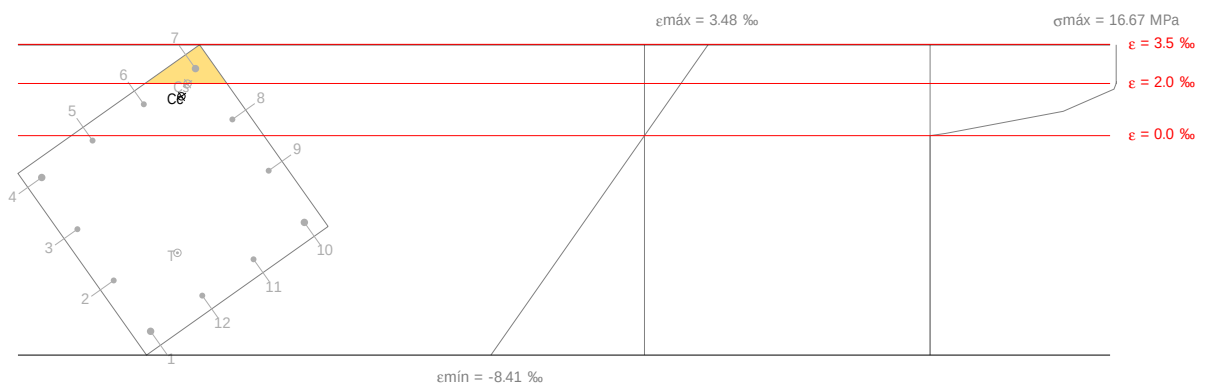
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

γ_s : 1.00

Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-500.00	-0.007501
2	Ø16	-84.67	256.00	-500.00	-0.005552
3	Ø16	84.67	256.00	-500.00	-0.003586
4	Ø20	254.00	254.00	-320.88	-0.001604
5	Ø16	256.00	84.67	-37.91	-0.000190
6	Ø16	256.00	-84.67	+240.42	+0.001202
7	Ø20	254.00	-254.00	+400.00	+0.002571
8	Ø16	84.67	-256.00	+124.31	+0.000622
9	Ø16	-84.67	-256.00	-268.77	-0.001344
10	Ø20	-254.00	-254.00	-500.00	-0.003326
11	Ø16	-256.00	-84.67	-500.00	-0.004741
12	Ø16	-256.00	84.67	-500.00	-0.006132

Comprobaciones del pilar P1

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	712.09	214.93	-179.86
Cs	199.00	233.22	-213.12
T	878.75	-123.23	72.70

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{32.34} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-234.37} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{307.75} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{712.09} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{199.00} \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{878.75} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{214.93} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-179.86} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{233.22} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-213.12} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-123.23} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{72.70} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0075}$$

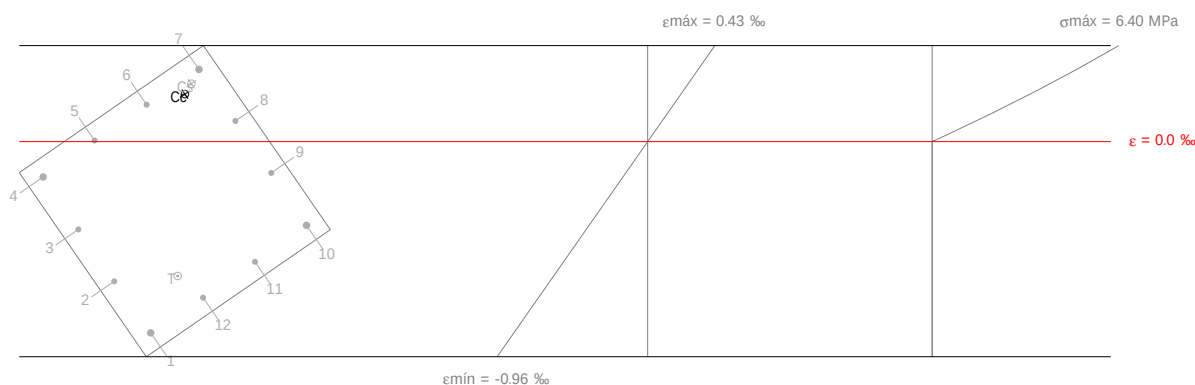
s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-171.51	-0.000858
2	Ø16	-84.67	256.00	-125.29	-0.000626
3	Ø16	84.67	256.00	-78.69	-0.000393
4	Ø20	254.00	254.00	-31.72	-0.000159
5	Ø16	256.00	84.67	+0.99	+0.000005
6	Ø16	256.00	-84.67	+33.14	+0.000166
7	Ø20	254.00	-254.00	+64.74	+0.000324

Comprobaciones del pilar P1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
8	Ø16	84.67	-256.00	+18.52	+0.000093
9	Ø16	-84.67	-256.00	-28.07	-0.000140
10	Ø20	-254.00	-254.00	-75.05	-0.000375
11	Ø16	-256.00	-84.67	-107.75	-0.000539
12	Ø16	-256.00	84.67	-139.91	-0.000700

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	160.72	220.86	-185.30
Cs	30.92	234.05	-215.59
T	183.87	-169.48	107.84

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{7.77} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-56.28} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{73.90} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{160.72} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{30.92} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{183.87} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{220.86} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-185.30} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{234.05} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-215.59} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-169.48} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{107.84} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0004}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0009}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{6.40} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{171.51} \text{ MPa}$$

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

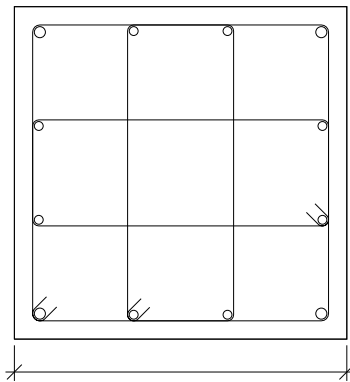
Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad.



Comprobaciones del pilar P1

2. NIVEL 3_ENTREPLANTA (6.6 - 9.3 M)

Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones	: 60x60 cm
	Tramo	: 6.600/9.300 m
	Altura libre	: 2.40 m
	Recubrimiento geométrico	: 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido	: 15 mm
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : HA-25, $Y_c=1.5$	Plano ZX : 2.40 m
	Acero : B 500 S, $Y_s=1.15$	Plano ZY : 2.40 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø20	Estribos : 3eØ6	
Cara X : 4Ø16	Separación : 8 cm	
Cara Y : 4Ø16		
Cuantía : 0.80 %		

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.8.2 y A19.9.5)

Un pilar es un elemento cuyo canto es inferior a 4 veces su ancho (Artículos A19.5.3.1(7) y A19.9.5.1).

$$h \leq 4 \cdot b$$

$$600 \text{ mm} \leq 2400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a $s_{\min}$ (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$151 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{\min}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{\max}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{\max}$: Diámetro máximo de la armadura.

$$\phi_{\max} : \underline{20} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 12 mm (Artículo A19.9.5.2(1)):

$$\phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$$

$$16 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$\phi_{\min}$: Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\phi_{\min} : \underline{16} \text{ mm}$$

Estribos

Comprobaciones del pilar P1

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$74 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{6} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$\phi_{max} : \underline{6} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debe superar $s_{cl,max}$ (Artículo A19.9.5.3(3)):

$$s_t \leq s_{cl,max}$$

$$80 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{cl,max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_1 = 15 \cdot \phi_{min}$$

$$s_2 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 = \min(G, h)$$

Siendo:

ϕ_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

El diámetro de la armadura transversal no debe ser inferior a un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo A19.9.5.3(1)):

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{max} \quad \checkmark$$

$$6 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P1

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal A_s no debería ser menor que

$A_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$28.65 \text{ cm}^2 \geq 14.40 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$$A_{s,min} : \underline{14.40} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

El área de la armadura longitudinal A_s no debería superar $A_{s,max}$

(Artículo A19.9.5.2(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

$$28.65 \text{ cm}^2 \leq 138.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$$

$$A_{s,max} : \underline{138.00} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

El área total de la armadura longitudinal A'_s no debería ser menor que

$A_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A'_s \geq A_{s,min}$$

$$28.65 \text{ cm}^2 \geq 0.76 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$$

$$A_{s,min} : \underline{0.76} \text{ cm}^2$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{329.26} \text{ kN}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.184} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{235.27} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{94.39} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max} : \underline{1374.77} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.978} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P1

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{235.27} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{94.39} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} : \underline{259.14} \text{ kN}$$

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

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1374.77} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.33} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{329.26} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{10.30} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{458.26} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1374.77} \text{ kN}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P1

a_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

Procedimiento de una versión educativa de CYPE

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$a_{cw} : \underline{1.000}$$

$$s_{cp} : \underline{-0.33} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{329.26} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{10.30} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{458.26} \text{ mm}$$

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

$$V_{Rd,s} : \underline{259.14} \text{ kN}$$

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{80} \text{ mm}$$

$$z : \underline{45.83} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Comprobaciones del pilar P1

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{259.14} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

s: Separación entre estribos.

$$s : \underline{80} \text{ mm}$$

z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$z : \underline{45.83} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección X:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$80 \text{ mm} \leq 332 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s: Separación entre estribos.

$$s : \underline{80} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s_{l,max} : \underline{332} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{443.10} \text{ mm}$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

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

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

$$182 \text{ mm} \leq 332 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{t,max} : \underline{332} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{443.10} \text{ mm}$$

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$80 \text{ mm} \leq 332 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s: Separación entre estribos.

$$s : \underline{80} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s_{l,max} : \underline{332} \text{ mm}$$

Siendo:

Comprobaciones del pilar P1

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{443.10} \text{ mm}$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

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

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

$$182 \text{ mm} \leq 332 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$s_{t,max} : \underline{332} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{443.10} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección X:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0024 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$r_w : \underline{0.0024}$$

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

s: Separación entre estribos.

$$s : \underline{80} \text{ mm}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0008}$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

$$f_{ctm} : \underline{2.56} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0024 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$r_w : \underline{0.0024}$$

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

s: Separación entre estribos.

$$s : \underline{80} \text{ mm}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P1

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

a : 90.0 grados

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$\rho_{w,min}$: 0.0008

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

f_{ctm} : 2.56 MPa

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{ck} : 25.00 MPa

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

f_{yk} : 500.00 MPa

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

h : 0.125 ✓

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{Ed,x}$: 157.27 kN

$V_{Ed,y}$: 69.27 kN

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

$V_{Rd,max}$: 1373.83 kN

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

h : 0.664 ✓

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{Ed,x}$: 157.27 kN

$V_{Ed,y}$: 69.27 kN

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

$V_{Rd,s}$: 258.96 kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+SY".

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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$V_{Rd,max}$: 1373.83 kN

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

α_{cw} : 1.000

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

Comprobaciones del pilar P1

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$s_{cp} : \underline{-0.87} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{201.09} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{10.30} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{457.94} \text{ mm}$$

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1373.83} \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$s_{cp} : \underline{-0.87} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{201.09} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{10.30} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{457.94} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P1

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{258.96} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

s : Separación entre estribos.

$$s : \underline{80} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$z : \underline{45.79} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

a : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{258.96} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

s : Separación entre estribos.

$$s : \underline{80} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$z : \underline{45.79} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

a : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Comprobaciones del pilar P1

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección X:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$80 \text{ mm} \leq 332 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s : \underline{80} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : \underline{332} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{443.10} \text{ mm}$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

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

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

$$182 \text{ mm} \leq 332 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{t,max} : \underline{332} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{443.10} \text{ mm}$$

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$80 \text{ mm} \leq 332 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s : \underline{80} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : \underline{332} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{443.10} \text{ mm}$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

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

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

$$182 \text{ mm} \leq 332 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{t,max} : \underline{332} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{443.10} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección X:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0024 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$r_w : \underline{0.0024}$$

Comprobaciones del pilar P1

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{80} \text{ mm}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0008}$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{ctm} : \underline{2.56} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Producido por una versión educacional de CYC
Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0024 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$r_w : \underline{0.0024}$$

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{80} \text{ mm}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0008}$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{ctm} : \underline{2.56} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P1

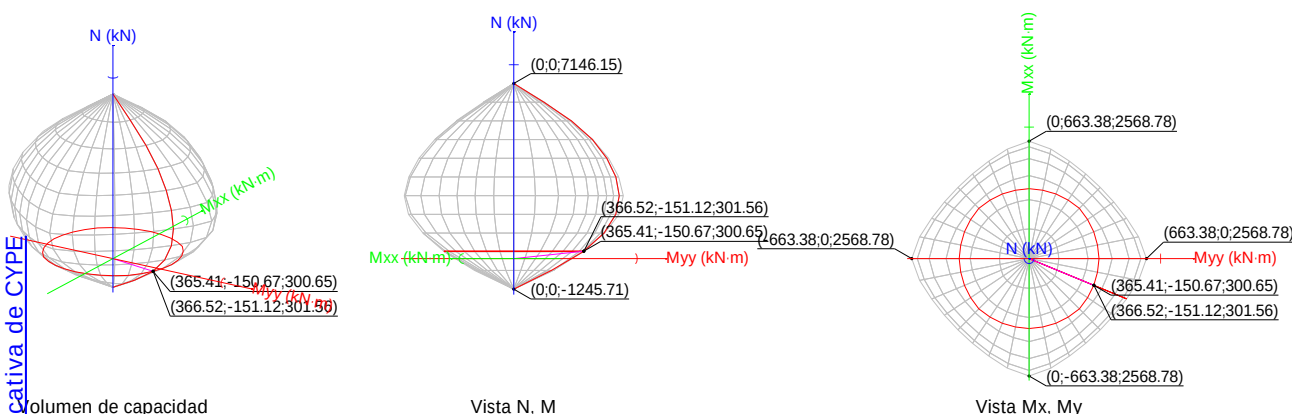
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Se debe satisfacer:

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

h : 0.997 ✓



Comprobación de resistencia de la sección (η_I)

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}	:	300.65	kN
$M_{Ed,x}$	:	-150.67	kN·m
$M_{Ed,y}$	:	365.41	kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Rd}	:	301.56	kN
$M_{Rd,x}$	:	-151.12	kN·m
$M_{Rd,y}$	:	366.52	kN·m

Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

$e_{e,x}$	:	1215.40	mm
$e_{e,y}$	:	-501.14	mm

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

Comprobaciones del pilar P1

$$e_{\min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{\min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-501.14} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-150.67} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{300.65} \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{\min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{\min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{1215.40} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{365.41} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{300.65} \text{ kN}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{13.86}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{2.400} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$l_{inf} : \underline{55.11}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

φ_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$\varphi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.19}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$\omega : \underline{0.21}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P1

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$f_{cd} : 16.67 \text{ MPa}$$

$$C : 0.70$$

$$n : 0.05$$

$$N_{Ed} : 300.65 \text{ kN}$$

$$l : 13.86$$

$$l_0 : 2.400 \text{ m}$$

$$i_c : 17.32 \text{ cm}$$

$$A_c : 3600.00 \text{ cm}^2$$

$$I : 1080000.00 \text{ cm}^4$$

$$I_{inf} : 55.11$$

$$A : 0.74$$

$$j_{ef} : 1.8$$

$$B : 1.19$$

$$w : 0.21$$

$$A_s : 28.65 \text{ cm}^2$$

$$A_c : 3600.00 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : 16.67 \text{ MPa}$$

$$C : 0.70$$

$$n : 0.05$$

$$N_{Ed} : 300.65 \text{ kN}$$

Cálculo de la capacidad resistente

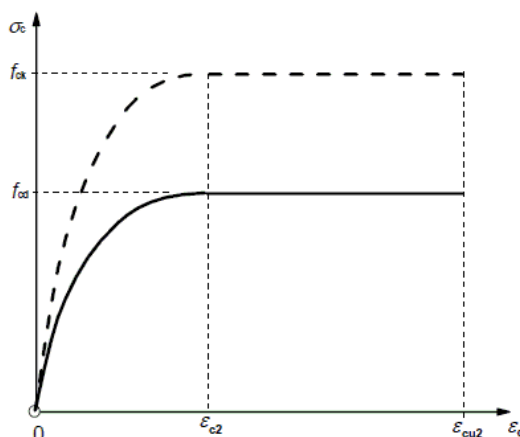
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.

Comprobaciones del pilar P1

- (c) Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- (d) Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ε_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ε_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

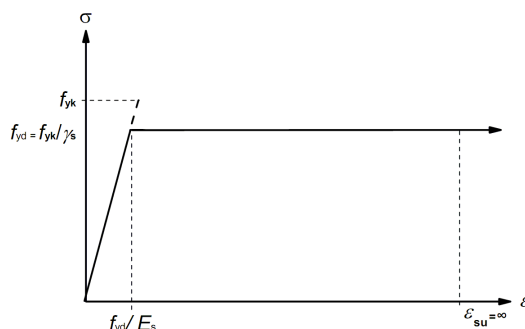
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

- (e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



ε_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$\varepsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

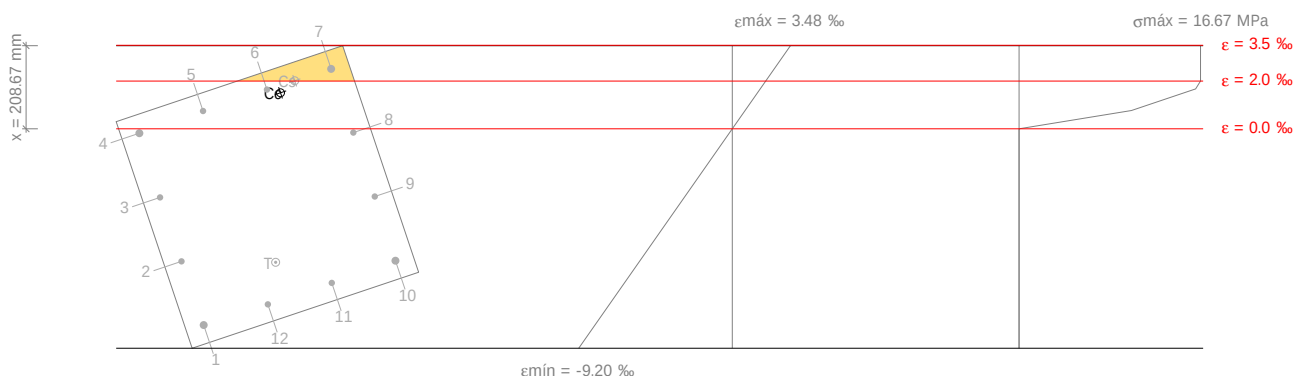
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

Comprobaciones del pilar P1

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo p_simos:



Producido por una versión educativa de CYPE

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-434.78	-0.008223
2	Ø16	-84.67	256.00	-434.78	-0.005555
3	Ø16	84.67	256.00	-434.78	-0.002875
4	Ø20	254.00	254.00	-37.05	-0.000185
5	Ø16	256.00	84.67	+149.00	+0.000745
6	Ø16	256.00	-84.67	+328.72	+0.001644
7	Ø20	254.00	-254.00	+400.00	+0.002511
8	Ø16	84.67	-256.00	-31.64	-0.000158
9	Ø16	-84.67	-256.00	-434.78	-0.002838
10	Ø20	-254.00	-254.00	-434.78	-0.005527
11	Ø16	-256.00	-84.67	-434.78	-0.006458
12	Ø16	-256.00	84.67	-434.78	-0.007356

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	808.12	237.54	-114.39
C _s	221.71	254.87	-157.76
T	728.27	-162.10	32.55

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{301.56} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-151.12} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{366.52} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{808.12} \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{221.71} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{728.27} \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{237.54} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-114.39} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P1

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$e_{cs,x} : \underline{254.87} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-157.76} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{-162.10} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{32.55} \text{ mm}$$

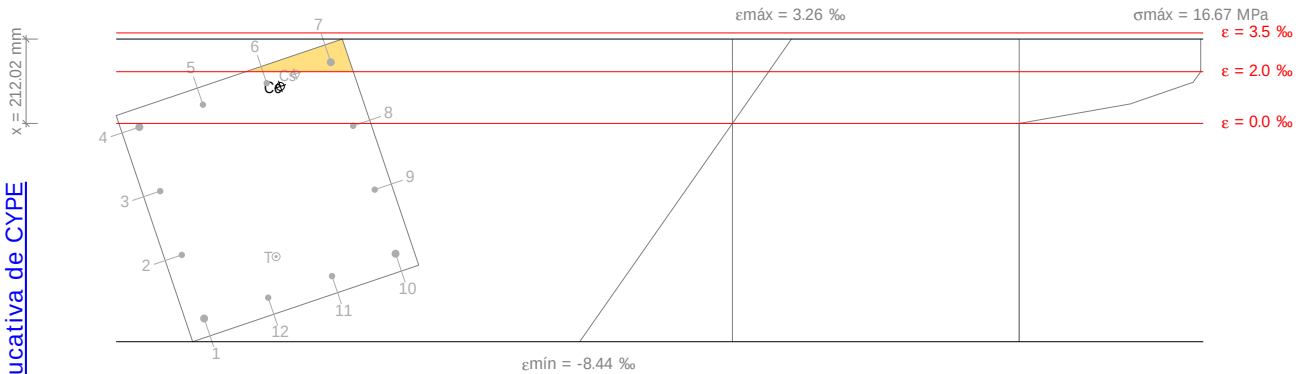
$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0082}$$

$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$s_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-434.78	-0.007545
2	Ø16	-84.67	256.00	-434.78	-0.005087
3	Ø16	84.67	256.00	-434.78	-0.002618
4	Ø20	254.00	254.00	-28.00	-0.000140
5	Ø16	256.00	84.67	+144.86	+0.000724
6	Ø16	256.00	-84.67	+311.88	+0.001559
7	Ø20	254.00	-254.00	+400.00	+0.002365
8	Ø16	84.67	-256.00	-18.63	-0.000093
9	Ø16	-84.67	-256.00	-434.78	-0.002562
10	Ø20	-254.00	-254.00	-434.78	-0.005040
11	Ø16	-256.00	-84.67	-434.78	-0.005904
12	Ø16	-256.00	84.67	-434.78	-0.006739

	Resultante (kN)	e_x (mm)	e_y (mm)
Cc	805.97	236.97	-114.46
Cs	217.50	254.84	-159.83
T	722.81	-164.63	32.72

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{300.65} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-150.67} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{365.41} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P1

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_t : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

C_c : 805.97 kN

C_s : 217.50 kN

T : 722.81 kN

$e_{cc,x}$: 236.97 mm

$e_{cc,y}$: -114.46 mm

$e_{cs,x}$: 254.84 mm

$e_{cs,y}$: -159.83 mm

$e_{t,x}$: -164.63 mm

$e_{t,y}$: 32.72 mm

e_{cmax} : 0.0033

e_{smax} : 0.0075

s_{cmax} : 16.67 MPa

s_{smax} : 434.78 MPa

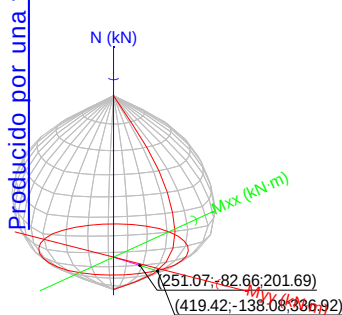
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+SX+0.3·SY".

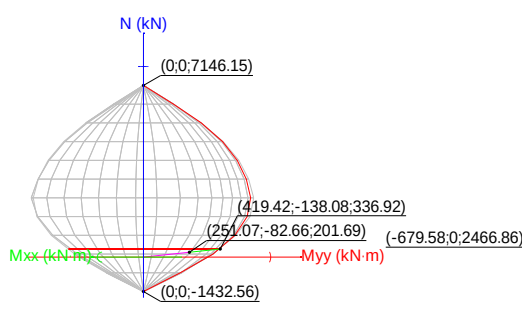
debe satisfacer:

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

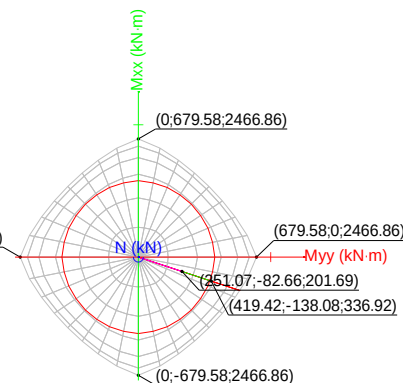
h : 0.599 ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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} : 201.69 kN

$M_{Ed,x}$: -82.66 kN·m

$M_{Ed,y}$: 251.07 kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

N_{Rd} : 336.92 kN

Comprobaciones del pilar P1

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{array}{lcl} M_{Rd,x} & : & \underline{-138.08} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} & : & \underline{419.42} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

$$e_{e,x} : \underline{1244.84} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{-409.83} \text{ mm}$$

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-409.83} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-82.66} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{201.69} \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{1244.84} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{251.07} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{201.69} \text{ kN}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{13.86}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{2.400} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P1

I: Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$I_{inf} : \underline{68.75}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.22}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.24}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C = 0.7$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n : \underline{0.03}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{201.69} \text{ kN}$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{13.86}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{2.400} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I: Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$I_{inf} : \underline{68.75}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.22}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.24}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P1

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$A_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.03}$$

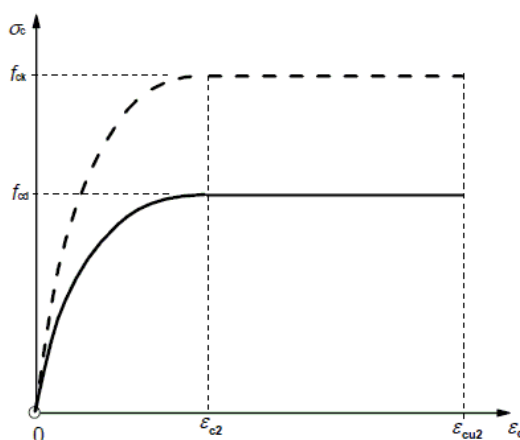
$$N_{Ed} : \underline{201.69} \text{ kN}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

- Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

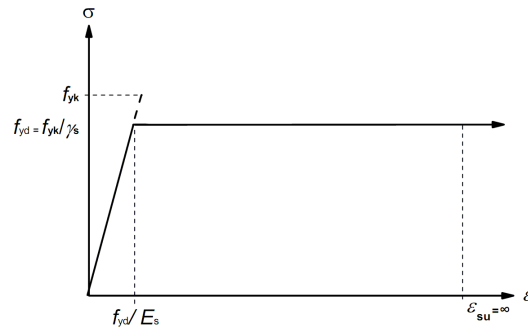
$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

Comprobaciones del pilar P1



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

e_{su} : 0.0100

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 500.00 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

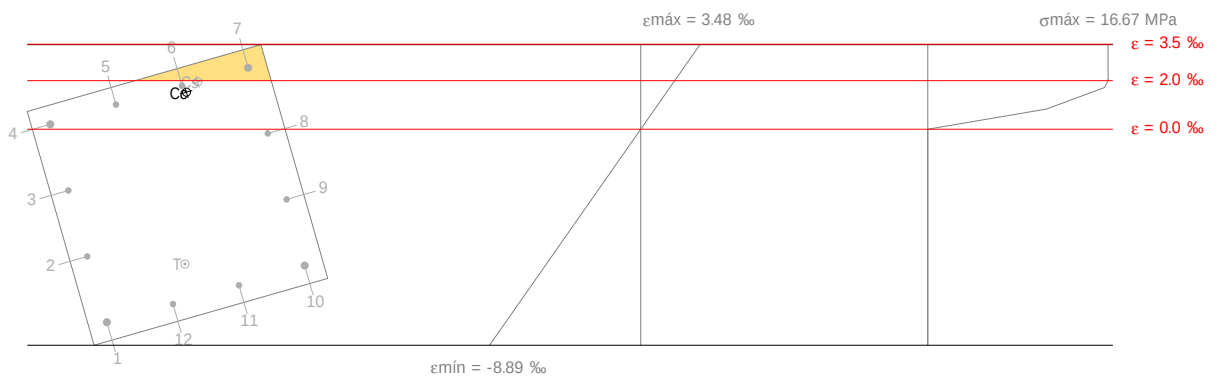
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

γ_s : 1.00

Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-500.00	-0.007946
2	Ø16	-84.67	256.00	-500.00	-0.005239
3	Ø16	84.67	256.00	-500.00	-0.002522
4	Ø20	254.00	254.00	+40.58	+0.000203
5	Ø16	256.00	84.67	+202.37	+0.001012
6	Ø16	256.00	-84.67	+357.76	+0.001789
7	Ø20	254.00	-254.00	+400.00	+0.002534
8	Ø16	84.67	-256.00	-34.67	-0.000173
9	Ø16	-84.67	-256.00	-500.00	-0.002889
10	Ø20	-254.00	-254.00	-500.00	-0.005615
11	Ø16	-256.00	-84.67	-500.00	-0.006424
12	Ø16	-256.00	84.67	-500.00	-0.007201

Comprobaciones del pilar P1

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	909.67	237.71	-91.03
Cs	251.03	254.90	-124.79
T	823.78	-168.96	29.07

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{336.92} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-138.08} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{419.42} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{909.67} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{251.03} \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{823.78} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{237.71} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-91.03} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{254.90} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-124.79} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-168.96} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{29.07} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0079}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

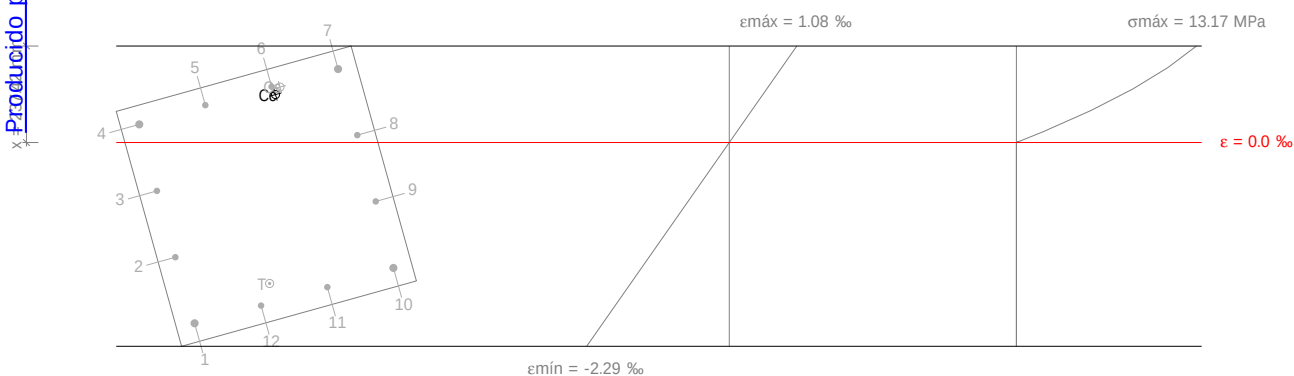
$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:

Producido por una versión educativa de CYPE



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-405.90	-0.002029
2	Ø16	-84.67	256.00	-257.52	-0.001288
3	Ø16	84.67	256.00	-108.65	-0.000543
4	Ø20	254.00	254.00	+40.71	+0.000204
5	Ø16	256.00	84.67	+83.89	+0.000419
6	Ø16	256.00	-84.67	+125.31	+0.000627
7	Ø20	254.00	-254.00	+164.97	+0.000825

Comprobaciones del pilar P1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
8	Ø16	84.67	-256.00	+16.59	+0.000083
9	Ø16	-84.67	-256.00	-132.28	-0.000661
10	Ø20	-254.00	-254.00	-281.64	-0.001408
11	Ø16	-256.00	-84.67	-324.82	-0.001624
12	Ø16	-256.00	84.67	-366.23	-0.001831

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	546.83	234.78	-88.74
Cs	110.01	249.63	-104.30
T	455.16	-209.20	49.78

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{201.69} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-82.66} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{251.07} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{546.83} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{110.01} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{455.16} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{234.78} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-88.74} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{249.63} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-104.30} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-209.20} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{49.78} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0011}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0020}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{13.17} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{405.90} \text{ MPa}$$

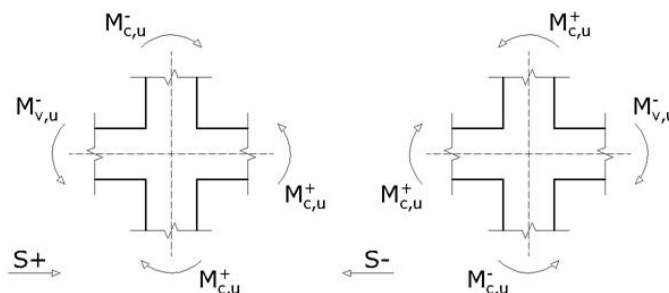
Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

Debe procurarse que la seguridad sismorresistente de los soportes sea superior a la de las vigas (Artículo 4.2.3).

Para este caso, resulta más desfavorable el esfuerzo axial mínimo: $N_d = 16.89 \text{ t}$.



Comprobaciones del pilar P1

Se debe satisfacer:

$$\sum_{\text{Columnas}} M_u \geq \sum_{\text{Vigas}} M_u$$

82.94 t·m ³ 31.34 t·m ✓

Donde:

$SM_{c,u}$: Suma de los momentos últimos de las columnas.

$SM_{v,u}$: Suma de los momentos últimos de las vigas.

Dirección y sentido de la acción sísmica	Sismo X		Sismo Y	
	S+	S-	S+	S-
$\Sigma M_{c,u}$ (t·m)	82.94	82.94	82.94	82.94
$\Sigma M_{v,u}$ (t·m)	11.97	31.34	10.98	4.30
(*) : pésimo	✓	✓ *	✓	✓

Nota: No se han considerado anchos efectivos de losa en el cálculo de los momentos de agotamiento.

3. NIVEL 2 SEGUNDA PLANTA (3.8 - 6.6 M)

Producción de una versión educativa de QTYPE (A) (L) (C) (A)

Un pilar es un elemento cuyo canto es inferior a 4 veces su ancho (Artículos A19.5.3.1(7) y A19.9.5.1).

$$600 \text{ mm} \leq 2400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

h : 600.00 mm

b : 600.00 mm

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a s_{min} (Artículo A9.8.2(2)):

$$151 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$S_{\min}$: 20 mm

S_1 : 20 mm

S₂ : 19 mm

S_3 : 20 mm

 $\varnothing_{\max} : 20 \text{ mm}$

d_g : 15 mm

16 mm $\geq$ 12 mm ✓

$\varnothing_{\min}$: 16 mm

Página 46 - 108

Comprobaciones del pilar P1

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$194 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{6} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$\phi_{max} : \underline{6} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debe superar $s_{cl,max}$ (Artículo A19.9.5.3(3)):

$$s_t \leq s_{cl,max}$$

$$200 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{cl,max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_1 = 15 \cdot \phi_{min}$$

$$s_2 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 = \min(G, h)$$

Siendo:

ϕ_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

El diámetro de la armadura transversal no debe ser inferior a un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo A19.9.5.3(1)):

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{max} \quad \checkmark$$

$$6 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P1

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal A_s no debería ser menor que

$A_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$28.65 \text{ cm}^2 \geq 14.40 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$$A_{s,min} : \underline{14.40} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

El área de la armadura longitudinal A_s no debería superar $A_{s,max}$

(Artículo A19.9.5.2(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

$$28.65 \text{ cm}^2 \leq 138.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$$

$$A_{s,max} : \underline{138.00} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

El área total de la armadura longitudinal A'_s no debería ser menor que

$A_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A'_s \geq A_{s,min}$$

$$28.65 \text{ cm}^2 \geq 1.48 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$$

$$A_{s,min} : \underline{1.48} \text{ cm}^2$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{642.38} \text{ kN}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.116} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{153.88} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{52.91} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max,Vx} : \underline{1412.47} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{1374.77} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.791} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P1

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{153.88} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{52.91} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} : \underline{205.68} \text{ kN}$$

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

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1412.47} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.027}$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{0.46} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{612.58} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{10.30} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{458.26} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1374.77} \text{ kN}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P1

a_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$a_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$s_{cp} : \underline{-1.76} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{612.58} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{458.26} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{205.68} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{168.43} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.672}$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.007}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

Comprobaciones del pilar P1

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada. Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

s_{cp} : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$A_{sl} : \underline{18.35} \text{ cm}^2$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$s_{cp} : \underline{1.70} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{612.58} \text{ kN}$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{443.10} \text{ mm}$$

$$v_{min} : \underline{0.38} \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{205.68} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{168.43} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.672}$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.007}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada. Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

s_{cp} : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$A_{sl} : \underline{18.35} \text{ cm}^2$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$s_{cp} : \underline{1.70} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{612.58} \text{ kN}$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{443.10} \text{ mm}$$

$$v_{min} : \underline{0.38} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P1

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.108} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{106.00} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{104.25} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max} : \underline{1373.83} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.803} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{106.00} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{104.25} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,s} : \underline{185.10} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa-0.3·SX-SY".

El 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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1373.83} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$s_{cp} : \underline{-0.25} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{426.82} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{10.30} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{457.94} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P1

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1373.83} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$s_{cp} : \underline{-0.25} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{426.82} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{10.30} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{457.94} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa-0.3·SX-SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} : \underline{185.10} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} : \underline{147.85} \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar P1

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.672}$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.007}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

$$A_{sl} : \underline{18.35} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

s_{cp} : Tensión media de compresión.

$$s_{cp} : \underline{1.19} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{426.82} \text{ kN}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{443.10} \text{ mm}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} : \underline{0.38} \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{185.10} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{147.85} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.672}$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.007}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

$$A_{sl} : \underline{18.35} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P1

s_{cp} : Tensión media de compresión.

s_{cp} : 1.19 MPa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

N_{Ed} : 426.82 kN

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 3600.00 cm²

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 16.67 MPa

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

b_w : 600.00 mm

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

d : 443.10 mm

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

v_{min} : 0.38 MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

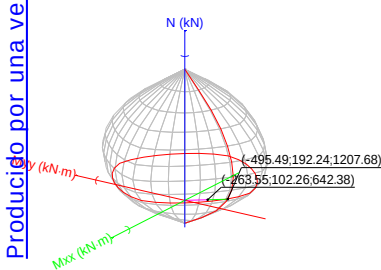
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Se debe satisfacer:

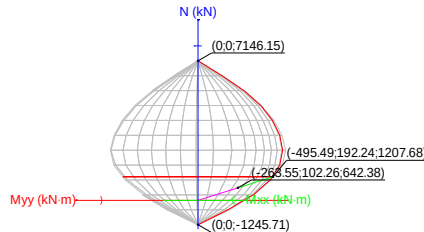
$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

η_1 : 0.532 ✓

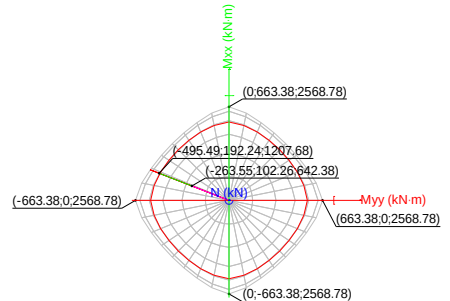
Producido por una versión educativa de CYPE



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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.

N_{Ed} : 642.38 kN

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

$M_{Ed,x}$: 102.26 kN·m

$M_{Ed,y}$: -263.55 kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

N_{Rd} : 1207.68 kN

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$M_{Rd,x}$: 192.24 kN·m

$M_{Rd,y}$: -495.49 kN·m

Donde:

Comprobaciones del pilar P1

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\geq 20 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

En el eje y:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\geq 20 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$e_{e,x} : \underline{-410.28} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{159.18} \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{159.18} \text{ mm}$$

$$M_d : \underline{102.26} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_d : \underline{642.38} \text{ kN}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{-410.28} \text{ mm}$$

$$M_d : \underline{-263.55} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_d : \underline{642.38} \text{ kN}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{14.43}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$l_0 : \underline{2.500} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$l_{inf} : \underline{37.70}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P1

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.19}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.21}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C = 0.7$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n : \underline{0.11}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{642.38} \text{ kN}$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{14.43}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{2.500} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$l_{inf} : \underline{37.70}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.19}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.21}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P1

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.11}$$

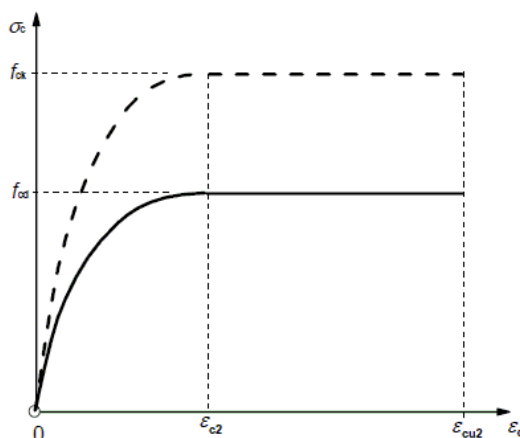
$$N_{Ed} : \underline{642.38} \text{ kN}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

- Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

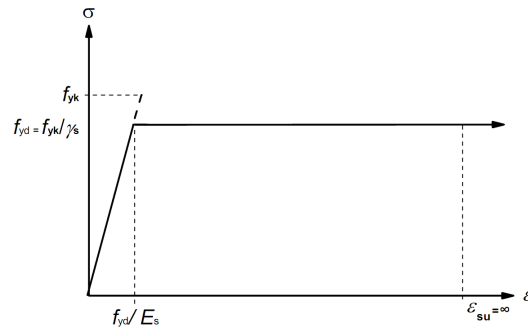
$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

Comprobaciones del pilar P1



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

e_{su} : 0.0100

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

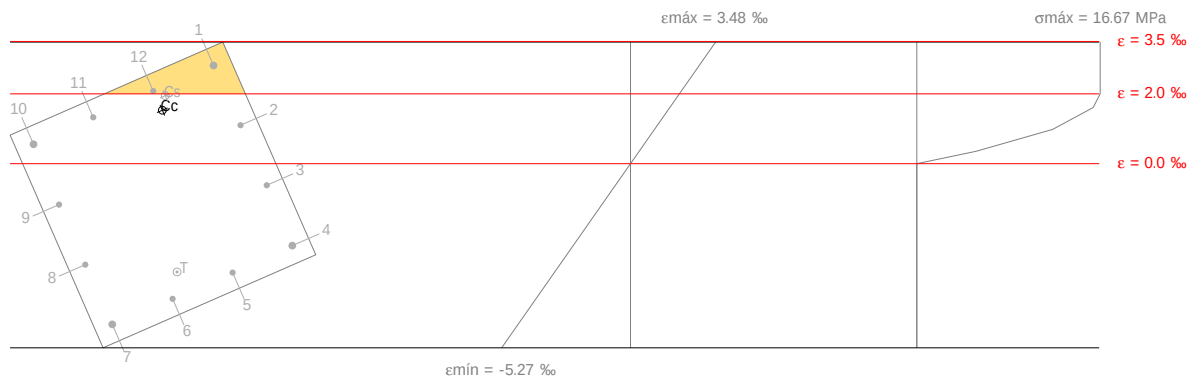
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

γ_s : 1.15

Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	+400.00	+0.002811
2	Ø16	-84.67	256.00	+220.17	+0.001101
3	Ø16	84.67	256.00	-123.68	-0.000618
4	Ø20	254.00	254.00	-434.78	-0.002347
5	Ø16	256.00	84.67	-434.78	-0.003119
6	Ø16	256.00	-84.67	-434.78	-0.003871
7	Ø20	254.00	-254.00	-434.78	-0.004602
8	Ø16	84.67	-256.00	-434.78	-0.002892
9	Ø16	-84.67	-256.00	-234.49	-0.001172
10	Ø20	-254.00	-254.00	+111.14	+0.000556
11	Ø16	-256.00	-84.67	+265.57	+0.001328
12	Ø16	-256.00	84.67	+400.00	+0.002080

Comprobaciones del pilar P1

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1476.47	-201.18	86.35
Cs	338.66	-232.66	108.28
T	607.45	196.99	-46.23

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{1207.68} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{192.24} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{-495.49} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{1476.47} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{338.66} \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{607.45} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-201.18} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{86.35} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-232.66} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{108.28} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{196.99} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-46.23} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0046}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

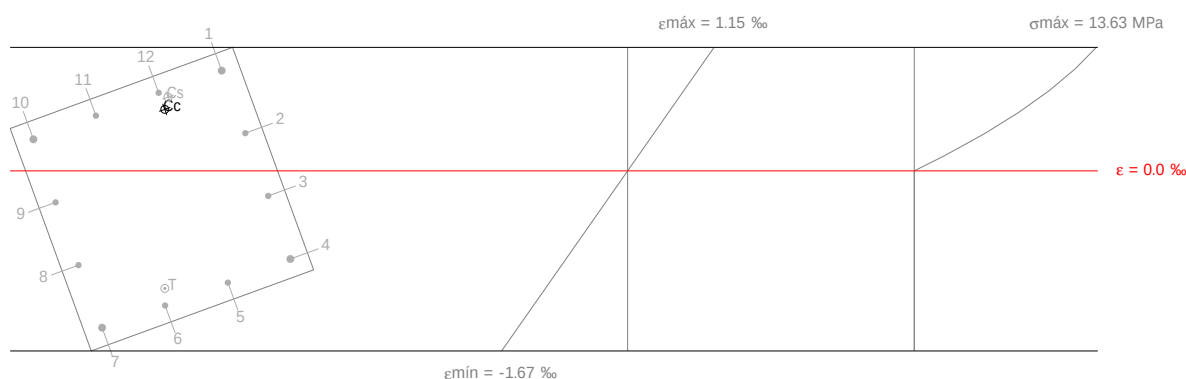
$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:

Producido por una versión educativa de CYPE



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	+186.07	+0.000930
2	Ø16	-84.67	256.00	+70.01	+0.000350
3	Ø16	84.67	256.00	-46.55	-0.000233
4	Ø20	254.00	254.00	-163.61	-0.000818
5	Ø16	256.00	84.67	-207.49	-0.001037
6	Ø16	256.00	-84.67	-249.99	-0.001250
7	Ø20	254.00	-254.00	-291.11	-0.001456

Comprobaciones del pilar P1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	e
8	Ø16	84.67	-256.00	-175.05	-0.000875
9	Ø16	-84.67	-256.00	-58.49	-0.000292
10	Ø20	-254.00	-254.00	+58.57	+0.000293
11	Ø16	-256.00	-84.67	+102.45	+0.000512
12	Ø16	-256.00	84.67	+144.95	+0.000725

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	792.86	-211.26	84.80
Cs	140.67	-237.76	103.08
T	291.15	215.04	-70.49

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{642.38} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{102.26} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{-263.55} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{792.86} \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{140.67} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{291.15} \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-211.26} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{84.80} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-237.76} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{103.08} \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{215.04} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-70.49} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0011}$$

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0015}$$

s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{13.63} \text{ MPa}$$

s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{291.11} \text{ MPa}$$

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

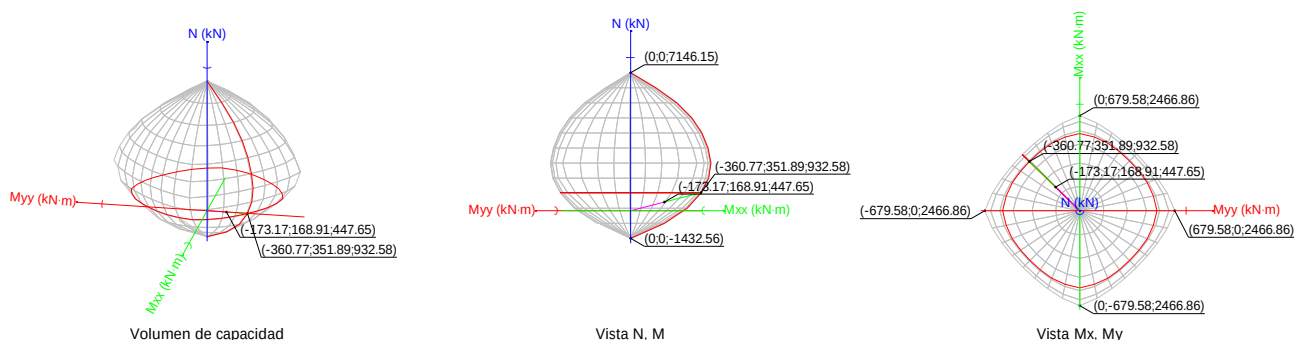
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa-0.3·SX-SY".

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.480} \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P1



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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.

$$\begin{array}{lcl} N_{Ed} & : & 447.65 \text{ kN} \\ M_{Ed,x} & : & 168.91 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} & : & -173.17 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{array}{lcl} N_{Rd} & : & 932.58 \text{ kN} \\ M_{Rd,x} & : & 351.89 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} & : & -360.77 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

$$\begin{array}{lcl} e_{e,x} & : & -386.85 \text{ mm} \\ e_{e,y} & : & 377.32 \text{ mm} \end{array}$$

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not< 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : 20.00 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : 600.00 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : 377.32 \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : 168.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comprobaciones del pilar P1

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{447.65} \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{\min} = \frac{h}{30} \not\leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{\min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-386.85} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-173.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{447.65} \text{ kN}$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior $\lambda_{\lim}$ indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{14.43}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{2.500} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$l_{\inf} : \underline{46.15}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.22}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.24}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C = 0.7$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n : \underline{0.07}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{447.65} \text{ kN}$$

En el eje y:

Comprobaciones del pilar P1

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{14.43}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{2.500} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$I_{inf} : \underline{46.15}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.22}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.24}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C = 0.7$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n : \underline{0.07}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{447.65} \text{ kN}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

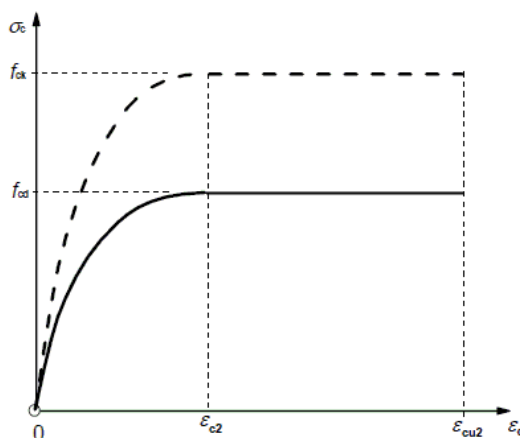
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Comprobaciones del pilar P1



e_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{cu2} : \underline{0.0035}$$

e_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

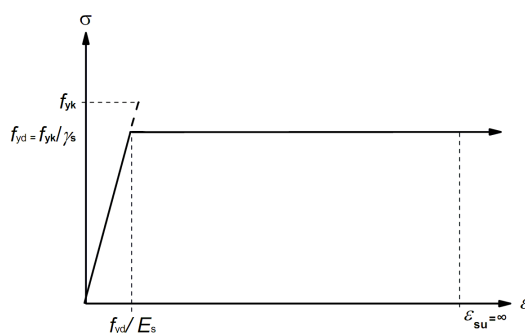
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(d) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

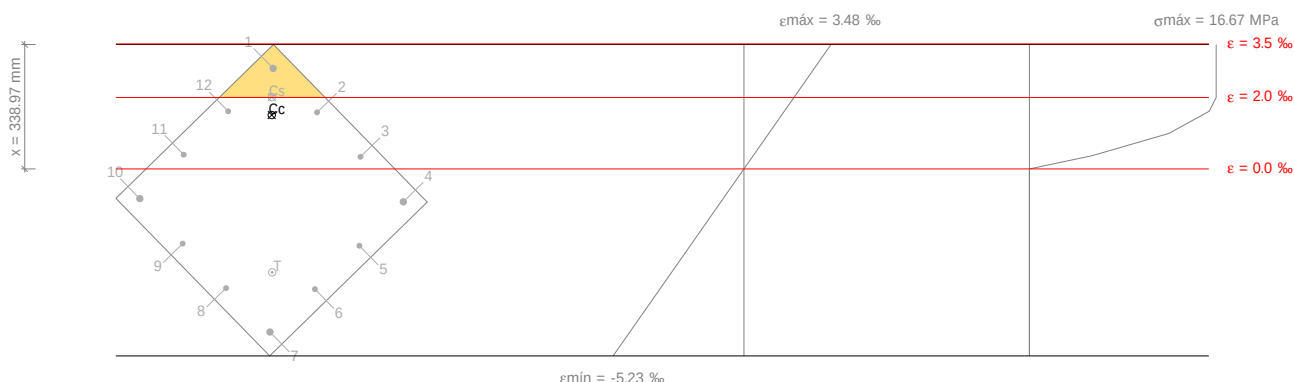
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Comprobaciones del pilar P1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	+400.00	+0.002814
2	Ø16	-84.67	256.00	+316.74	+0.001584
3	Ø16	84.67	256.00	+67.76	+0.000339
4	Ø20	254.00	254.00	-184.08	-0.000920
5	Ø16	256.00	84.67	-430.07	-0.002150
6	Ø16	256.00	-84.67	-500.00	-0.003366
7	Ø20	254.00	-254.00	-500.00	-0.004566
8	Ø16	84.67	-256.00	-500.00	-0.003336
9	Ø16	-84.67	-256.00	-418.16	-0.002091
10	Ø20	-254.00	-254.00	-166.31	-0.000832
11	Ø16	-256.00	-84.67	+79.68	+0.000398
12	Ø16	-256.00	84.67	+322.73	+0.001614

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1287.46	-165.69	162.42
Cs	283.88	-200.33	196.73
T	638.76	141.81	-136.09

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{932.58} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{351.89} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{-360.77} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{1287.46} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{283.88} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{638.76} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-165.69} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{162.42} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-200.33} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{196.73} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P1

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$e_{T,x} : \underline{141.81} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-136.09} \text{ mm}$$

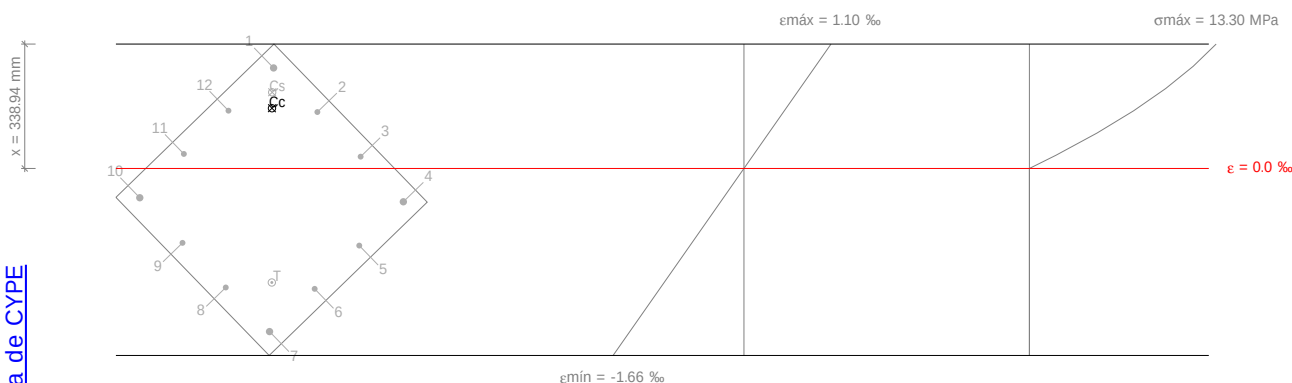
$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0046}$$

$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$s_{smax} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	+178.01	+0.000890
2	Ø16	-84.67	256.00	+99.91	+0.000500
3	Ø16	84.67	256.00	+20.91	+0.000105
4	Ø20	254.00	254.00	-59.00	-0.000295
5	Ø16	256.00	84.67	-136.56	-0.000683
6	Ø16	256.00	-84.67	-213.18	-0.001066
7	Ø20	254.00	-254.00	-288.86	-0.001444
8	Ø16	84.67	-256.00	-210.76	-0.001054
9	Ø16	-84.67	-256.00	-131.76	-0.000659
10	Ø20	-254.00	-254.00	-51.85	-0.000259
11	Ø16	-256.00	-84.67	+25.71	+0.000129
12	Ø16	-256.00	84.67	+102.32	+0.000512

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	606.45	-178.19	174.40
Cs	105.96	-208.95	205.06
T	264.76	162.29	-156.42

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{447.65} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{168.91} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{-173.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{606.45} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{105.96} \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar P1

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

T :	<u>264.76</u>	kN
$e_{cc,x}$:	<u>-178.19</u>	mm
$e_{cc,y}$:	<u>174.40</u>	mm
$e_{cs,x}$:	<u>-208.95</u>	mm
$e_{cs,y}$:	<u>205.06</u>	mm
$e_{T,x}$:	<u>162.29</u>	mm
$e_{T,y}$:	<u>-156.42</u>	mm
e_{cmax} :	<u>0.0011</u>	
e_{smax} :	<u>0.0014</u>	
s_{cmax} :	<u>13.30</u>	MPa
s_{smax} :	<u>288.86</u>	MPa

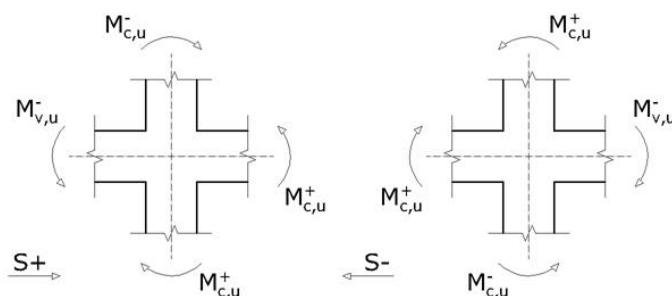
Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

Debe procurarse que la seguridad sismorresistente de los soportes sea superior a la de las vigas (Artículo 4.2.3).

Para este caso, resulta más desfavorable el esfuerzo axial mínimo: $N_d = 34.98$ t.



debe satisfacer:

$$\sum_{\text{Columnas}} M_{c,u} \geq \sum_{\text{Vigas}} M_{v,u}$$

$$89.90 \text{ t} \cdot \text{m} \geq 31.39 \text{ t} \cdot \text{m} \quad \checkmark$$

Donde:

$\Sigma M_{c,u}$: Suma de los momentos últimos de las columnas.

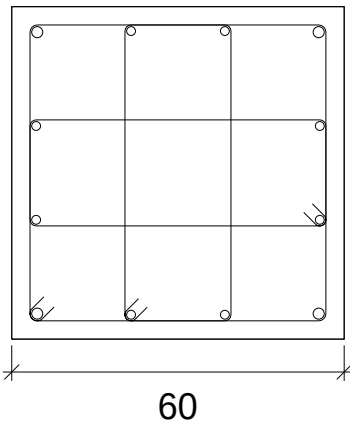
$\Sigma M_{v,u}$: Suma de los momentos últimos de las vigas.

Dirección y sentido de la acción sísmica	Sismo X		Sismo Y	
	S+	S-	S+	S-
$\Sigma M_{c,u} \text{ (t} \cdot \text{m)}$	89.90	89.90	89.90	89.90
$\Sigma M_{v,u} \text{ (t} \cdot \text{m)}$	12.10	31.39	12.33	4.30
(*): pésimo	$\checkmark$	$\checkmark$ *	$\checkmark$	$\checkmark$

Nota: No se han considerado anchos efectivos de losa en el cálculo de los momentos de agotamiento.

Comprobaciones del pilar P1

4. NIVEL 1_PRIMERA PLANTA (0 - 3.8 M)

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 60x60 cm
	Tramo : 0.000/3.800 m
	Altura libre : 3.50 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : HA-25, $Y_c=1.5$
	Longitud de pandeo
	Plano ZX : 3.50 m
	Armadura longitudinal
	Esquina : 4Ø20
	Armadura transversal
	Estribos : 3eØ6
	Cara X : 4Ø16
	Cara Y : 4Ø16
	Separación : 20 cm
	Cuantía : 0.80 %

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.8.2 y A19.9.5)

El pilar es un elemento cuyo canto es inferior a 4 veces su ancho (Artículos A19.5.3.1(7) y A19.9.5.1).

$$h \leq 4 \cdot b$$

$$600 \text{ mm} \leq 2400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a $s_{\min}$ (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$151 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{\min}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{\max}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{\max}$: Diámetro máximo de la armadura.

$$\phi_{\max} : \underline{20} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 12 mm (Artículo A19.9.5.2(1)):

$$\phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$$

$$16 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$\phi_{\min}$: Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\phi_{\min} : \underline{16} \text{ mm}$$

Estribos

Comprobaciones del pilar P1

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$194 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{6} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$\phi_{max} : \underline{6} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debe superar $s_{cl,max}$ (Artículo A19.9.5.3(3)):

$$s_t \leq s_{cl,max}$$

$$200 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{cl,max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_1 = 15 \cdot \phi_{min}$$

$$s_2 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 = \min(G, h)$$

Siendo:

ϕ_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

El diámetro de la armadura transversal no debe ser inferior a un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo A19.9.5.3(1)):

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{max} \quad \checkmark$$

$$6 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P1

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal A_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$28.65 \text{ cm}^2 \geq 14.40 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$$A_{s,min} : \underline{14.40} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

El área de la armadura longitudinal A_s no debería superar $A_{s,max}$ (Artículo A19.9.5.2(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

$$28.65 \text{ cm}^2 \leq 138.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$$

$$A_{s,max} : \underline{138.00} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

El área total de la armadura longitudinal A'_s no debería ser menor que $A'_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A'_s \geq A'_{s,min}$$

$$28.65 \text{ cm}^2 \geq 2.22 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

$$A'_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$$

$$A'_{s,min} : \underline{2.22} \text{ cm}^2$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{965.32} \text{ kN}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.040} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{16.01} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{53.65} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max,Vx} : \underline{1483.74} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{1374.77} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.233} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P1

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{16.01} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{53.65} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} : \underline{240.13} \text{ kN}$$

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

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1483.74} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.079}$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{1.32} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{923.61} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{10.30} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{458.26} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1374.77} \text{ kN}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P1

a_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$a_{cw} : 1.000$$

$$s_{cp} : -0.89 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : 923.61 \text{ kN}$$

$$A'_s : 28.65 \text{ cm}^2$$

$$A_c : 3600.00 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : 16.67 \text{ MPa}$$

$$b_w : 600.00 \text{ mm}$$

$$z : 458.26 \text{ mm}$$

$$n_1 : 0.600$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

$$q : 45.0 \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 240.13 \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 202.88 \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : 0.120$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : 1.500$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : 1.672$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : 0.007$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

Comprobaciones del pilar P1

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada. Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

s_{cp} : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$A_{sl} : \underline{18.35} \text{ cm}^2$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$s_{cp} : \underline{2.57} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{923.61} \text{ kN}$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{443.10} \text{ mm}$$

$$v_{min} : \underline{0.38} \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{240.13} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{202.88} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.672}$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.007}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada. Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

s_{cp} : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$A_{sl} : \underline{18.35} \text{ cm}^2$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$s_{cp} : \underline{2.57} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{923.61} \text{ kN}$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{443.10} \text{ mm}$$

$$v_{min} : \underline{0.38} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P1

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.073} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{0.67} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{101.45} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max} : \underline{1383.50} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.508} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{0.67} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{101.45} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,s} : \underline{199.57} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+SY".

El 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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1383.50} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.007}$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{0.12} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{557.42} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{10.30} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{457.94} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P1

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1383.50} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.007}$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{0.12} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{557.42} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{10.30} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{457.94} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} : \underline{199.57} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} : \underline{162.32} \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar P1

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.672}$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.007}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

$$A_{sl} : \underline{18.35} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

s_{cp} : Tensión media de compresión.

$$s_{cp} : \underline{1.55} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{557.42} \text{ kN}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{443.10} \text{ mm}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} : \underline{0.38} \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{199.57} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{162.32} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.672}$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.007}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

$$A_{sl} : \underline{18.35} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P1

s_{cp} : Tensión media de compresión.

s_{cp} : 1.55 MPa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

N_{Ed} : 557.42 kN

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 3600.00 cm²

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 16.67 MPa

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

b_w : 600.00 mm

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

d : 443.10 mm

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

v_{min} : 0.38 MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

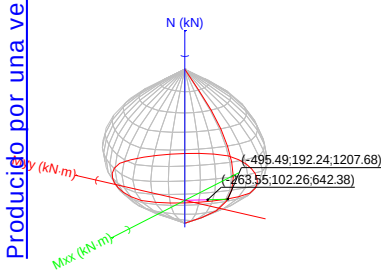
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.8 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Se debe satisfacer:

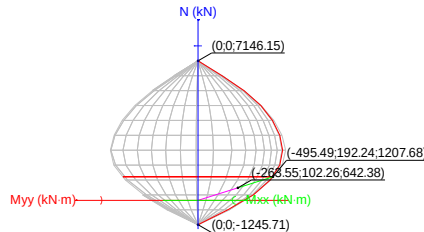
$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

η_1 : 0.532 ✓

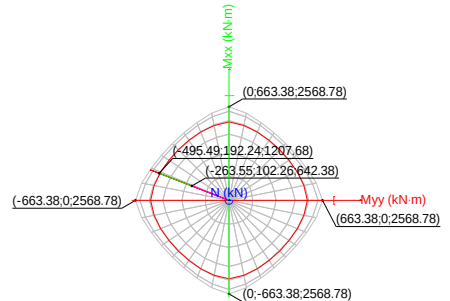
Producido por una versión educativa de CYPE



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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.

N_{Ed} : 642.38 kN

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

$M_{Ed,x}$: 102.26 kN·m

$M_{Ed,y}$: -263.55 kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

N_{Rd} : 1207.68 kN

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$M_{Rd,x}$: 192.24 kN·m

$M_{Rd,y}$: -495.49 kN·m

Donde:

Comprobaciones del pilar P1

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\geq 20 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

En el eje y:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\geq 20 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$e_{e,x} : \underline{-410.28} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{159.18} \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{159.18} \text{ mm}$$

$$M_d : \underline{102.26} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_d : \underline{642.38} \text{ kN}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{-410.28} \text{ mm}$$

$$M_d : \underline{-263.55} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_d : \underline{642.38} \text{ kN}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{14.43}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$l_0 : \underline{2.500} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$l_{inf} : \underline{37.70}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P1

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.19}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.21}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C = 0.7$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n : \underline{0.11}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{642.38} \text{ kN}$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{14.43}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{2.500} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$l_{inf} : \underline{37.70}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.19}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.21}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P1

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.11}$$

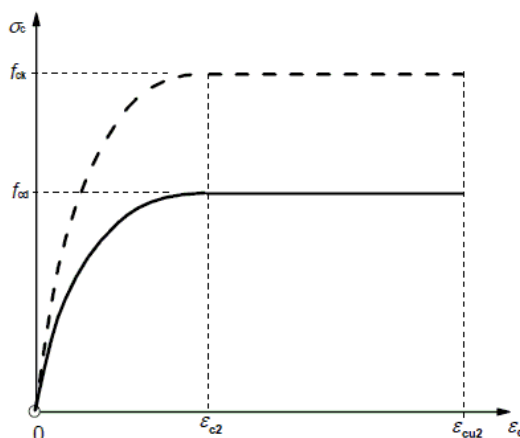
$$N_{Ed} : \underline{642.38} \text{ kN}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

- Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

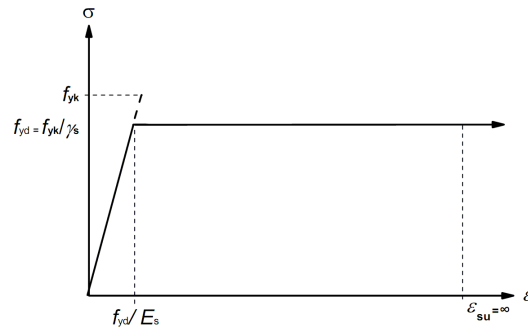
$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

Comprobaciones del pilar P1



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

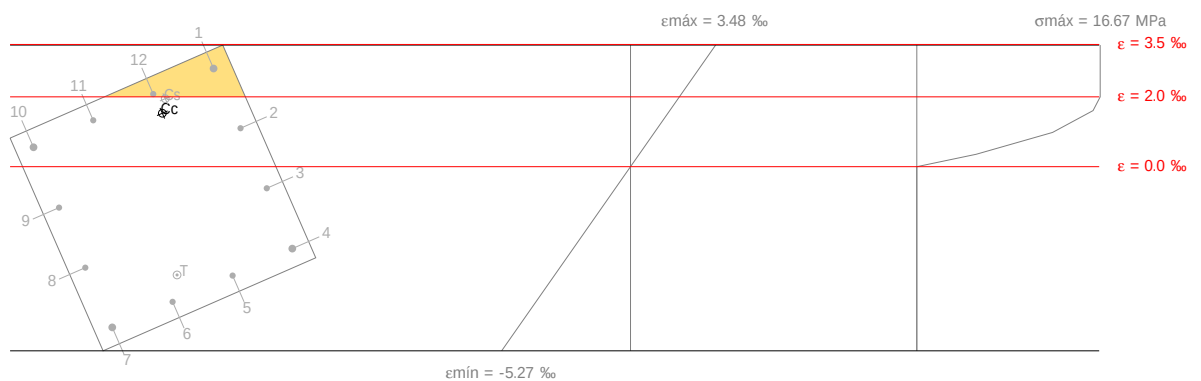
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	+400.00	+0.002811
2	Ø16	-84.67	256.00	+220.17	+0.001101
3	Ø16	84.67	256.00	-123.68	-0.000618
4	Ø20	254.00	254.00	-434.78	-0.002347
5	Ø16	256.00	84.67	-434.78	-0.003119
6	Ø16	256.00	-84.67	-434.78	-0.003871
7	Ø20	254.00	-254.00	-434.78	-0.004602
8	Ø16	84.67	-256.00	-434.78	-0.002892
9	Ø16	-84.67	-256.00	-234.49	-0.001172
10	Ø20	-254.00	-254.00	+111.14	+0.000556
11	Ø16	-256.00	-84.67	+265.57	+0.001328
12	Ø16	-256.00	84.67	+400.00	+0.002080

Comprobaciones del pilar P1

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1476.47	-201.18	86.35
Cs	338.66	-232.66	108.28
T	607.45	196.99	-46.23

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{1207.68} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{192.24} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{-495.49} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{1476.47} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{338.66} \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{607.45} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-201.18} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{86.35} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-232.66} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{108.28} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{196.99} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-46.23} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0046}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

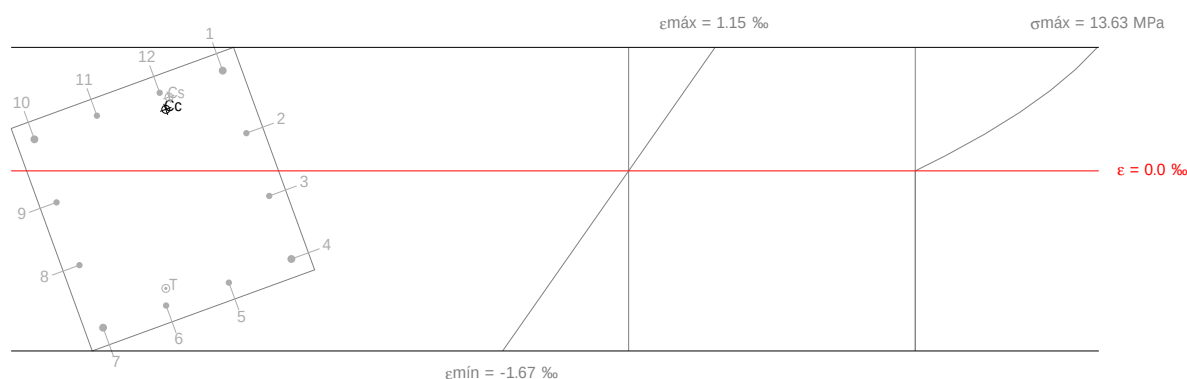
$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:

Producido por una versión educativa de CYPE



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	+186.07	+0.000930
2	Ø16	-84.67	256.00	+70.01	+0.000350
3	Ø16	84.67	256.00	-46.55	-0.000233
4	Ø20	254.00	254.00	-163.61	-0.000818
5	Ø16	256.00	84.67	-207.49	-0.001037
6	Ø16	256.00	-84.67	-249.99	-0.001250
7	Ø20	254.00	-254.00	-291.11	-0.001456

Comprobaciones del pilar P1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	e
8	Ø16	84.67	-256.00	-175.05	-0.000875
9	Ø16	-84.67	-256.00	-58.49	-0.000292
10	Ø20	-254.00	-254.00	+58.57	+0.000293
11	Ø16	-256.00	-84.67	+102.45	+0.000512
12	Ø16	-256.00	84.67	+144.95	+0.000725

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	792.86	-211.26	84.80
Cs	140.67	-237.76	103.08
T	291.15	215.04	-70.49

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{642.38} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{102.26} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{-263.55} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{792.86} \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{140.67} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{291.15} \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-211.26} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{84.80} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-237.76} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{103.08} \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{215.04} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-70.49} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0011}$$

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0015}$$

s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{13.63} \text{ MPa}$$

s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{291.11} \text{ MPa}$$

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

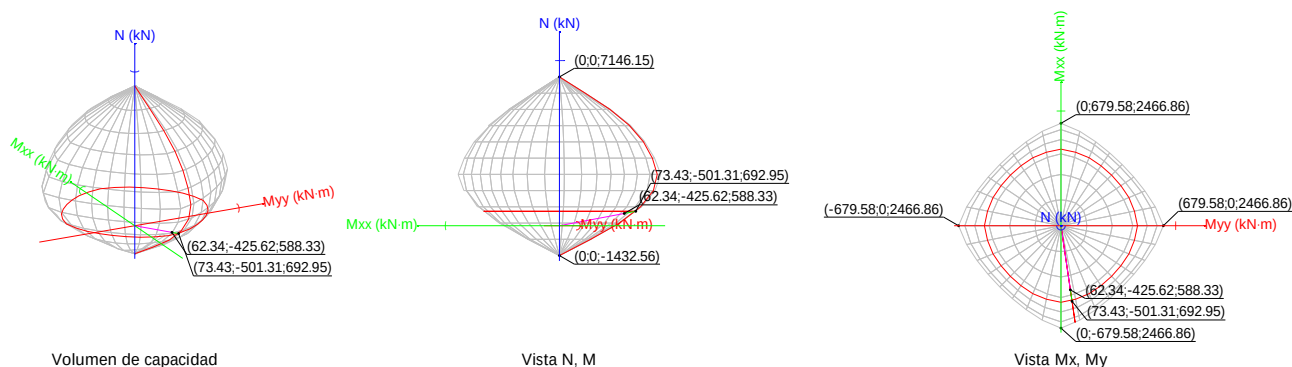
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+SY".

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.849} \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P1



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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.

$$\begin{array}{rcl} N_{Ed} & : & 588.33 \text{ kN} \\ M_{Ed,x} & : & -425.62 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} & : & 62.34 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{array}{rcl} N_{Rd} & : & 692.95 \text{ kN} \\ M_{Rd,x} & : & -501.31 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} & : & 73.43 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

$$\begin{array}{rcl} e_{e,x} & : & 105.97 \text{ mm} \\ e_{e,y} & : & -723.45 \text{ mm} \end{array}$$

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\geq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : 20.00 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : 600.00 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : -723.45 \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : -425.62 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comprobaciones del pilar P1

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{588.33} \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{\min} = \frac{h}{30} \not\leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{\min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{105.97} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{62.34} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{588.33} \text{ kN}$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior $\lambda_{\lim}$ indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{20.21}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.500} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$l_{\inf} : \underline{40.26}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.22}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.24}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C = 0.7$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n : \underline{0.10}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{588.33} \text{ kN}$$

En el eje y:

Comprobaciones del pilar P1

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : 20.21$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : 3.500 \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : 17.32 \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : 3600.00 \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : 1080000.00 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$I_{inf} : 40.26$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : 0.74$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : 1.8$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : 1.22$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : 0.24$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : 28.65 \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : 3600.00 \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : 500.00 \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : 16.67 \text{ MPa}$$

$$C = 0.7$$

$$C : 0.70$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n : 0.10$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : 588.33 \text{ kN}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

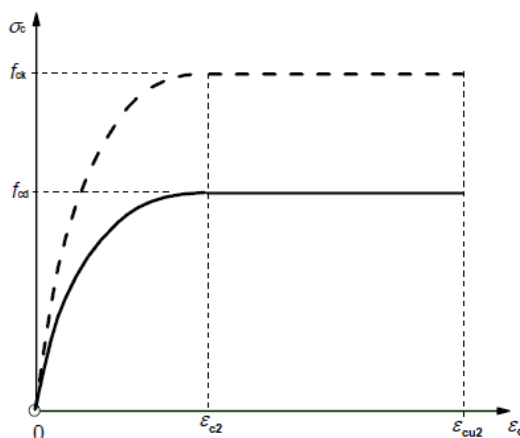
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Comprobaciones del pilar P1



e_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{cu2} : \underline{0.0035}$$

e_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

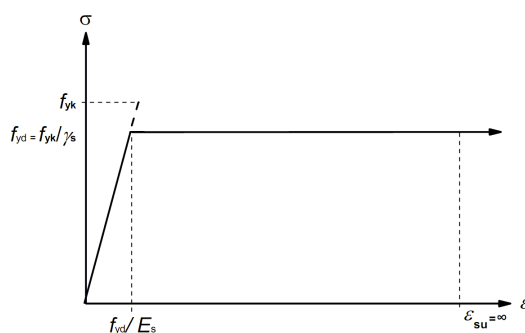
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(d) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

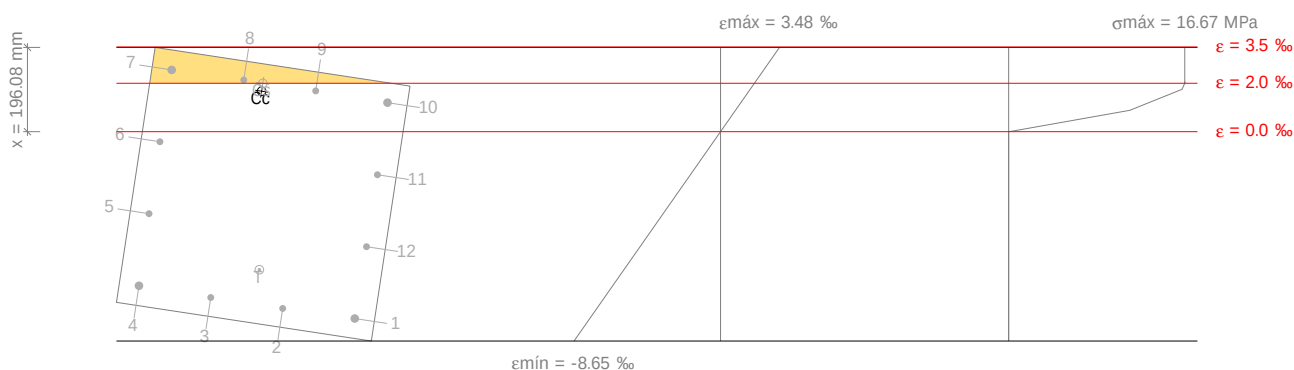
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Comprobaciones del pilar P1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-500.00	-0.007721
2	Ø16	-84.67	256.00	-500.00	-0.007305
3	Ø16	84.67	256.00	-500.00	-0.006854
4	Ø20	254.00	254.00	-500.00	-0.006368
5	Ø16	256.00	84.67	-500.00	-0.003389
6	Ø16	256.00	-84.67	-83.16	-0.000416
7	Ø20	254.00	-254.00	+400.00	+0.002552
8	Ø16	84.67	-256.00	+400.00	+0.002136
9	Ø16	-84.67	-256.00	+336.98	+0.001685
10	Ø20	-254.00	-254.00	+239.72	+0.001199
11	Ø16	-256.00	-84.67	-356.02	-0.001780
12	Ø16	-256.00	84.67	-500.00	-0.004753

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1148.38	39.64	-236.44
Cs	349.15	39.70	-254.85
T	804.58	-17.46	175.02

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{692.95} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-501.31} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{73.43} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{1148.38} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{349.15} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{804.58} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{39.64} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-236.44} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{39.70} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-254.85} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P1

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$e_{T,x} : \underline{-17.46} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{175.02} \text{ mm}$$

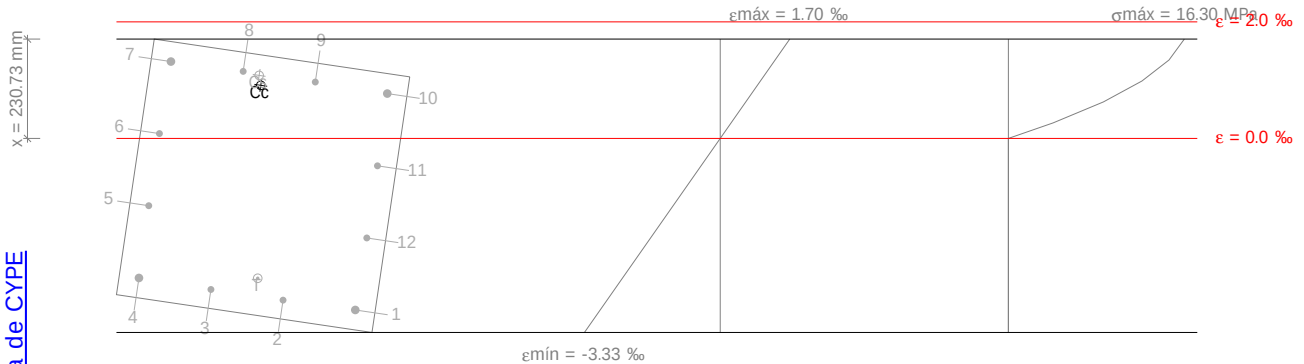
$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0077}$$

$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$s_{smax} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-500.00	-0.002943
2	Ø16	-84.67	256.00	-500.00	-0.002775
3	Ø16	84.67	256.00	-500.00	-0.002592
4	Ø20	254.00	254.00	-478.87	-0.002394
5	Ø16	256.00	84.67	-230.89	-0.001154
6	Ø16	256.00	-84.67	+16.66	+0.000083
7	Ø20	254.00	-254.00	+263.77	+0.001319
8	Ø16	84.67	-256.00	+230.09	+0.001150
9	Ø16	-84.67	-256.00	+193.48	+0.000967
10	Ø20	-254.00	-254.00	+153.95	+0.000770
11	Ø16	-256.00	-84.67	-94.03	-0.000470
12	Ø16	-256.00	84.67	-341.58	-0.001708

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1011.17	39.44	-229.91
Cs	219.74	46.62	-252.19
T	642.59	-19.02	214.33

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{588.33} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-425.62} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{62.34} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{1011.17} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{219.74} \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar P1

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

T :	<u>642.59</u>	kN
$e_{cc,x}$:	<u>39.44</u>	mm
$e_{cc,y}$:	<u>-229.91</u>	mm
$e_{cs,x}$:	<u>46.62</u>	mm
$e_{cs,y}$:	<u>-252.19</u>	mm
$e_{T,x}$:	<u>-19.02</u>	mm
$e_{T,y}$:	<u>214.33</u>	mm
e_{cmax} :	<u>0.0017</u>	
e_{smax} :	<u>0.0029</u>	
s_{cmax} :	<u>16.30</u>	MPa
s_{smax} :	<u>500.00</u>	MPa

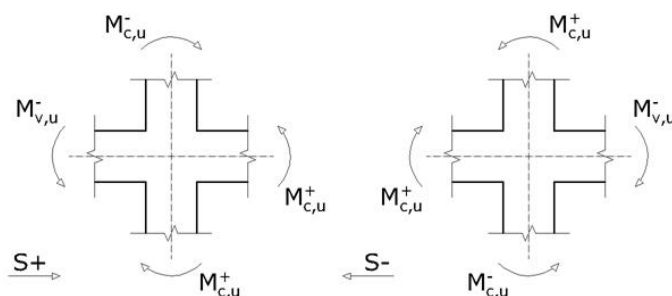
Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

Debe procurarse que la seguridad sismorresistente de los soportes sea superior a la de las vigas (Artículo 4.2.3).

Para este caso, resulta más desfavorable el esfuerzo axial mínimo: $N_d = 53.01$ t.



debe satisfacer:

$$\sum_{\text{Columnas}} M_u \geq \sum_{\text{Vigas}} M_u$$

$$96.82 \text{ t} \cdot \text{m} \geq 31.38 \text{ t} \cdot \text{m} \quad \checkmark$$

Donde:

$\Sigma M_{c,u}$: Suma de los momentos últimos de las columnas.

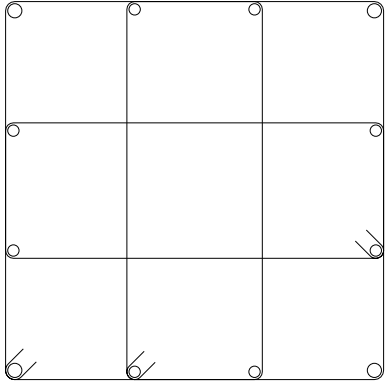
$\Sigma M_{v,u}$: Suma de los momentos últimos de las vigas.

Dirección y sentido de la acción sísmica	Sismo X		Sismo Y	
	S+	S-	S+	S-
$\Sigma M_{c,u} \text{ (t} \cdot \text{m)}$	96.82	96.82	96.82	96.82
$\Sigma M_{v,u} \text{ (t} \cdot \text{m)}$	11.96	31.38	12.07	4.29
(*): pésimo		*		

Nota: No se han considerado anchos efectivos de losa en el cálculo de los momentos de agotamiento.

Comprobaciones del pilar P1

5. NIVEL 0_CIMENTACION

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 60x60 cm
	Tramo : -0.660/0.000 m
	Altura libre : 0.00 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : HA-25, Yc=1.5
	Acero : B 500 S, Ys=1.15
	Longitud de pandeo
	Plano ZX : 3.50 m
	Plano ZY : 3.50 m
	Armadura longitudinal
	Esquina : 4Ø20
	Cara X : 4Ø16
	Cara Y : 4Ø16
	Cuantía : 0.80 %
	Armadura transversal
	Estribos : 3eØ6

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.8.2 y A19.9.5)

La comprobación no procede

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.5.2)

La comprobación no procede

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.037} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{16.01} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{53.65} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max} : \underline{1493.30} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.

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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1493.30} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.086}$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Comprobaciones del pilar P1

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$s_{cp} : \underline{1.44} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{965.32} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{10.30} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{458.26} \text{ mm}$$

η_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$\eta_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1493.30} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.086}$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$s_{cp} : \underline{1.44} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{965.32} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{10.30} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{458.26} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P1

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

n_1 : 0.600

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

α : 90.0 grados

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

θ : 45.0 grados

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

η_1 : 0.073 ✓

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{Ed,x}$: 0.67 kN

$V_{Ed,y}$: 101.45 kN

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

$V_{Rd,max}$: 1390.57 kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+SY.

El 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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$V_{Rd,max}$: 1390.57 kN

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

α_{cw} : 1.012

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

σ_{cp} : 0.20 MPa

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

N_{Ed} : 588.33 kN

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A'_s : 10.30 cm²

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 3600.00 cm²

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{yd} : 500.00 MPa

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 16.67 MPa

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

b_w : 600.00 mm

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

Comprobaciones del pilar P1

z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{457.94} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1390.57} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.012}$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{0.20} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{588.33} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{10.30} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{457.94} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Comprobaciones del pilar P1

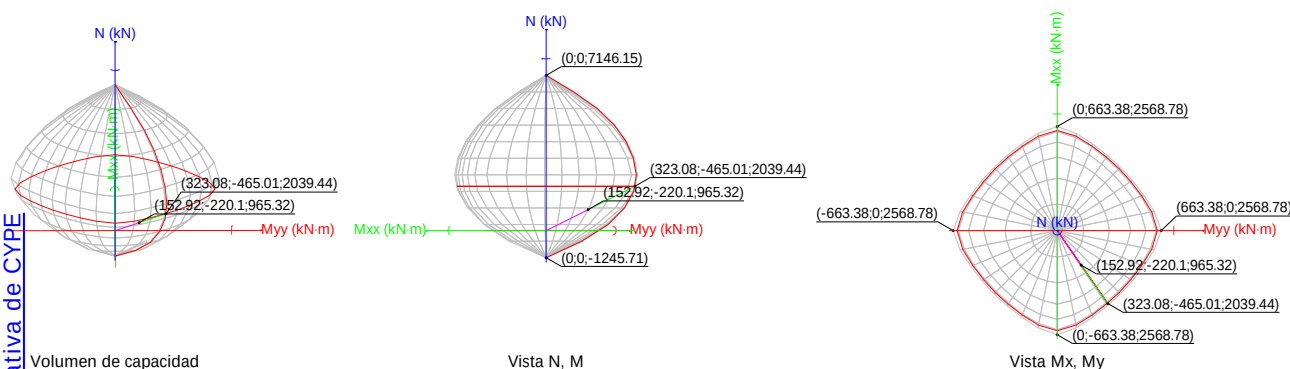
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones $1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot CM + 1.5 \cdot Qa$.

Se debe satisfacer:

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

$h : 0.473$ ✓



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &: 965.32 \text{ kN} \\ M_{Ed,x} &: -220.10 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{Ed,y} &: 152.92 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{Rd} &: 2039.44 \text{ kN} \\ M_{Rd,x} &: -465.01 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{Rd,y} &: 323.08 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_{e,x} &: 158.42 \text{ mm} \\ e_{e,y} &: -228.01 \text{ mm} \end{aligned}$$

Comprobaciones del pilar P1

$$e_{\min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{\min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-228.01} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-220.10} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{965.32} \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{\min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{\min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{158.42} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{152.92} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{965.32} \text{ kN}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{20.21}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.500} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$l_{inf} : \underline{30.76}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

φ_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$\varphi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.19}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$\omega : \underline{0.21}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P1

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$f_{cd} : 16.67 \text{ MPa}$$

$$C : 0.70$$

$$n : 0.16$$

$$N_{Ed} : 965.32 \text{ kN}$$

$$l : 20.21$$

$$l_0 : 3.500 \text{ m}$$

$$i_c : 17.32 \text{ cm}$$

$$A_c : 3600.00 \text{ cm}^2$$

$$I : 1080000.00 \text{ cm}^4$$

$$I_{inf} : 30.76$$

$$A : 0.74$$

$$j_{ef} : 1.8$$

$$B : 1.19$$

$$w : 0.21$$

$$A_s : 28.65 \text{ cm}^2$$

$$A_c : 3600.00 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : 16.67 \text{ MPa}$$

$$C : 0.70$$

$$n : 0.16$$

$$N_{Ed} : 965.32 \text{ kN}$$

Cálculo de la capacidad resistente

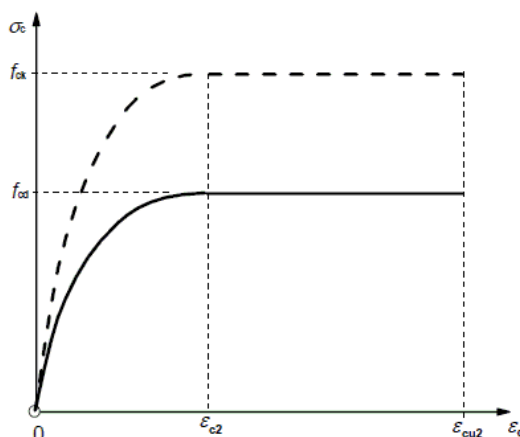
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.

Comprobaciones del pilar P1

- (c) Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- (d) Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ε_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ε_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

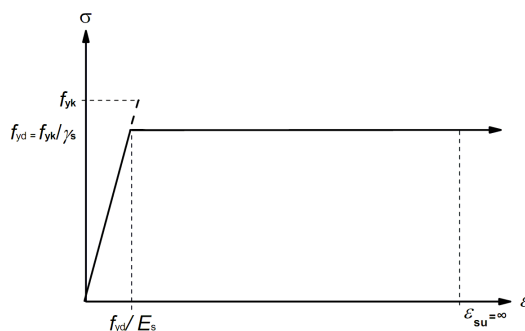
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



ε_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$\varepsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

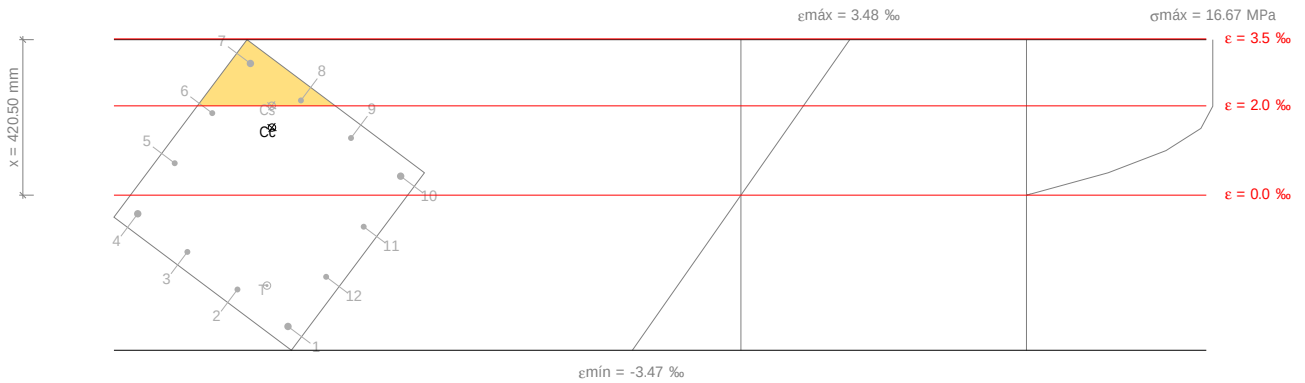
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

Comprobaciones del pilar P1

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Producido por una versión educativa de CYPE

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-434.78	-0.002941
2	Ø16	-84.67	256.00	-422.54	-0.002113
3	Ø16	84.67	256.00	-254.27	-0.001271
4	Ø20	254.00	254.00	-83.35	-0.000417
5	Ø16	256.00	84.67	+143.03	+0.000715
6	Ø16	256.00	-84.67	+367.42	+0.001837
7	Ø20	254.00	-254.00	+400.00	+0.002949
8	Ø16	84.67	-256.00	+400.00	+0.002121
9	Ø16	-84.67	-256.00	+255.95	+0.001280
10	Ø20	-254.00	-254.00	+85.03	+0.000425
11	Ø16	-256.00	-84.67	-141.36	-0.000707
12	Ø16	-256.00	84.67	-365.75	-0.001829

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	2053.36	103.35	-150.35
C _s	386.89	139.21	-197.18
T	400.82	-142.23	199.60

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{2039.44} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-465.01} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{323.08} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{2053.36} \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{386.89} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{400.82} \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{103.35} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-150.35} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P1

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$e_{cs,x} : \underline{139.21} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-197.18} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{-142.23} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{199.60} \text{ mm}$$

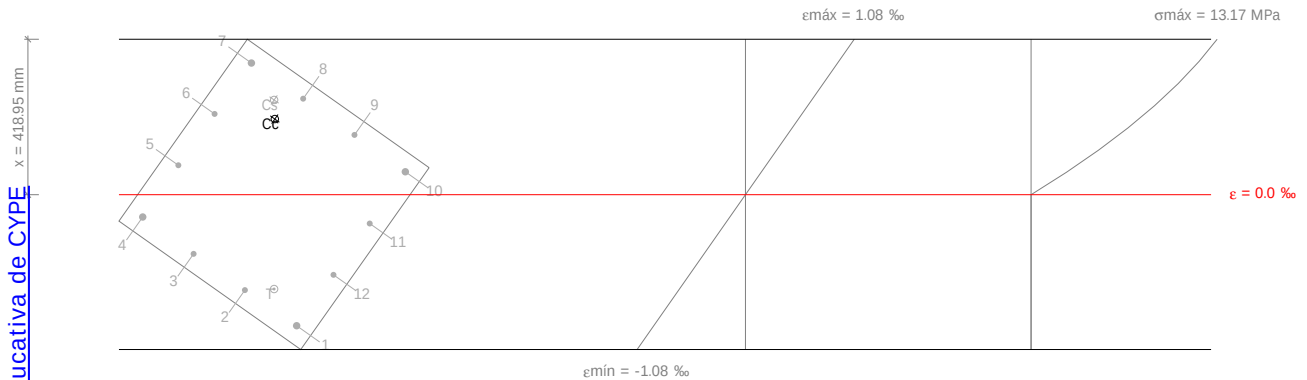
$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0029}$$

$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$s_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-182.81	-0.000914
2	Ø16	-84.67	256.00	-133.09	-0.000665
3	Ø16	84.67	256.00	-82.53	-0.000413
4	Ø20	254.00	254.00	-31.12	-0.000156
5	Ø16	256.00	84.67	+41.08	+0.000205
6	Ø16	256.00	-84.67	+112.67	+0.000563
7	Ø20	254.00	-254.00	+183.68	+0.000918
8	Ø16	84.67	-256.00	+133.96	+0.000670
9	Ø16	-84.67	-256.00	+83.39	+0.000417
10	Ø20	-254.00	-254.00	+31.98	+0.000160
11	Ø16	-256.00	-84.67	-40.21	-0.000201
12	Ø16	-256.00	84.67	-111.81	-0.000559

	Resultante (kN)	e_x (mm)	e_y (mm)
Cc	964.09	115.40	-167.10
Cs	142.37	146.66	-208.02
T	141.13	-147.31	208.24

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{965.32} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-220.10} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{152.92} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P1

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_t : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

C_c : 964.09 kN

C_s : 142.37 kN

T : 141.13 kN

$e_{cc,x}$: 115.40 mm

$e_{cc,y}$: -167.10 mm

$e_{cs,x}$: 146.66 mm

$e_{cs,y}$: -208.02 mm

$e_{t,x}$: -147.31 mm

$e_{t,y}$: 208.24 mm

e_{cmax} : 0.0011

e_{smax} : 0.0009

s_{cmax} : 13.17 MPa

s_{smax} : 182.81 MPa

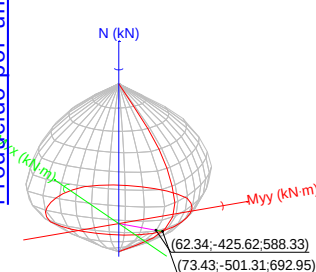
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+SY.

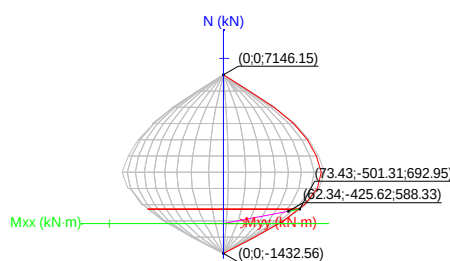
Se debe satisfacer:

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

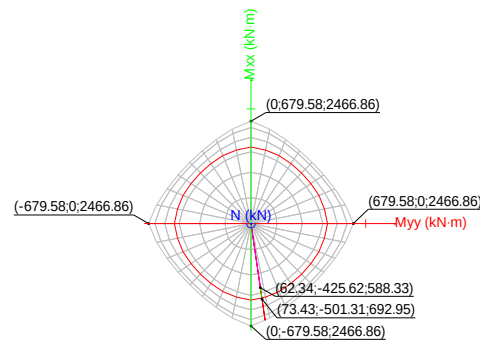
η_i : 0.849 ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_i)

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} : 588.33 kN

$M_{Ed,x}$: -425.62 kN·m

$M_{Ed,y}$: 62.34 kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

N_{Rd} : 692.95 kN

Comprobaciones del pilar P1

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{array}{lcl} M_{Rd,x} & : & \underline{-501.31} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} & : & \underline{73.43} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

$$e_{e,x} : \underline{105.97} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{-723.45} \text{ mm}$$

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\geq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-723.45} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-425.62} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{588.33} \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\geq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{105.97} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{62.34} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{588.33} \text{ kN}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{20.21}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.500} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P1

I: Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$I_{inf} : \underline{40.26}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.22}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.24}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C = 0.7$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n : \underline{0.10}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{588.33} \text{ kN}$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{20.21}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.500} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I: Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$I_{inf} : \underline{40.26}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.22}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.24}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P1

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

$$A_s : \underline{28.65} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.10}$$

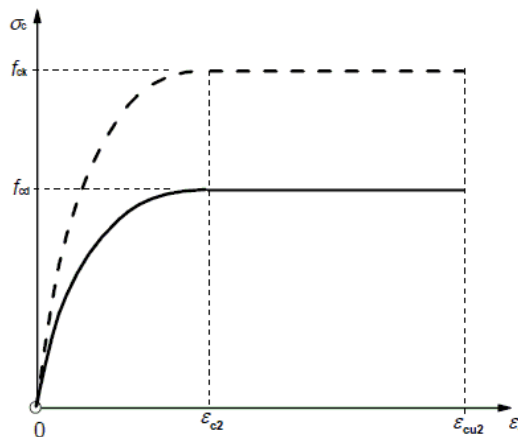
$$N_{Ed} : \underline{588.33} \text{ kN}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

- Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

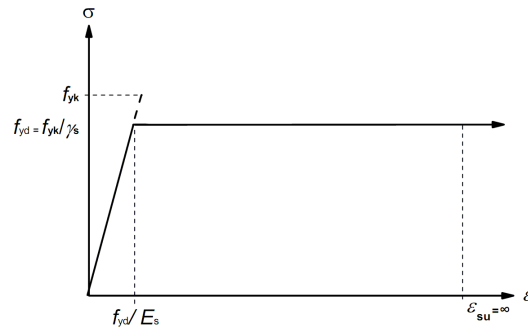
$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

Comprobaciones del pilar P1



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

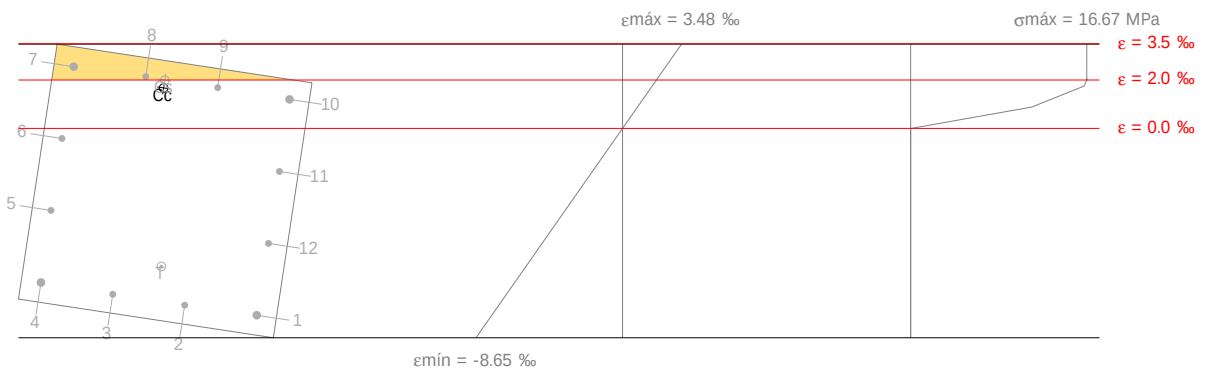
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-500.00	-0.007721
2	Ø16	-84.67	256.00	-500.00	-0.007305
3	Ø16	84.67	256.00	-500.00	-0.006854
4	Ø20	254.00	254.00	-500.00	-0.006368
5	Ø16	256.00	84.67	-500.00	-0.003389
6	Ø16	256.00	-84.67	-83.16	-0.000416
7	Ø20	254.00	-254.00	+400.00	+0.002552
8	Ø16	84.67	-256.00	+400.00	+0.002136
9	Ø16	-84.67	-256.00	+336.98	+0.001685
10	Ø20	-254.00	-254.00	+239.72	+0.001199
11	Ø16	-256.00	-84.67	-356.02	-0.001780
12	Ø16	-256.00	84.67	-500.00	-0.004753

Comprobaciones del pilar P1

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1148.38	39.64	-236.44
Cs	349.15	39.70	-254.85
T	804.58	-17.46	175.02

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{692.95} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-501.31} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{73.43} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{1148.38} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{349.15} \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{804.58} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{39.64} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-236.44} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{39.70} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-254.85} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-17.46} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{175.02} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0077}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

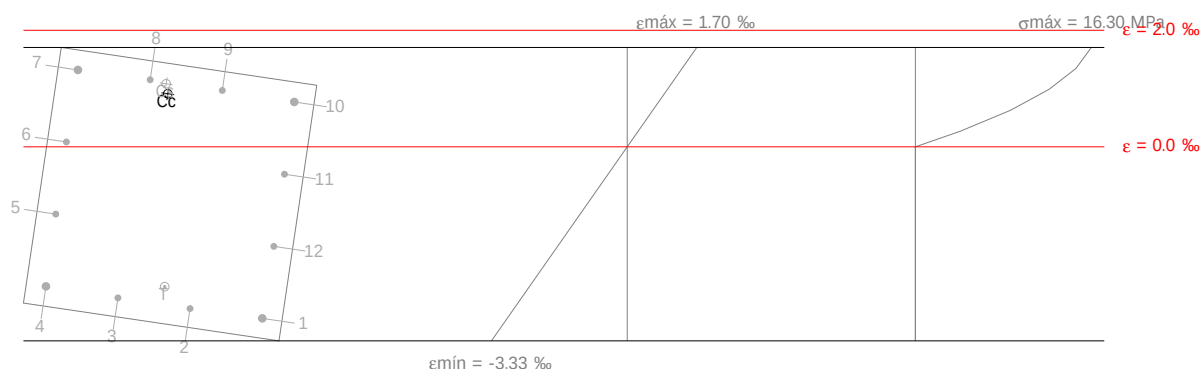
$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:

Producido por una versión educativa de CYPE



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-500.00	-0.002943
2	Ø16	-84.67	256.00	-500.00	-0.002775
3	Ø16	84.67	256.00	-500.00	-0.002592
4	Ø20	254.00	254.00	-478.87	-0.002394
5	Ø16	256.00	84.67	-230.89	-0.001154
6	Ø16	256.00	-84.67	+16.66	+0.000083
7	Ø20	254.00	-254.00	+263.77	+0.001319

Comprobaciones del pilar P1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
8	Ø16	84.67	-256.00	+230.09	+0.001150
9	Ø16	-84.67	-256.00	+193.48	+0.000967
10	Ø20	-254.00	-254.00	+153.95	+0.000770
11	Ø16	-256.00	-84.67	-94.03	-0.000470
12	Ø16	-256.00	84.67	-341.58	-0.001708

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1011.17	39.44	-229.91
Cs	219.74	46.62	-252.19
T	642.59	-19.02	214.33

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{588.33} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-425.62} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{62.34} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{1011.17} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{219.74} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{642.59} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{39.44} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-229.91} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{46.62} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-252.19} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-19.02} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{214.33} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0017}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0029}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{16.30} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

La comprobación no procede

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad.

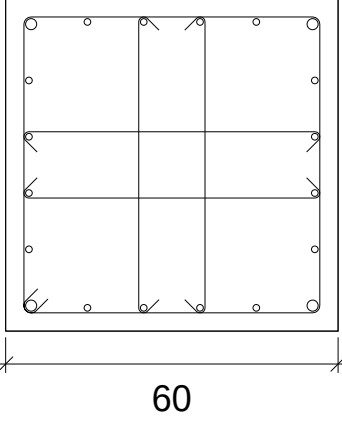


ÍNDICE

1. NIVEL 4_COMIENZO CUBIERTA (9.3 - 10.05 M).....	2
2. NIVEL 3_ENTREPLANTA (6.6 - 9.3 M).....	24
3. NIVEL 2_SEGUNDA PLANTA (3.8 - 6.6 M).....	49
4. NIVEL 1_PRIMERA PLANTA (0 - 3.8 M).....	73
5. NIVEL 0_CIMENTACION.....	97

Comprobaciones del pilar P7

1. NIVEL 4_COMIENZO CUBIERTA (9.3 - 10.05 M)

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 60x60 cm
	Tramo : 9.300/10.050 m
	Altura libre : 0.75 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : HA-25, $Y_c=1.5$	Plano ZX : 0.75 m
Acero : B 500 S, $Y_s=1.15$	Plano ZY : 0.75 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø20	Estribos : 1eØ6+X2rØ6+Y2rØ6
Cara X : 8Ø12	Separación : 12 cm
Cara Y : 8Ø12	
Cuantía : 0.85 %	

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.8.2 y A19.9.5)

El pilar es un elemento cuyo canto es inferior a 4 veces su ancho (Artículos A19.5.3.1(7) y A19.9.5.1).

$$h \leq 4 \cdot b$$

$$600 \text{ mm} \leq 2400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a $s_{\min}$ (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$86 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{\min}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{\max}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{\max}$: Diámetro máximo de la armadura.

$$\phi_{\max} : \underline{20} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 12 mm (Artículo A19.9.5.2(1)):

$$\phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$$

$$12 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$\phi_{\min}$: Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\phi_{\min} : \underline{12} \text{ mm}$$

Estribos

Comprobaciones del pilar P7

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$114 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{6} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\phi_{max} : \underline{6} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debe superar $s_{cl,max}$ (Artículo A19.9.5.3(3)):

$$s_t \leq s_{cl,max}$$

$$120 \text{ mm} \leq 180 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{cl,max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{cl,max} : \underline{180} \text{ mm}$$

$$s_1 = 15 \cdot \phi_{min}$$

$$s_1 : \underline{300} \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{180} \text{ mm}$$

$$s_3 = \min(G, h)$$

$$s_3 : \underline{600} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\phi_{min} : \underline{12} \text{ mm}$$

El diámetro de la armadura transversal no debe ser inferior a un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo A19.9.5.3(1)):

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{max} \quad \checkmark$$

$$6 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

Ninguna barra de la zona de compresión debe estar a una distancia superior a 150 mm de otra que se encuentre sujeta (Artículo 9.5.3(6)).

$$s_{b,max} \leq 150 \text{ mm}$$

$$102 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{b,max}$: Separación máxima entre una barra no sujeta y otra barra sujeta.

$$s_{b,max} : \underline{102} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal A_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A_s \geq A_{s,min} \quad 30.66 \text{ cm}^2 \geq 14.40 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$$A_{s,min} : \underline{14.40} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

El área de la armadura longitudinal A_s no debería superar $A_{s,max}$ (Artículo A19.9.5.2(3)):

$$A_s \leq A_{s,max} \quad 30.66 \text{ cm}^2 \leq 138.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$$

$$A_{s,max} : \underline{138.00} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

El área total de la armadura longitudinal A'_s no debería ser menor que $A'_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A'_s \geq A'_{s,min} \quad 30.66 \text{ cm}^2 \geq 0.16 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

$$A'_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$$

$$A'_{s,min} : \underline{0.16} \text{ cm}^2$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{68.22} \text{ kN}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1 \quad h : \underline{0.066} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{0.07} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{92.68} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max} : \underline{1395.93} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1 \quad h : \underline{0.634} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P7

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{0.07} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{92.68} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} : \underline{146.11} \text{ kN}$$

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

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1395.93} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$s_{cp} : \underline{-3.58} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{46.03} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{465.31} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1395.93} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

Comprobaciones del pilar P7

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$s_{cp} : \underline{-1.18} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{46.03} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{10.81} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{465.31} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Producido por la Comisión educativa de CYPE

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{146.11} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{111.35} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.648}$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.006}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

$$A_{sl} : \underline{17.59} \text{ cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P7

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

s_{cp} : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$s_{cp} : \underline{0.13} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{46.03} \text{ kN}$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{476.65} \text{ mm}$$

$$v_{min} : \underline{0.37} \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{146.11} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{111.35} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.648}$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.006}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

$$A_{sl} : \underline{17.59} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

s_{cp} : Tensión media de compresión.

$$s_{cp} : \underline{0.13} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{46.03} \text{ kN}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{476.65} \text{ mm}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} : \underline{0.37} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P7

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.111} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{0.11} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{155.35} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max} : \underline{1395.14} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.886} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{0.11} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{155.35} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,s} : \underline{175.32} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+SY".

El 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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1395.14} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$s_{cp} : \underline{-4.07} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{68.22} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

Comprobaciones del pilar P7

z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$z : \underline{465.05} \text{ mm}$$

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1395.14} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{-1.31} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{68.22} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{10.81} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{465.05} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

Comprobaciones del pilar P7

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{175.32} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

s: Separación entre estribos.

$$s : \underline{120} \text{ mm}$$

z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$z : \underline{46.50} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{175.32} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

s: Separación entre estribos.

$$s : \underline{120} \text{ mm}$$

z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$z : \underline{46.50} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$120 \text{ mm} \leq 357 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s: Separación entre estribos.

$$s : \underline{120} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s_{l,max} : \underline{357} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{476.65} \text{ mm}$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

Comprobaciones del pilar P7

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

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

$$216 \text{ mm} \leq 357 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$s_{t,max} : \underline{357} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{476.65} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0016 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$r_w : \underline{0.0016}$$

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s: Separación entre estribos.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{120} \text{ mm}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0008}$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

$$f_{ctm} : \underline{2.56} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

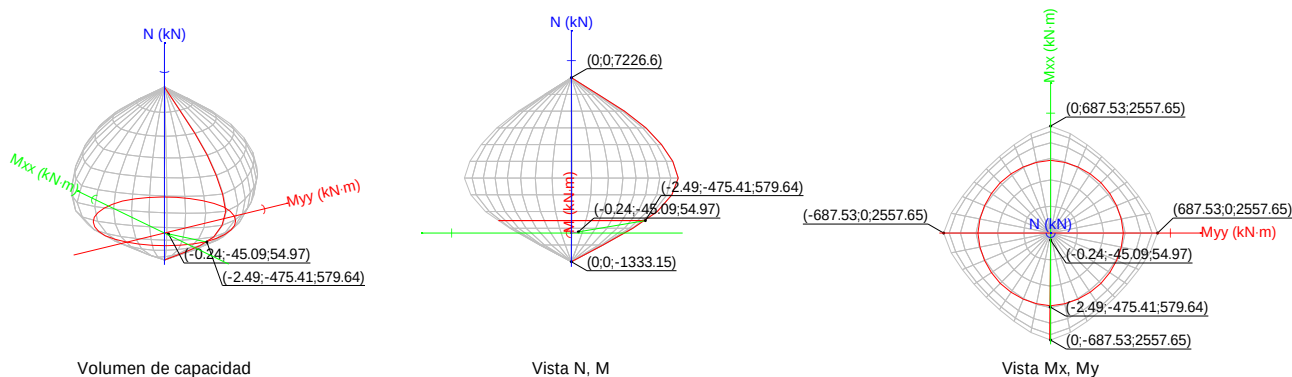
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.095} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P7



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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.

$$\begin{aligned} N_{Ed} &: 54.97 \text{ kN} \\ M_{Ed,x} &: -45.09 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} &: -0.24 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{aligned} N_{Rd} &: 579.64 \text{ kN} \\ M_{Rd,x} &: -475.41 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: -2.49 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

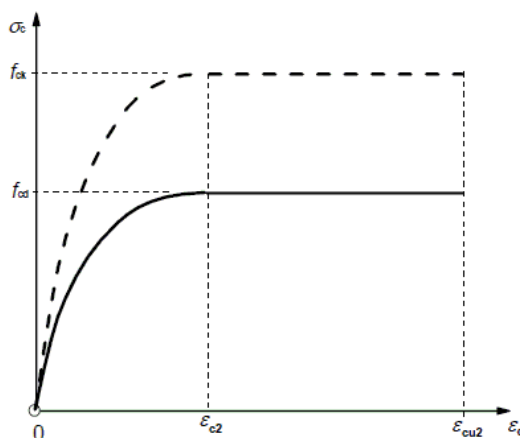
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Comprobaciones del pilar P7



e_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{cu2} : \underline{0.0035}$$

e_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

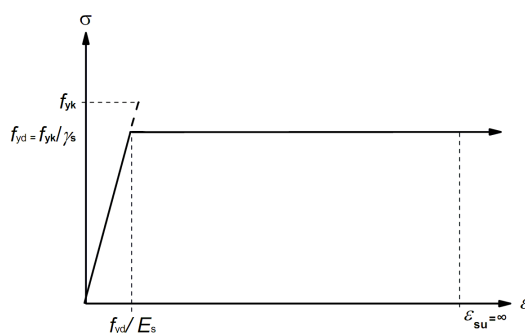
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(b) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

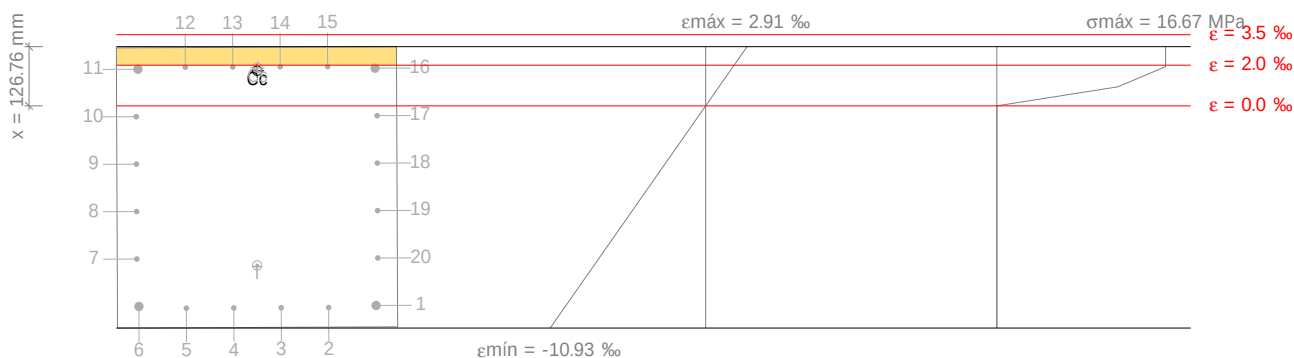
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Comprobaciones del pilar P7

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo p_simos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-434.78	-0.009818
2	Ø12	-152.40	258.00	-434.78	-0.009920
3	Ø12	-50.80	258.00	-434.78	-0.009930
4	Ø12	50.80	258.00	-434.78	-0.009940
5	Ø12	152.40	258.00	-434.78	-0.009950
6	Ø20	254.00	254.00	-434.78	-0.009868
7	Ø12	258.00	152.40	-434.78	-0.007535
8	Ø12	258.00	50.80	-434.78	-0.005201
9	Ø12	258.00	-50.80	-434.78	-0.002867
10	Ø12	258.00	-152.40	-106.67	-0.000533
11	Ø20	254.00	-254.00	+360.16	+0.001801
12	Ø12	152.40	-258.00	+380.54	+0.001903
13	Ø12	50.80	-258.00	+382.53	+0.001913
14	Ø12	-50.80	-258.00	+384.53	+0.001923
15	Ø12	-152.40	-258.00	+386.52	+0.001933
16	Ø20	-254.00	-254.00	+370.14	+0.001851
17	Ø12	-258.00	-152.40	-96.54	-0.000483
18	Ø12	-258.00	-50.80	-434.78	-0.002816
19	Ø12	-258.00	50.80	-434.78	-0.005150
20	Ø12	-258.00	152.40	-434.78	-0.007484

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	964.61	-1.33	-249.58
C _s	402.94	-2.26	-255.72
T	787.91	0.38	167.05

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{579.64} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-475.41} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{-2.49} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_c : 964.61 kN

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

C_s : 402.94 kN

T : Resultante de tracciones en el acero.

T : 787.91 kN

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cc,x}$: -1.33 mm

$e_{cc,y}$: -249.58 mm

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cs,x}$: -2.26 mm

$e_{cs,y}$: -255.72 mm

e_t : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{t,x}$: 0.38 mm

$e_{t,y}$: 167.05 mm

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{cmax} : 0.0029

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

e_{smax} : 0.0100

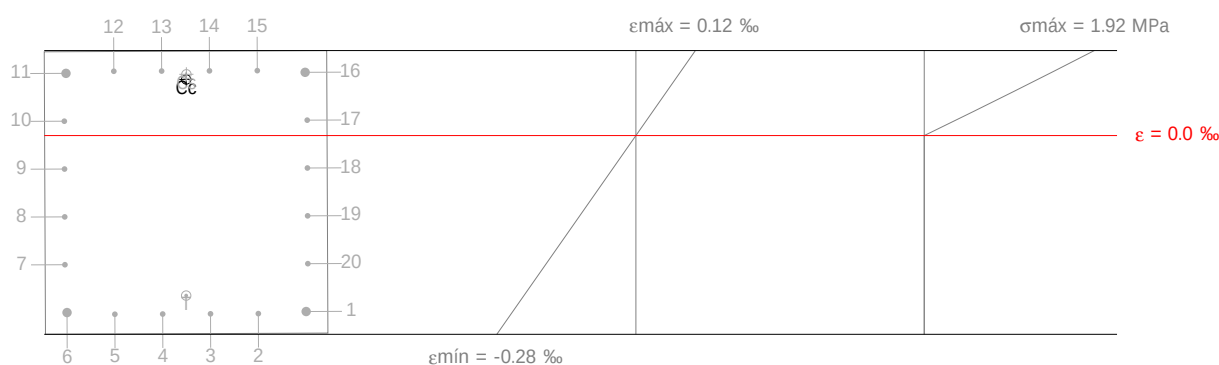
s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{cmax} : 16.67 MPa

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

s_{smax} : 434.78 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-49.28	-0.000246
2	Ø12	-152.40	258.00	-49.87	-0.000249
3	Ø12	-50.80	258.00	-49.93	-0.000250
4	Ø12	50.80	258.00	-49.99	-0.000250
5	Ø12	152.40	258.00	-50.04	-0.000250
6	Ø20	254.00	254.00	-49.57	-0.000248
7	Ø12	258.00	152.40	-36.18	-0.000181
8	Ø12	258.00	50.80	-22.78	-0.000114
9	Ø12	258.00	-50.80	-9.38	-0.000047
10	Ø12	258.00	-152.40	+4.02	+0.000020
11	Ø20	254.00	-254.00	+17.42	+0.000087
12	Ø12	152.40	-258.00	+18.01	+0.000090
13	Ø12	50.80	-258.00	+18.07	+0.000090
14	Ø12	-50.80	-258.00	+18.13	+0.000091
15	Ø12	-152.40	-258.00	+18.18	+0.000091
16	Ø20	-254.00	-254.00	+17.71	+0.000089
17	Ø12	-258.00	-152.40	+4.32	+0.000022
18	Ø12	-258.00	-50.80	-9.08	-0.000045

Comprobaciones del pilar P7

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	e
19	Ø12	-258.00	50.80	-22.48	-0.000112
20	Ø12	-258.00	152.40	-35.88	-0.000179

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	103.82	-1.43	-239.96
Cs	20.17	-1.74	-250.87
T	69.01	0.76	219.02

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{54.97} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-45.09} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{-0.24} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{103.82} \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{20.17} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{69.01} \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-1.43} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-239.96} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-1.74} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-250.87} \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.76} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{219.02} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0001}$$

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0003}$$

s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{1.92} \text{ MPa}$$

s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{50.04} \text{ MPa}$$

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

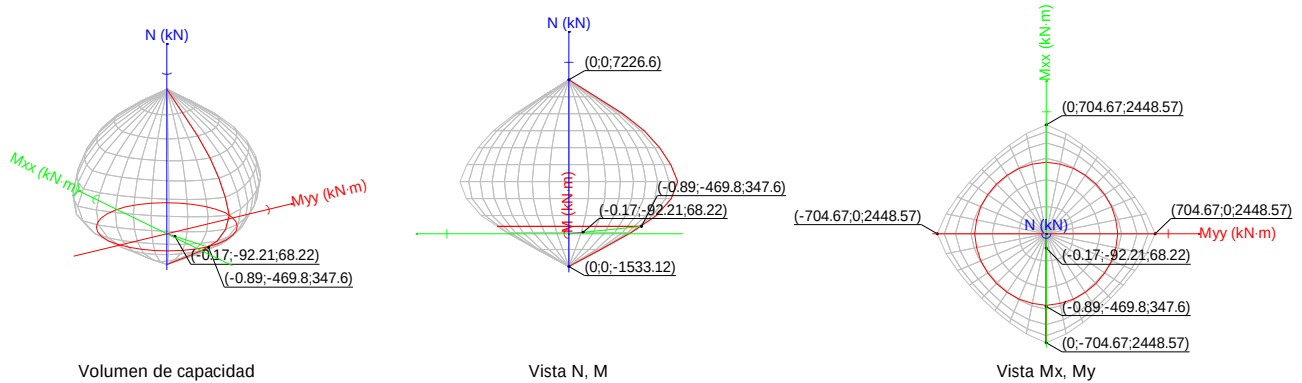
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+SY".

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.196} \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P7



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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}	:	68.22	kN
$M_{Ed,x}$	:	-92.21	kN·m
$M_{Ed,y}$	:	-0.17	kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Rd}	:	347.60	kN
$M_{Rd,x}$	:	-469.80	kN·m
$M_{Rd,y}$	:	-0.89	kN·m

Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

$e_{e,x}$	:	-2.56	mm
$e_{e,y}$	:	-1351.56	mm

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\geq 20 \text{ mm}$$

e_{min}	:	20.00	mm

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

h	:	600.00	mm

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

e_0	:	-1351.56	mm

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

M_d	:	-92.21	kN·m

Comprobaciones del pilar P7

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

N_d : 68.22 kN

En el eje y:

$$e_{\min} = \frac{h}{30} \not\leq 20 \text{ mm}$$

$e_{\min}$: 20.00 mm

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

h : 600.00 mm

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

e_0 : -2.56 mm

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

M_d : -0.17 kN·m

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

N_d : 68.22 kN

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior $\lambda_{\lim}$ indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

l : 4.33

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

l_0 : 0.750 m

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

i_c : 17.32 cm

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 3600.00 cm²

I : Inercia.

I : 1080000.00 cm⁴

$$\lambda_{\lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$l_{\inf}$: 119.55

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

A : 0.74

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

j_{ef} : 1.8

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

B : 1.23

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

w : 0.26

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

A_s : 30.66 cm²

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 3600.00 cm²

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 500.00 MPa

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 16.67 MPa

$$C = 0.7$$

C : 0.70

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

n : 0.01

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

N_{Ed} : 68.22 kN

En el eje y:

Comprobaciones del pilar P7

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$l : 4.33$$

$$l_0 : 0.750 \text{ m}$$

$$i_c : 17.32 \text{ cm}$$

$$A_c : 3600.00 \text{ cm}^2$$

$$I : 1080000.00 \text{ cm}^4$$

$$l_{inf} : 119.55$$

$$A : 0.74$$

$$j_{ef} : 1.8$$

$$B : 1.23$$

$$w : 0.26$$

$$A_s : 30.66 \text{ cm}^2$$

$$A_c : 3600.00 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : 16.67 \text{ MPa}$$

$$C : 0.70$$

$$n : 0.01$$

$$N_{Ed} : 68.22 \text{ kN}$$

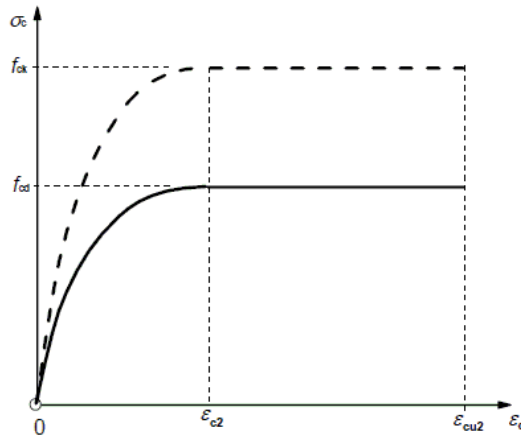
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Comprobaciones del pilar P7



e_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{cu2} : \underline{0.0035}$$

e_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

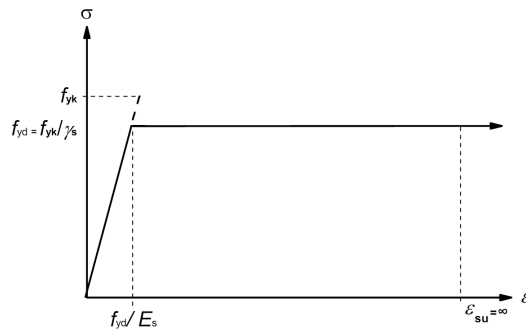
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(d) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

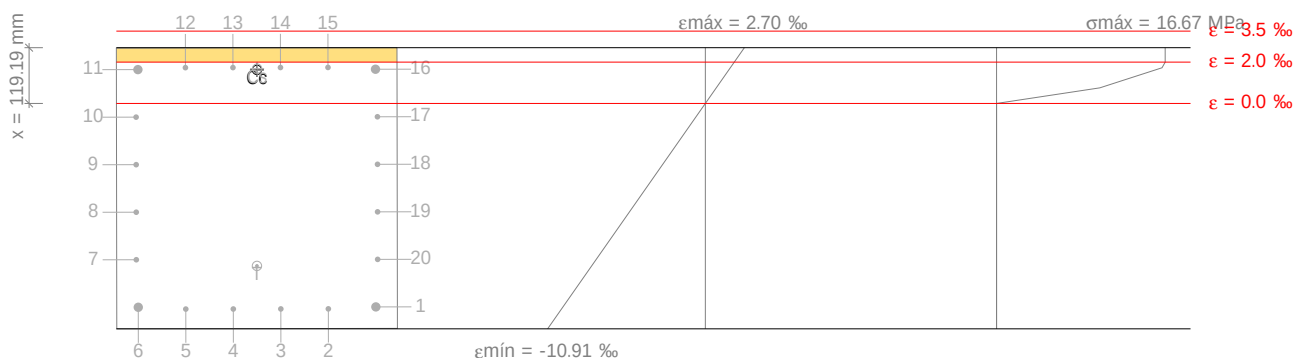
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Comprobaciones del pilar P7

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo p_simos:



Producido por una versión educativa de CYPE

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-500.00	-0.009845
2	Ø12	-152.40	258.00	-500.00	-0.009939
3	Ø12	-50.80	258.00	-500.00	-0.009943
4	Ø12	50.80	258.00	-500.00	-0.009946
5	Ø12	152.40	258.00	-500.00	-0.009950
6	Ø20	254.00	254.00	-500.00	-0.009863
7	Ø12	258.00	152.40	-500.00	-0.007563
8	Ø12	258.00	50.80	-500.00	-0.005263
9	Ø12	258.00	-50.80	-500.00	-0.002963
10	Ø12	258.00	-152.40	-132.54	-0.000663
11	Ø20	254.00	-254.00	+327.51	+0.001638
12	Ø12	152.40	-258.00	+346.33	+0.001732
13	Ø12	50.80	-258.00	+347.04	+0.001735
14	Ø12	-50.80	-258.00	+347.75	+0.001739
15	Ø12	-152.40	-258.00	+348.46	+0.001742
16	Ø20	-254.00	-254.00	+331.05	+0.001655
17	Ø12	-258.00	-152.40	-128.94	-0.000645
18	Ø12	-258.00	-50.80	-500.00	-0.002945
19	Ø12	-258.00	50.80	-500.00	-0.005245
20	Ø12	-258.00	152.40	-500.00	-0.007545

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	892.77	-0.52	-252.93
C _s	364.06	-0.89	-255.73
T	909.23	0.12	165.95

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{347.60} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-469.80} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{-0.89} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_c : 892.77 kN

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

C_s : 364.06 kN

T : Resultante de tracciones en el acero.

T : 909.23 kN

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cc,x}$: -0.52 mm

$e_{cc,y}$: -252.93 mm

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cs,x}$: -0.89 mm

$e_{cs,y}$: -255.73 mm

e_t : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{t,x}$: 0.12 mm

$e_{t,y}$: 165.95 mm

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{cmax} : 0.0027

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

e_{smax} : 0.0099

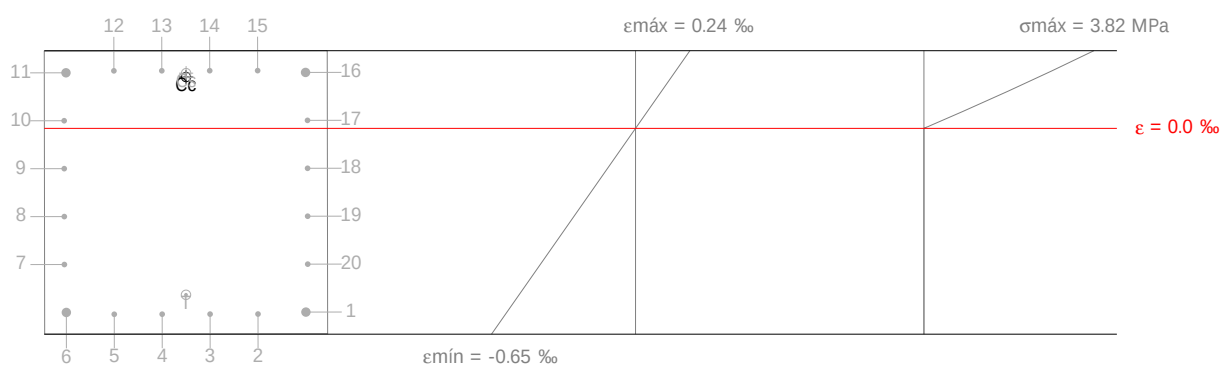
s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{cmax} : 16.67 MPa

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

s_{smax} : 500.00 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-115.38	-0.000577
2	Ø12	-152.40	258.00	-116.61	-0.000583
3	Ø12	-50.80	258.00	-116.66	-0.000583
4	Ø12	50.80	258.00	-116.71	-0.000584
5	Ø12	152.40	258.00	-116.75	-0.000584
6	Ø20	254.00	254.00	-115.61	-0.000578
7	Ø12	258.00	152.40	-85.51	-0.000428
8	Ø12	258.00	50.80	-55.41	-0.000277
9	Ø12	258.00	-50.80	-25.30	-0.000127
10	Ø12	258.00	-152.40	+4.80	+0.000024
11	Ø20	254.00	-254.00	+34.90	+0.000175
12	Ø12	152.40	-258.00	+36.14	+0.000181
13	Ø12	50.80	-258.00	+36.18	+0.000181
14	Ø12	-50.80	-258.00	+36.23	+0.000181
15	Ø12	-152.40	-258.00	+36.27	+0.000181
16	Ø20	-254.00	-254.00	+35.14	+0.000176
17	Ø12	-258.00	-152.40	+5.03	+0.000025
18	Ø12	-258.00	-50.80	-25.07	-0.000125

Comprobaciones del pilar P7

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
19	Ø12	-258.00	50.80	-55.17	-0.000276
20	Ø12	-258.00	152.40	-85.28	-0.000426

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	191.61	-0.55	-244.69
Cs	39.50	-0.71	-252.80
T	162.88	0.26	216.98

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{68.22} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-92.21} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{-0.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{191.61} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{39.50} \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{162.88} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-0.55} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-244.69} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-0.71} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-252.80} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.26} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{216.98} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0002}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0006}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{3.82} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{116.75} \text{ MPa}$$

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

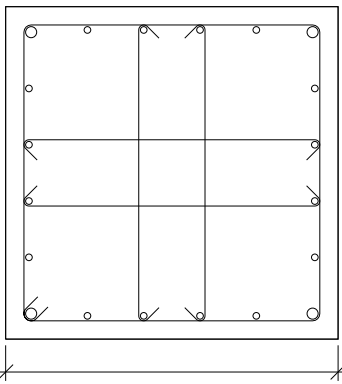
Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad.



Comprobaciones del pilar P7

2. NIVEL 3_ENTREPLANTA (6.6 - 9.3 M)

Datos del pilar	
 60	Geometría
	Dimensiones : 60x60 cm
	Tramo : 6.600/9.300 m
	Altura libre : 2.40 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : HA-25, $Y_c=1.5$	Plano ZX : 2.40 m
Acero : B 500 S, $Y_s=1.15$	Plano ZY : 2.40 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø20	Estribos : 1eØ6+X2rØ6+Y2rØ6
Cara X : 8Ø12	Separación : 8 cm
Cara Y : 8Ø12	
Cuantía : 0.85 %	

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.8.2 y A19.9.5)

El pilar es un elemento cuyo canto es inferior a 4 veces su ancho (Artículos A19.5.3.1(7) y A19.9.5.1).

$$h \leq 4 \cdot b$$

$$600 \text{ mm} \leq 2400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a $s_{\min}$ (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$86 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{\min}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{\max}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{\max}$: Diámetro máximo de la armadura.

$$\phi_{\max} : \underline{20} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 12 mm (Artículo A19.9.5.2(1)):

$$\phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$$

$$12 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$\phi_{\min}$: Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\phi_{\min} : \underline{12} \text{ mm}$$

Estribos

Comprobaciones del pilar P7

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$74 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{6} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\phi_{max} : \underline{6} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debe superar $s_{cl,max}$ (Artículo A19.9.5.3(3)):

$$s_t \leq s_{cl,max}$$

$$80 \text{ mm} \leq 180 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{cl,max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{cl,max} : \underline{180} \text{ mm}$$

$$s_1 = 15 \cdot \phi_{min}$$

$$s_1 : \underline{300} \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{180} \text{ mm}$$

$$s_3 = \min(G, h)$$

$$s_3 : \underline{600} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\phi_{min} : \underline{12} \text{ mm}$$

El diámetro de la armadura transversal no debe ser inferior a un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo A19.9.5.3(1)):

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{max} \quad \checkmark$$

$$6 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

Ninguna barra de la zona de compresión debe estar a una distancia superior a 150 mm de otra que se encuentre sujeta (Artículo 9.5.3(6)).

$$s_{b,max} \leq 150 \text{ mm}$$

$$102 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{b,max}$: Separación máxima entre una barra no sujeta y otra barra sujeta.

$$s_{b,max} : \underline{102} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal A_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$30.66 \text{ cm}^2 \geq 14.40 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$$A_{s,min} : \underline{14.40} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

El área de la armadura longitudinal A_s no debería superar $A_{s,max}$ (Artículo A19.9.5.2(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

$$30.66 \text{ cm}^2 \leq 138.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$$

$$A_{s,max} : \underline{138.00} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

El área total de la armadura longitudinal A'_s no debería ser menor que $A'_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A'_s \geq A'_{s,min}$$

$$30.66 \text{ cm}^2 \geq 1.22 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

$$A'_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$$

$$A'_{s,min} : \underline{1.22} \text{ cm}^2$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{529.05} \text{ kN}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.168} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{4.82} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{236.74} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max} : \underline{1409.69} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.900} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P7

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{4.82} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{236.74} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} : \underline{263.13} \text{ kN}$$

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

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1409.69} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.010}$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{0.16} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{529.05} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{10.81} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{465.31} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1409.69} \text{ kN}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.010}$$

$$\sigma_{cp} : \underline{0.16} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{529.05} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{10.81} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{465.31} \text{ mm}$$

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$V_{Rd,s} : \underline{263.13} \text{ kN}$$

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{80} \text{ mm}$$

$$z : \underline{46.53} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Comprobaciones del pilar P7

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{263.13} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

s: Separación entre estribos.

$$s : \underline{80} \text{ mm}$$

z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$z : \underline{46.53} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$80 \text{ mm} \leq 357 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s: Separación entre estribos.

$$s : \underline{80} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s_{l,max} : \underline{357} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{476.65} \text{ mm}$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

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

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

$$216 \text{ mm} \leq 357 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{t,max} : \underline{357} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{476.65} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0024 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$r_w : \underline{0.0024}$$

Comprobaciones del pilar P7

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{80} \text{ mm}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} : \underline{0.0008}$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ctm} : \underline{2.56} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.126} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{1.27} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{175.63} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max} : \underline{1395.14} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.993} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{1.27} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{175.63} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,s} : \underline{176.84} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa-0.3·SX-SY".

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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1395.14} \text{ kN}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

η_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow \eta_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \eta_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$s_{cp} : \underline{-0.66} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{303.90} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{10.81} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{465.05} \text{ mm}$$

$$\eta_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1395.14} \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$s_{cp} : \underline{-0.66} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{303.90} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{10.81} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : 465.05 mm

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

n_1 : 0.600

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

a : 90.0 grados

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

q : 45.0 grados

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa-0.3·SX-SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$V_{Rd,s}$: 176.84 kN

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$V_{Rd,s}$: 142.07 kN

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

$C_{Rd,c}$: 0.120

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

g_c : 1.500

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

k : 1.648

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

r_l : 0.006

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

A_{sl} : 17.59 cm²

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{ck} : 25.00 MPa

σ_{cp} : Tensión media de compresión.

σ_{cp} : 0.84 MPa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

N_{Ed} : 303.90 kN

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 3600.00 cm²

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 16.67 MPa

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

b_w : 600.00 mm

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

d : 476.65 mm

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

v_{min} : 0.37 MPa

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

Comprobaciones del pilar P7

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{176.84} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{142.07} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.648}$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.006}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

$$A_{sl} : \underline{17.59} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

σ_{cp} : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} : \underline{0.84} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{303.90} \text{ kN}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{476.65} \text{ mm}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} : \underline{0.37} \text{ MPa}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

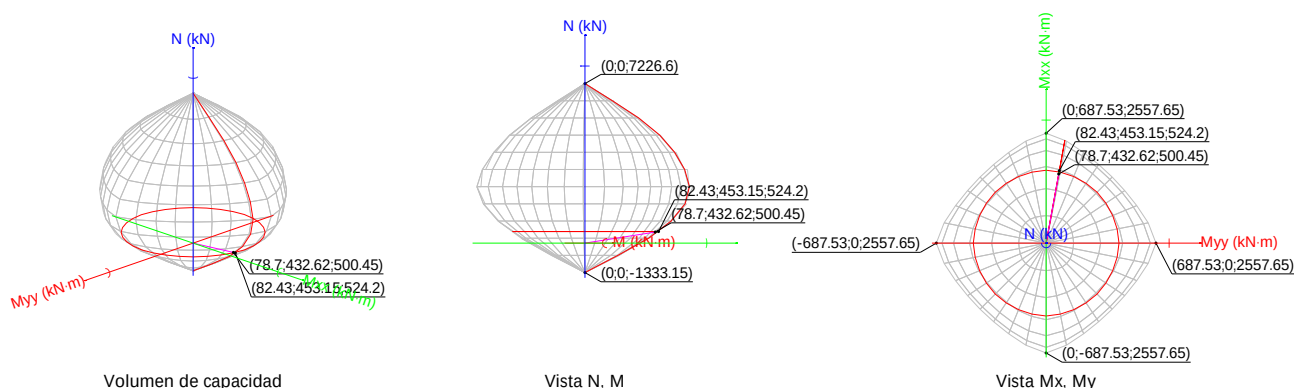
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.955} \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P7



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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.

$$\begin{array}{rcl} N_{Ed} & : & 500.45 \text{ kN} \\ M_{Ed,x} & : & 432.62 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} & : & 78.70 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{array}{rcl} N_{Rd} & : & 524.20 \text{ kN} \\ M_{Rd,x} & : & 453.15 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} & : & 82.43 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

$$\begin{array}{rcl} e_{e,x} & : & 157.25 \text{ mm} \\ e_{e,y} & : & 864.46 \text{ mm} \end{array}$$

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not< 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : 20.00 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : 600.00 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : 864.46 \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : 432.62 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comprobaciones del pilar P7

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{500.45} \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{\min} = \frac{h}{30} \not\leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{\min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{157.25} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{78.70} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{500.45} \text{ kN}$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior $\lambda_{\lim}$ indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{13.86}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{2.400} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$l_{\inf} : \underline{43.16}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.20}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.22}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C = 0.7$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n : \underline{0.08}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{500.45} \text{ kN}$$

En el eje y:

Comprobaciones del pilar P7

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{13.86}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{2.400} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$I_{inf} : \underline{43.16}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.20}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.22}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C = 0.7$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n : \underline{0.08}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{500.45} \text{ kN}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

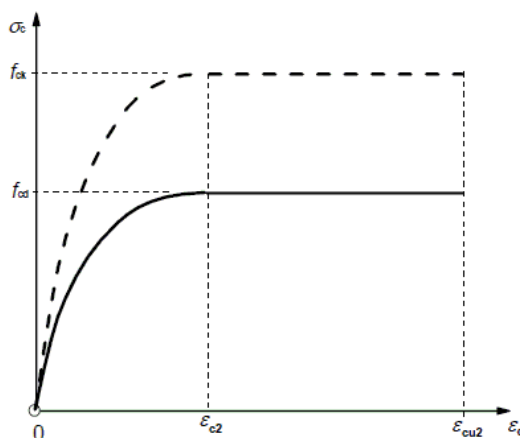
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Comprobaciones del pilar P7



e_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{cu2} : \underline{0.0035}$$

e_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

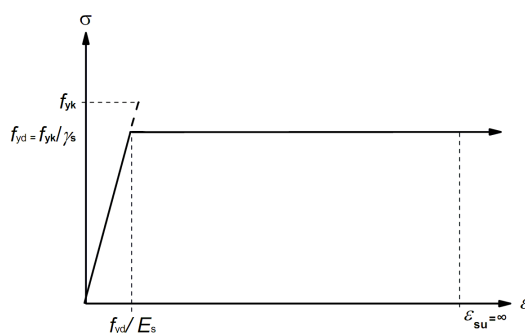
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(d) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

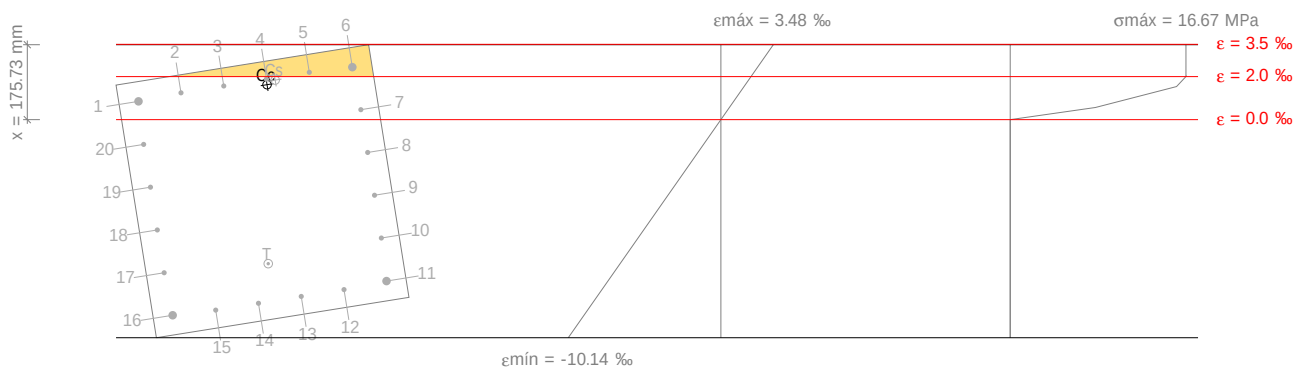
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Comprobaciones del pilar P7

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo p_simos:



Producido por una versión educativa de CYPE

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	+169.95	+0.000850
2	Ø12	-152.40	258.00	+249.15	+0.001246
3	Ø12	-50.80	258.00	+312.70	+0.001564
4	Ø12	50.80	258.00	+376.25	+0.001881
5	Ø12	152.40	258.00	+400.00	+0.002199
6	Ø20	254.00	254.00	+400.00	+0.002438
7	Ø12	258.00	152.40	+92.55	+0.000463
8	Ø12	258.00	50.80	-305.09	-0.001525
9	Ø12	258.00	-50.80	-434.78	-0.003514
10	Ø12	258.00	-152.40	-434.78	-0.005502
11	Ø20	254.00	-254.00	-434.78	-0.007503
12	Ø12	152.40	-258.00	-434.78	-0.007899
13	Ø12	50.80	-258.00	-434.78	-0.008216
14	Ø12	-50.80	-258.00	-434.78	-0.008534
15	Ø12	-152.40	-258.00	-434.78	-0.008852
16	Ø20	-254.00	-254.00	-434.78	-0.009091
17	Ø12	-258.00	-152.40	-434.78	-0.007116
18	Ø12	-258.00	-50.80	-434.78	-0.005127
19	Ø12	-258.00	50.80	-434.78	-0.003139
20	Ø12	-258.00	152.40	-230.19	-0.001151

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	959.62	49.92	245.02
C _s	340.86	70.48	252.66
T	776.29	-13.53	-169.91

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{524.20} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{453.15} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{82.43} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

C_c : 959.62 kN

C_s : 340.86 kN

T : 776.29 kN

$e_{cc,x}$: 49.92 mm

$e_{cc,y}$: 245.02 mm

$e_{cs,x}$: 70.48 mm

$e_{cs,y}$: 252.66 mm

$e_{T,x}$: -13.53 mm

$e_{T,y}$: -169.91 mm

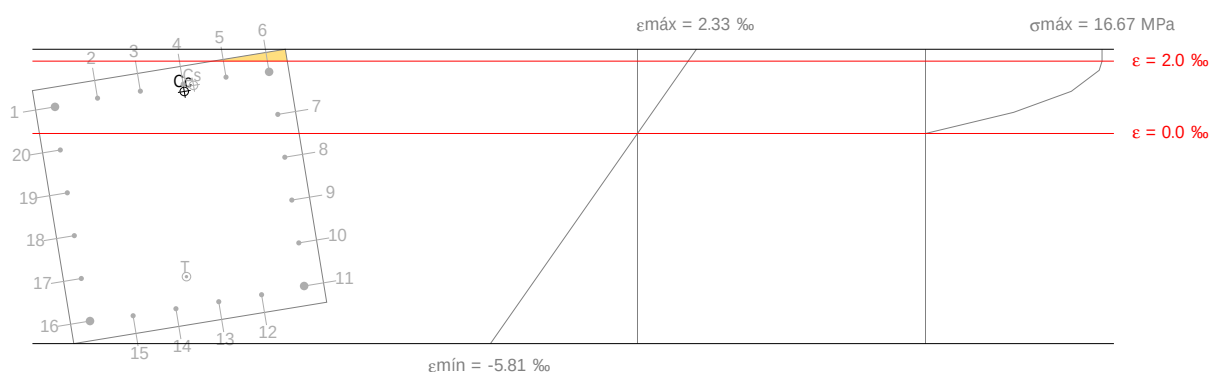
e_{cmax} : 0.0035

e_{smax} : 0.0091

s_{cmax} : 16.67 MPa

s_{smax} : 434.78 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	+147.19	+0.000736
2	Ø12	-152.40	258.00	+195.25	+0.000976
3	Ø12	-50.80	258.00	+233.99	+0.001170
4	Ø12	50.80	258.00	+272.73	+0.001364
5	Ø12	152.40	258.00	+311.46	+0.001557
6	Ø20	254.00	254.00	+340.88	+0.001704
7	Ø12	258.00	152.40	+105.58	+0.000528
8	Ø12	258.00	50.80	-131.25	-0.000656
9	Ø12	258.00	-50.80	-368.07	-0.001840
10	Ø12	258.00	-152.40	-434.78	-0.003024
11	Ø20	254.00	-254.00	-434.78	-0.004216
12	Ø12	152.40	-258.00	-434.78	-0.004457
13	Ø12	50.80	-258.00	-434.78	-0.004650
14	Ø12	-50.80	-258.00	-434.78	-0.004844
15	Ø12	-152.40	-258.00	-434.78	-0.005038
16	Ø20	-254.00	-254.00	-434.78	-0.005185
17	Ø12	-258.00	-152.40	-434.78	-0.004008
18	Ø12	-258.00	-50.80	-434.78	-0.002824

Comprobaciones del pilar P7

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	e
19	Ø12	-258.00	50.80	-327.98	-0.001640
20	Ø12	-258.00	152.40	-91.16	-0.000456

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	941.83	50.53	240.75
Cs	279.89	74.18	251.30
T	721.28	-14.35	-187.90

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{500.45} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{432.62} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{78.70} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{941.83} \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{279.89} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{721.28} \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{50.53} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{240.75} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{74.18} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{251.30} \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-14.35} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-187.90} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0023}$$

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0052}$$

s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

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

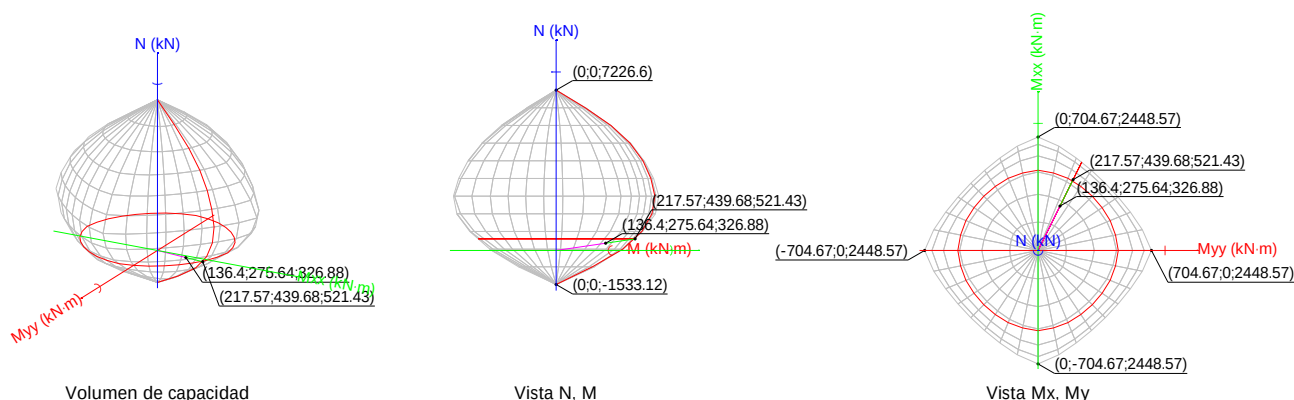
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa-SX-0.3·SY".

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.627} \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P7



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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}	:	<u>326.88</u>	kN
$M_{Ed,x}$	:	<u>275.64</u>	kN·m
$M_{Ed,y}$	:	<u>136.40</u>	kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Rd}	:	<u>521.43</u>	kN
$M_{Rd,x}$	:	<u>439.68</u>	kN·m
$M_{Rd,y}$	:	<u>217.57</u>	kN·m

Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

$$e_{e,x} : \underline{417.26} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{843.22} \text{ mm}$$

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not< 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{843.22} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{275.64} \text{ kN·m}$$

Comprobaciones del pilar P7

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

N_d : 326.88 kN

En el eje y:

$$e_{\min} = \frac{h}{30} \not\leq 20 \text{ mm}$$

$e_{\min}$: 20.00 mm

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

h : 600.00 mm

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

e_0 : 417.26 mm

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

M_d : 136.40 kN·m

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

N_d : 326.88 kN

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior $\lambda_{\lim}$ indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

l : 13.86

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

l_0 : 2.400 m

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

i_c : 17.32 cm

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 3600.00 cm²

I : Inercia.

I : 1080000.00 cm⁴

$$\lambda_{\lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$l_{\inf}$: 54.61

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

A : 0.74

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

j_{ef} : 1.8

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

B : 1.23

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

w : 0.26

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

A_s : 30.66 cm²

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 3600.00 cm²

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 500.00 MPa

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 16.67 MPa

$$C = 0.7$$

C : 0.70

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

n : 0.05

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

N_{Ed} : 326.88 kN

En el eje y:

Comprobaciones del pilar P7

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{13.86}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{2.400} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$I_{inf} : \underline{54.61}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.23}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.26}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C = 0.7$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n : \underline{0.05}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{326.88} \text{ kN}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

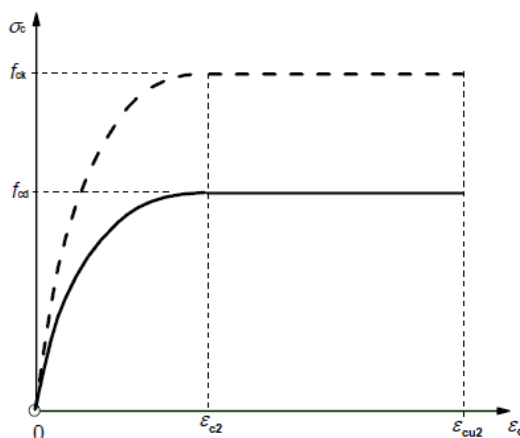
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Comprobaciones del pilar P7



e_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{cu2} : \underline{0.0035}$$

e_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

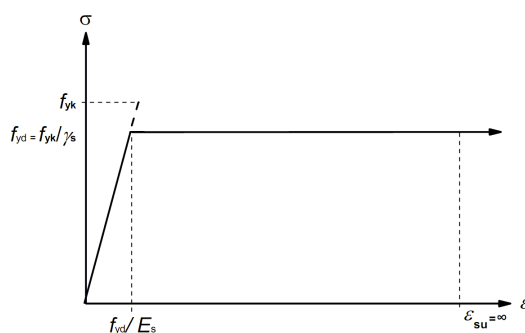
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(d) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

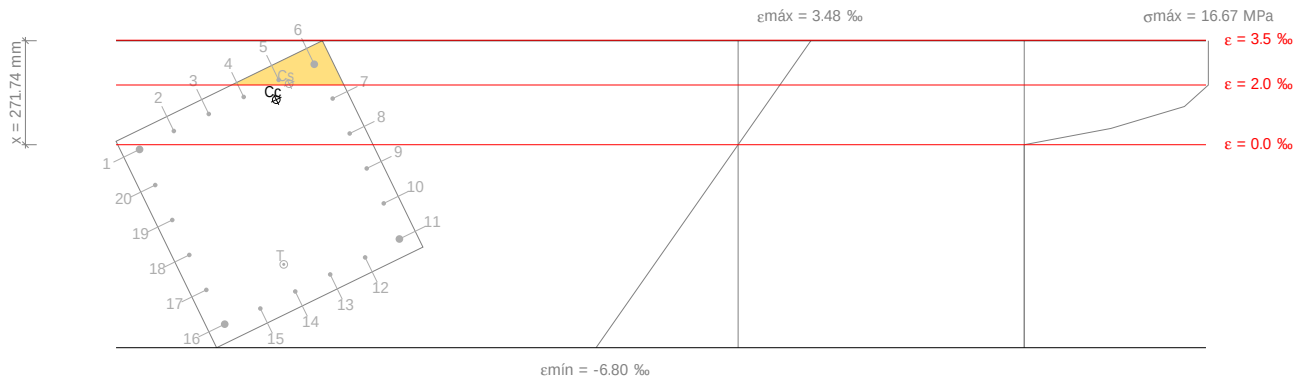
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Comprobaciones del pilar P7

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-31.59	-0.000158
2	Ø12	-152.40	258.00	+91.72	+0.000459
3	Ø12	-50.80	258.00	+205.81	+0.001029
4	Ø12	50.80	258.00	+319.90	+0.001599
5	Ø12	152.40	258.00	+400.00	+0.002170
6	Ø20	254.00	254.00	+400.00	+0.002694
7	Ø12	258.00	152.40	+309.27	+0.001546
8	Ø12	258.00	50.80	+75.18	+0.000376
9	Ø12	258.00	-50.80	-158.90	-0.000795
10	Ø12	258.00	-152.40	-392.98	-0.001965
11	Ø20	254.00	-254.00	-500.00	-0.003158
12	Ø12	152.40	-258.00	-500.00	-0.003774
13	Ø12	50.80	-258.00	-500.00	-0.004345
14	Ø12	-50.80	-258.00	-500.00	-0.004915
15	Ø12	-152.40	-258.00	-500.00	-0.005486
16	Ø20	-254.00	-254.00	-500.00	-0.006010
17	Ø12	-258.00	-152.40	-500.00	-0.004862
18	Ø12	-258.00	-50.80	-500.00	-0.003692
19	Ø12	-258.00	50.80	-500.00	-0.002521
20	Ø12	-258.00	152.40	-270.16	-0.001351

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1050.12	124.17	214.29
Cs	284.22	172.78	237.04
T	812.91	-46.83	-181.18

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{521.43} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{439.68} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{217.57} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

C_c : 1050.12 kN

C_s : 284.22 kN

T : 812.91 kN

$e_{cc,x}$: 124.17 mm

$e_{cc,y}$: 214.29 mm

$e_{cs,x}$: 172.78 mm

$e_{cs,y}$: 237.04 mm

$e_{T,x}$: -46.83 mm

$e_{T,y}$: -181.18 mm

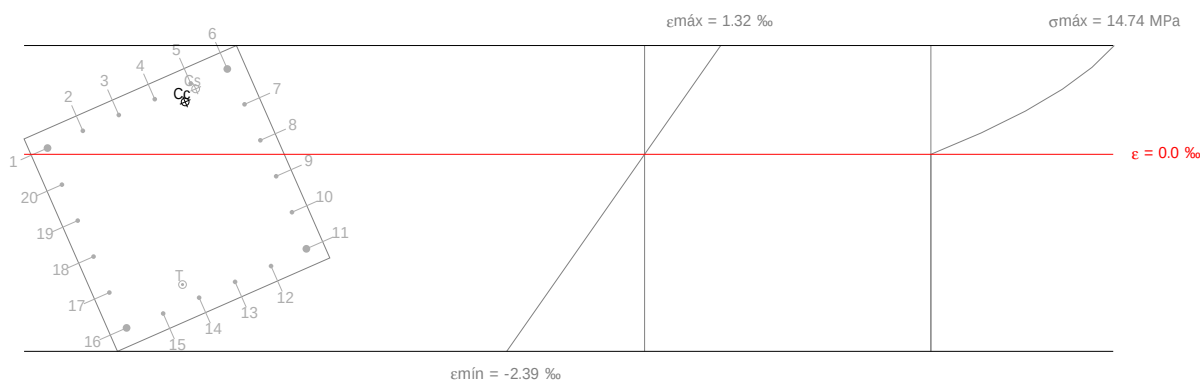
e_{cmax} : 0.0035

e_{smax} : 0.0060

s_{cmax} : 16.67 MPa

s_{smax} : 500.00 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	+15.17	+0.000076
2	Ø12	-152.40	258.00	+57.02	+0.000285
3	Ø12	-50.80	258.00	+95.42	+0.000477
4	Ø12	50.80	258.00	+133.83	+0.000669
5	Ø12	152.40	258.00	+172.23	+0.000861
6	Ø20	254.00	254.00	+207.20	+0.001036
7	Ø12	258.00	152.40	+121.38	+0.000607
8	Ø12	258.00	50.80	+34.04	+0.000170
9	Ø12	258.00	-50.80	-53.29	-0.000266
10	Ø12	258.00	-152.40	-140.63	-0.000703
11	Ø20	254.00	-254.00	-229.47	-0.001147
12	Ø12	152.40	-258.00	-271.32	-0.001357
13	Ø12	50.80	-258.00	-309.72	-0.001549
14	Ø12	-50.80	-258.00	-348.13	-0.001741
15	Ø12	-152.40	-258.00	-386.53	-0.001933
16	Ø20	-254.00	-254.00	-421.50	-0.002107
17	Ø12	-258.00	-152.40	-335.68	-0.001678
18	Ø12	-258.00	-50.80	-248.34	-0.001242

Comprobaciones del pilar P7

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
19	Ø12	-258.00	50.80	-161.01	-0.000805
20	Ø12	-258.00	152.40	-73.67	-0.000368

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	655.43	119.87	219.92
Cs	139.29	158.40	239.86
T	467.84	-76.44	-209.65

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{326.88} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{275.64} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{136.40} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{655.43} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{139.29} \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{467.84} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{119.87} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{219.92} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{158.40} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{239.86} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-76.44} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-209.65} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0013}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0021}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{14.74} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{421.50} \text{ MPa}$$

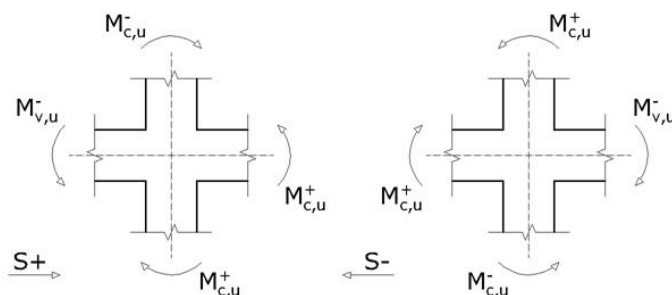
Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

Debe procurarse que la seguridad sismorresistente de los soportes sea superior a la de las vigas (Artículo 4.2.3).

Para este caso, resulta más desfavorable el esfuerzo axial mínimo: $N_d = 26.35 \text{ t}$.



Se debe satisfacer:

Comprobaciones del pilar P7

$$\sum_{\text{Columnas}} M_u \geq \sum_{\text{Vigas}} M_u$$

$$90.68 \text{ t}\cdot\text{m} \geq 26.06 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

Donde:

$SM_{c,u}$: Suma de los momentos últimos de las columnas.

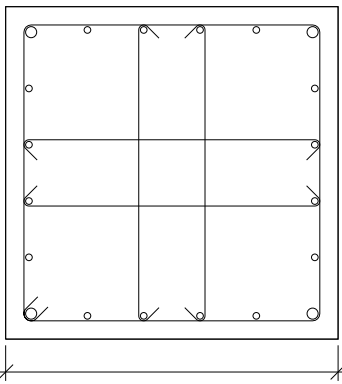
$SM_{v,u}$: Suma de los momentos últimos de las vigas.

Dirección y sentido de la acción sísmica	Sismo X		Sismo Y	
	S+	S-	S+	S-
$\Sigma M_{c,u} \text{ (t}\cdot\text{m)}$	90.68	90.68	90.68	90.68
$\Sigma M_{v,u} \text{ (t}\cdot\text{m)}$	25.16	24.80	26.06	26.06
(*): pésimo				*

Nota: No se han considerado anchos efectivos de losa en el cálculo de los momentos de agotamiento.

Comprobaciones del pilar P7

3. NIVEL 2_SEGUNDA PLANTA (3.8 - 6.6 M)

Datos del pilar	
 60	Geometría
	Dimensiones : 60x60 cm
	Tramo : 3.800/6.600 m
	Altura libre : 2.50 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : HA-25, $Y_c=1.5$	Plano ZX : 2.50 m
Acero : B 500 S, $Y_s=1.15$	Plano ZY : 2.50 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø20	Estribos : 1eØ6+X2rØ6+Y2rØ6
Cara X : 8Ø12	Separación : 6 cm
Cara Y : 8Ø12	
Cuantía : 0.85 %	

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.8.2 y A19.9.5)

El pilar es un elemento cuyo canto es inferior a 4 veces su ancho (Artículos A19.5.3.1(7) y A19.9.5.1).

$$h \leq 4 \cdot b$$

$$600 \text{ mm} \leq 2400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a $s_{\min}$ (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$86 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{\min}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{\max}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{\max}$: Diámetro máximo de la armadura.

$$\phi_{\max} : \underline{20} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 12 mm (Artículo A19.9.5.2(1)):

$$\phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$$

$$12 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$\phi_{\min}$: Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\phi_{\min} : \underline{12} \text{ mm}$$

Estribos

Comprobaciones del pilar P7

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$54 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{6} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\phi_{max} : \underline{6} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debe superar $s_{cl,max}$ (Artículo A19.9.5.3(3)):

$$s_t \leq s_{cl,max}$$

$$60 \text{ mm} \leq 180 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{cl,max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{cl,max} : \underline{180} \text{ mm}$$

$$s_1 = 15 \cdot \phi_{min}$$

$$s_1 : \underline{300} \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{180} \text{ mm}$$

$$s_3 = \min(G, h)$$

$$s_3 : \underline{600} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\phi_{min} : \underline{12} \text{ mm}$$

El diámetro de la armadura transversal no debe ser inferior a un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo A19.9.5.3(1)):

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{max} \quad \checkmark$$

$$6 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

Ninguna barra de la zona de compresión debe estar a una distancia superior a 150 mm de otra que se encuentre sujeta (Artículo 9.5.3(6)).

$$s_{b,max} \leq 150 \text{ mm}$$

$$102 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{b,max}$: Separación máxima entre una barra no sujeta y otra barra sujeta.

$$s_{b,max} : \underline{102} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal A_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$30.66 \text{ cm}^2 \geq 14.40 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$$A_{s,min} : \underline{14.40} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

El área de la armadura longitudinal A_s no debería superar $A_{s,max}$ (Artículo A19.9.5.2(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

$$30.66 \text{ cm}^2 \leq 138.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$$

$$A_{s,max} : \underline{138.00} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

El área total de la armadura longitudinal A'_s no debería ser menor que $A'_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A'_s \geq A'_{s,min}$$

$$30.66 \text{ cm}^2 \geq 2.76 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

$$A'_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$$

$$A'_{s,min} : \underline{2.76} \text{ cm}^2$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1199.74} \text{ kN}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.113} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{166.22} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{52.92} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max,Vx} : \underline{1558.80} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{1395.93} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.623} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P7

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{166.22} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{52.92} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} : \underline{280.04} \text{ kN}$$

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

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1558.80} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.117}$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{1.94} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1169.94} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{10.81} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{465.31} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1395.93} \text{ kN}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

a_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$a_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$s_{cp} : \underline{-0.45} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1169.94} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{465.31} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{280.04} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{245.27} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.648}$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.006}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

Comprobaciones del pilar P7

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada. Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

s_{cp} : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$A_{sl} : \underline{17.59} \text{ cm}^2$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$s_{cp} : \underline{3.25} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{1169.94} \text{ kN}$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{476.65} \text{ mm}$$

$$v_{min} : \underline{0.37} \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{280.04} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{245.27} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.648}$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.006}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada. Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

s_{cp} : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$A_{sl} : \underline{17.59} \text{ cm}^2$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$s_{cp} : \underline{3.25} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{1169.94} \text{ kN}$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{476.65} \text{ mm}$$

$$v_{min} : \underline{0.37} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P7

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.129} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{182.97} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{32.48} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max,Vx} : \underline{1437.45} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{1395.14} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.820} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{182.97} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{32.48} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,s} : \underline{226.70} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SY".

El 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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1437.45} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.030}$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{0.51} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{722.33} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{10.81} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

Comprobaciones del pilar P7

z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

Producido por una versión educativa de CYPE

$$z : \underline{465.05} \text{ mm}$$

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1395.14} \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} : \underline{-2.25} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{722.33} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{465.05} \text{ mm}$$

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{226.70} \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar P7

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{191.93} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.648}$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.006}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada. Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

$$A_{sl} : \underline{17.59} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

s_{cp} : Tensión media de compresión.

$$s_{cp} : \underline{2.01} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{722.33} \text{ kN}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{476.65} \text{ mm}$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{\min} : \underline{0.37} \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{226.70} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{191.93} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.648}$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.006}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

Comprobaciones del pilar P7

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada. Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

s_{cp} : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$A_{sl} : \underline{17.59} \text{ cm}^2$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$s_{cp} : \underline{2.01} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{722.33} \text{ kN}$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{476.65} \text{ mm}$$

$$v_{min} : \underline{0.37} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)

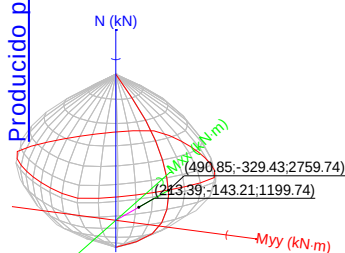
(Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

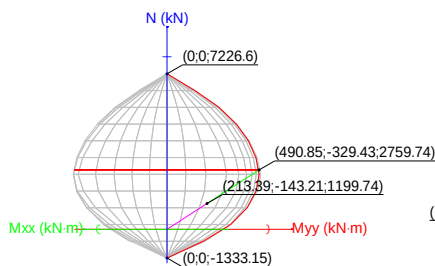
Se debe satisfacer:

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

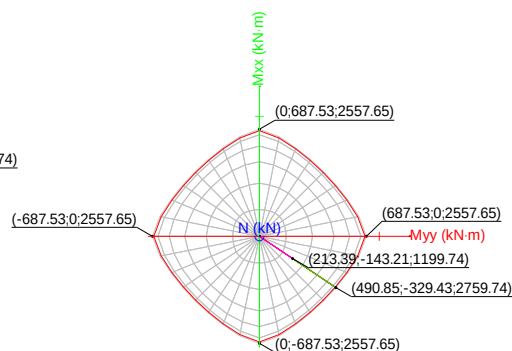
$$h : \underline{0.435} \checkmark$$



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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.

$$N_{Ed} : \underline{1199.74} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-143.21} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{213.39} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{2759.74} \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar P7

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{array}{lcl} M_{Rd,x} & : & \underline{-329.43} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} & : & \underline{490.85} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

$$e_{e,x} : \underline{177.86} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{-119.37} \text{ mm}$$

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-119.37} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-143.21} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{1199.74} \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{177.86} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{213.39} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{1199.74} \text{ kN}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{14.43}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{2.500} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P7

I: Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$I_{inf} : \underline{27.87}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.20}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.22}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C = 0.7$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n : \underline{0.20}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1199.74} \text{ kN}$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{14.43}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{2.500} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I: Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$I_{inf} : \underline{27.87}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.20}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.22}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

$$A_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.20}$$

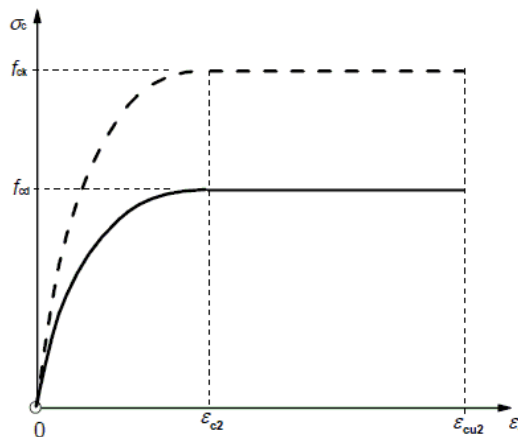
$$N_{Ed} : \underline{1199.74} \text{ kN}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

- Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

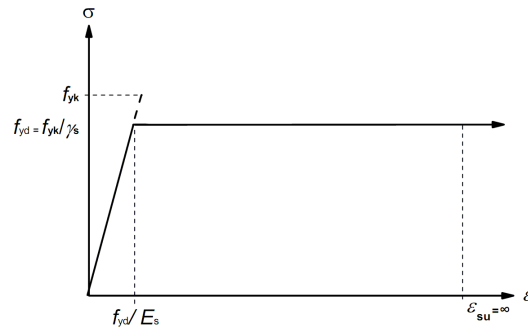
$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

Comprobaciones del pilar P7



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

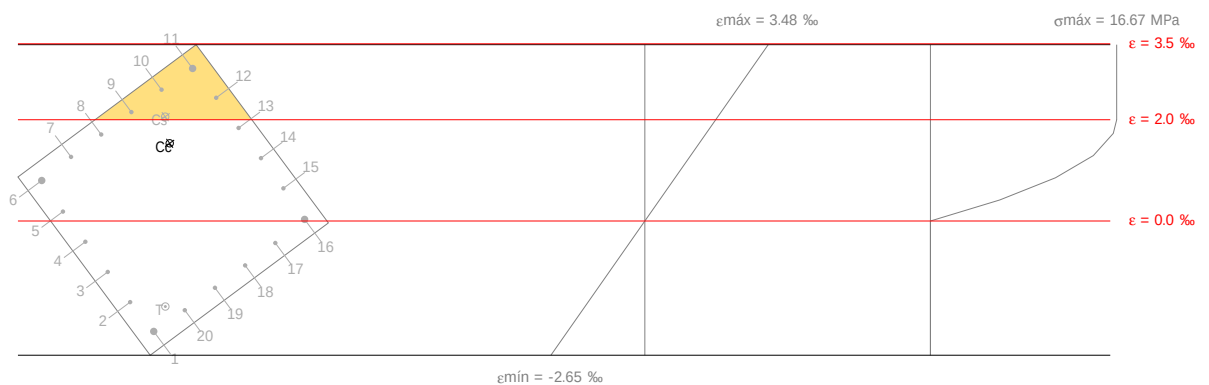
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-434.78	-0.002181
2	Ø12	-152.40	258.00	-320.41	-0.001602
3	Ø12	-50.80	258.00	-201.19	-0.001006
4	Ø12	50.80	258.00	-81.97	-0.000410
5	Ø12	152.40	258.00	+37.25	+0.000186
6	Ø20	254.00	254.00	+159.95	+0.000800
7	Ø12	258.00	152.40	+253.15	+0.001266
8	Ø12	258.00	50.80	+341.65	+0.001708
9	Ø12	258.00	-50.80	+400.00	+0.002151
10	Ø12	258.00	-152.40	+400.00	+0.002593
11	Ø20	254.00	-254.00	+400.00	+0.003012
12	Ø12	152.40	-258.00	+400.00	+0.002434

Comprobaciones del pilar P7

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
13	Ø12	50.80	-258.00	+367.50	+0.001837
14	Ø12	-50.80	-258.00	+248.28	+0.001241
15	Ø12	-152.40	-258.00	+129.06	+0.000645
16	Ø20	-254.00	-254.00	+6.35	+0.000032
17	Ø12	-258.00	-152.40	-86.84	-0.000434
18	Ø12	-258.00	-50.80	-175.34	-0.000877
19	Ø12	-258.00	50.80	-263.84	-0.001319
20	Ø12	-258.00	152.40	-352.34	-0.001762

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	2594.58	128.51	-83.71
Cs	469.36	193.61	-116.86
T	304.20	-218.71	188.66

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{2759.74} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-329.43} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{490.85} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{2594.58} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{469.36} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{304.20} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{128.51} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-83.71} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{193.61} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-116.86} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-218.71} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{188.66} \text{ mm}$$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0035}$$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0022}$$

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

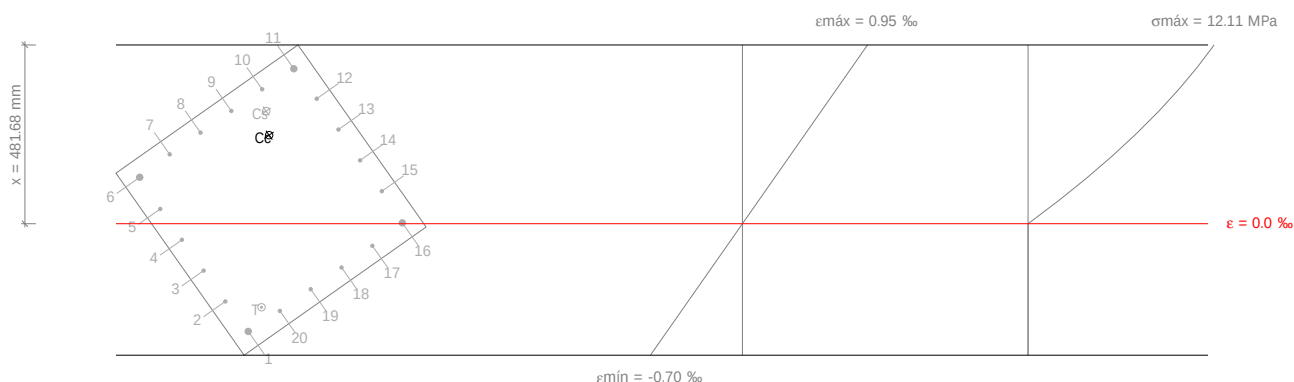
$$\sigma_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P7

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-115.04	-0.000575
2	Ø12	-152.40	258.00	-83.03	-0.000415
3	Ø12	-50.80	258.00	-50.10	-0.000251
4	Ø12	50.80	258.00	-17.18	-0.000086
5	Ø12	152.40	258.00	+15.75	+0.000079
6	Ø20	254.00	254.00	+49.59	+0.000248
7	Ø12	258.00	152.40	+74.07	+0.000370
8	Ø12	258.00	50.80	+97.25	+0.000486
9	Ø12	258.00	-50.80	+120.44	+0.000602
10	Ø12	258.00	-152.40	+143.62	+0.000718
11	Ø20	254.00	-254.00	+165.51	+0.000828
12	Ø12	152.40	-258.00	+133.50	+0.000667
13	Ø12	50.80	-258.00	+100.57	+0.000503
14	Ø12	-50.80	-258.00	+67.64	+0.000338
15	Ø12	-152.40	-258.00	+34.72	+0.000174
16	Ø20	-254.00	-254.00	+0.88	+0.000004
17	Ø12	-258.00	-152.40	-23.60	-0.000118
18	Ø12	-258.00	-50.80	-46.78	-0.000234
19	Ø12	-258.00	50.80	-69.97	-0.000350
20	Ø12	-258.00	152.40	-93.15	-0.000466

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1122.37	145.95	-96.49
Cs	156.92	203.67	-127.51
T	79.55	-221.42	187.27

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{1199.74} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-143.21} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{213.39} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{1122.37} \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar P7

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

C_s	:	<u>156.92</u>	kN
T	:	<u>79.55</u>	kN
$e_{cc,x}$	:	<u>145.95</u>	mm
$e_{cc,y}$	:	<u>-96.49</u>	mm
$e_{cs,x}$	:	<u>203.67</u>	mm
$e_{cs,y}$	:	<u>-127.51</u>	mm
$e_{T,x}$	:	<u>-221.42</u>	mm
$e_{T,y}$	:	<u>187.27</u>	mm
e_{cmax}	:	<u>0.0010</u>	
e_{smax}	:	<u>0.0006</u>	
s_{cmax}	:	<u>12.11</u>	MPa
s_{smax}	:	<u>115.04</u>	MPa

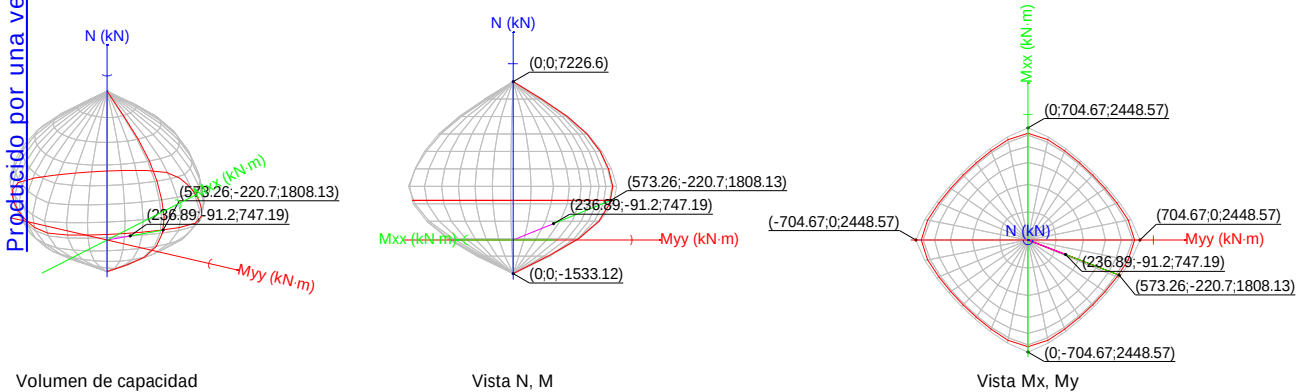
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+SX+0.3·SY".

Se debe satisfacer:

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

h : 0.413 ✓



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Ed}	:	<u>747.19</u>	kN
$M_{Ed,x}$	:	<u>-91.20</u>	kN·m
$M_{Ed,y}$	:	<u>236.89</u>	kN·m
N_{Rd}	:	<u>1808.13</u>	kN
$M_{Rd,x}$	:	<u>-220.70</u>	kN·m
$M_{Rd,y}$	:	<u>573.26</u>	kN·m

Comprobaciones del pilar P7

Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\geq 20 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

En el eje y:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\geq 20 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$e_{e,x} : \underline{317.05} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{-122.06} \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{-122.06} \text{ mm}$$

$$M_d : \underline{-91.20} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_d : \underline{747.19} \text{ kN}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{317.05} \text{ mm}$$

$$M_d : \underline{236.89} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_d : \underline{747.19} \text{ kN}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{14.43}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$l_0 : \underline{2.500} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$l_{inf} : \underline{36.12}$$

Comprobaciones del pilar P7

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.23}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.26}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C = 0.7$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n : \underline{0.12}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{747.19} \text{ kN}$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{14.43}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{2.500} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$l_{inf} : \underline{36.12}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.23}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.26}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P7

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$f_{cd} : \underline{\underline{16.67}} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{\underline{0.70}}$$

$$n : \underline{\underline{0.12}}$$

$$N_{Ed} : \underline{\underline{747.19}} \text{ kN}$$

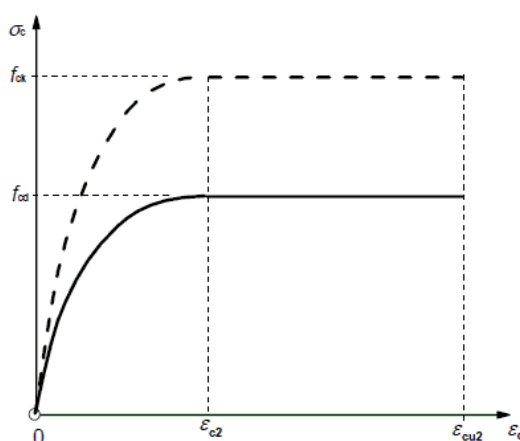
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.

- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

- Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8

$$\epsilon_{cu2} : \underline{\underline{0.0035}}$$

$$\epsilon_{c2} : \underline{\underline{0.0020}}$$

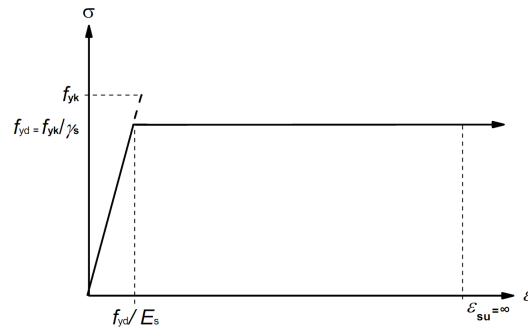
$$f_{cd} : \underline{\underline{16.67}} \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} : \underline{\underline{1.00}}$$

$$f_{ck} : \underline{\underline{25.00}} \text{ MPa}$$

$$\gamma_c : \underline{\underline{1.5}}$$

Comprobaciones del pilar P7



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

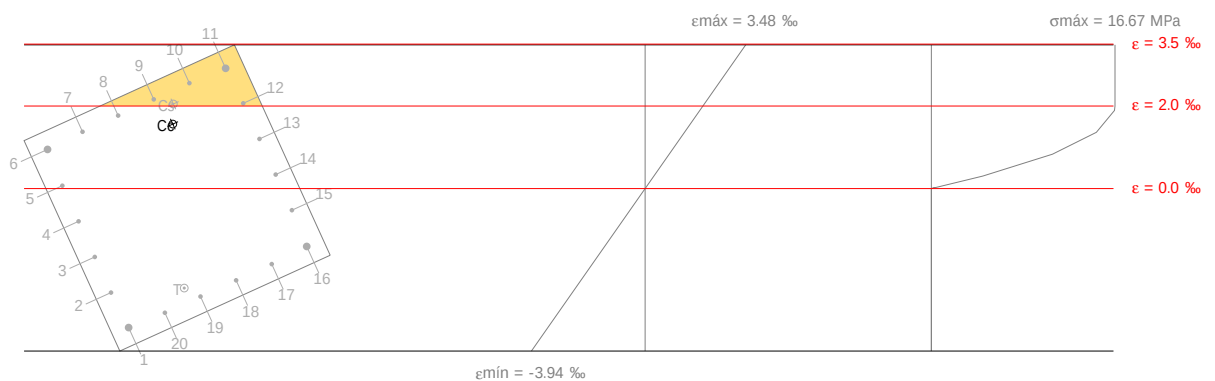
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-500.00	-0.003368
2	Ø12	-152.40	258.00	-500.00	-0.002520
3	Ø12	-50.80	258.00	-331.36	-0.001657
4	Ø12	50.80	258.00	-158.71	-0.000794
5	Ø12	152.40	258.00	+13.94	+0.000070
6	Ø20	254.00	254.00	+189.69	+0.000948
7	Ø12	258.00	152.40	+275.09	+0.001375
8	Ø12	258.00	50.80	+353.70	+0.001769
9	Ø12	258.00	-50.80	+400.00	+0.002162
10	Ø12	258.00	-152.40	+400.00	+0.002555
11	Ø20	254.00	-254.00	+400.00	+0.002914
12	Ø12	152.40	-258.00	+400.00	+0.002066

Comprobaciones del pilar P7

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
13	Ø12	50.80	-258.00	+240.54	+0.001203
14	Ø12	-50.80	-258.00	+67.89	+0.000339
15	Ø12	-152.40	-258.00	-104.76	-0.000524
16	Ø20	-254.00	-254.00	-280.50	-0.001403
17	Ø12	-258.00	-152.40	-365.91	-0.001830
18	Ø12	-258.00	-50.80	-444.52	-0.002223
19	Ø12	-258.00	50.80	-500.00	-0.002616
20	Ø12	-258.00	152.40	-500.00	-0.003009

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1953.37	179.11	-69.24
Cs	428.55	226.05	-92.09
T	573.79	-220.51	80.13

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{1808.13} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-220.70} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{573.26} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{1953.37} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{428.55} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{573.79} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{179.11} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-69.24} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{226.05} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-92.09} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-220.51} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{80.13} \text{ mm}$$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0035}$$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0034}$$

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

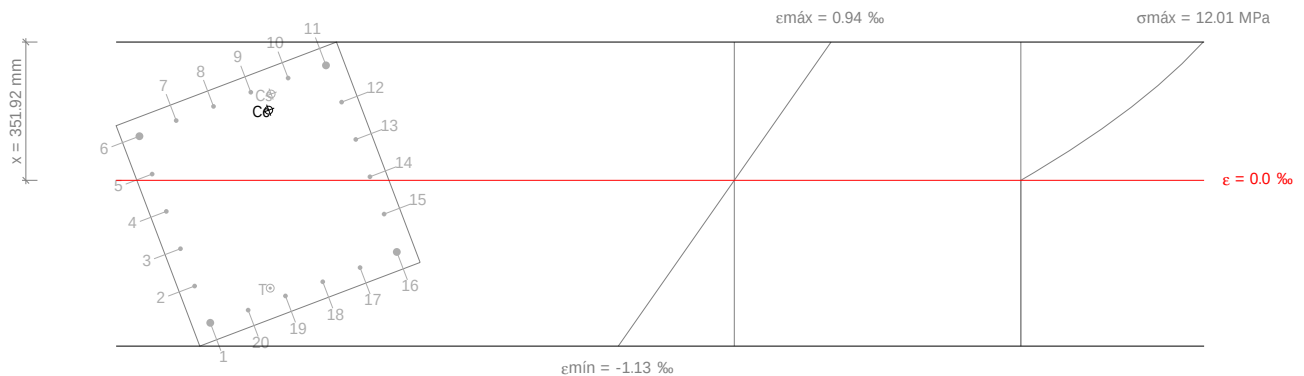
$$\sigma_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P7

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-194.28	-0.000971
2	Ø12	-152.40	258.00	-144.16	-0.000721
3	Ø12	-50.80	258.00	-93.27	-0.000466
4	Ø12	50.80	258.00	-42.39	-0.000212
5	Ø12	152.40	258.00	+8.50	+0.000042
6	Ø20	254.00	254.00	+60.14	+0.000301
7	Ø12	258.00	152.40	+81.47	+0.000407
8	Ø12	258.00	50.80	+100.79	+0.000504
9	Ø12	258.00	-50.80	+120.11	+0.000601
10	Ø12	258.00	-152.40	+139.43	+0.000697
11	Ø20	254.00	-254.00	+156.74	+0.000784
12	Ø12	152.40	-258.00	+106.62	+0.000533
13	Ø12	50.80	-258.00	+55.73	+0.000279
14	Ø12	-50.80	-258.00	+4.85	+0.000024
15	Ø12	-152.40	-258.00	-46.04	-0.000230
16	Ø20	-254.00	-254.00	-97.68	-0.000488
17	Ø12	-258.00	-152.40	-119.00	-0.000595
18	Ø12	-258.00	-50.80	-138.32	-0.000692
19	Ø12	-258.00	50.80	-157.64	-0.000788
20	Ø12	-258.00	152.40	-176.96	-0.000885

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	804.73	199.17	-77.18
Cs	137.98	235.37	-97.48
T	195.52	-225.76	79.99

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{747.19} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-91.20} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{236.89} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{804.73} \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar P7

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

C_s	:	<u>137.98</u>	kN
T	:	<u>195.52</u>	kN
$e_{cc,x}$	:	<u>199.17</u>	mm
$e_{cc,y}$	:	<u>-77.18</u>	mm
$e_{cs,x}$	:	<u>235.37</u>	mm
$e_{cs,y}$	:	<u>-97.48</u>	mm
$e_{T,x}$	:	<u>-225.76</u>	mm
$e_{T,y}$	:	<u>79.99</u>	mm
e_{cmax}	:	<u>0.0009</u>	
e_{smax}	:	<u>0.0010</u>	
s_{cmax}	:	<u>12.01</u>	MPa
s_{smax}	:	<u>194.28</u>	MPa

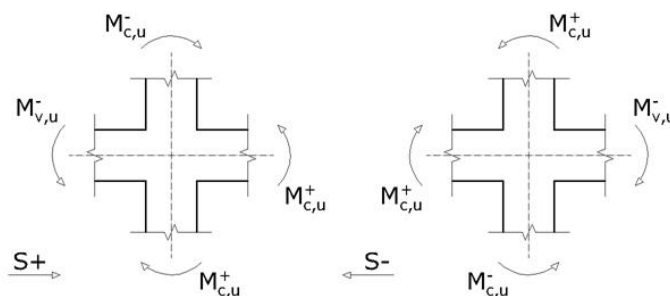
Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

Debe procurarse que la seguridad sismorresistente de los soportes sea superior a la de las vigas (Artículo 4.2.3).

Para este caso, resulta más desfavorable el esfuerzo axial mínimo: $N_d = 65.79$ t.



Se debe satisfacer:

$$\sum_{\text{Columnas}} M_u \geq \sum_{\text{Vigas}} M_u$$

$$106.82 \text{ t} \cdot \text{m} \geq 49.85 \text{ t} \cdot \text{m} \quad \checkmark$$

Donde:

$\Sigma M_{c,u}$: Suma de los momentos últimos de las columnas.

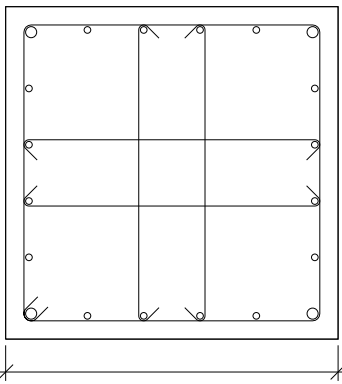
$\Sigma M_{v,u}$: Suma de los momentos últimos de las vigas.

Dirección y sentido de la acción sísmica	Sismo X		Sismo Y	
	S+	S-	S+	S-
$\Sigma M_{c,u}$ (t·m)	106.82	106.82	106.82	106.82
$\Sigma M_{v,u}$ (t·m)	49.85	36.04	4.08	10.79
(*) : pésimo				

Nota: No se han considerado anchos efectivos de losa en el cálculo de los momentos de agotamiento.

Comprobaciones del pilar P7

4. NIVEL 1_PRIMERA PLANTA (0 - 3.8 M)

Datos del pilar	
 60	Geometría
	Dimensiones : 60x60 cm
	Tramo : 0.000/3.800 m
	Altura libre : 3.50 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : HA-25, $Y_c=1.5$	Plano ZX : 3.50 m
Acero : B 500 S, $Y_s=1.15$	Plano ZY : 3.50 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø20	Estribos : 1eØ6+X2rØ6+Y2rØ6
Cara X : 8Ø12	Separación : 15 cm
Cara Y : 8Ø12	
Cuantía : 0.85 %	

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.8.2 y A19.9.5)

El pilar es un elemento cuyo canto es inferior a 4 veces su ancho (Artículos A19.5.3.1(7) y A19.9.5.1).

$$h \leq 4 \cdot b$$

$$600 \text{ mm} \leq 2400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a $s_{\min}$ (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$86 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{\min}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{\max}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{\max}$: Diámetro máximo de la armadura.

$$\phi_{\max} : \underline{20} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 12 mm (Artículo A19.9.5.2(1)):

$$\phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$$

$$12 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$\phi_{\min}$: Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\phi_{\min} : \underline{12} \text{ mm}$$

Estribos

Comprobaciones del pilar P7

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$144 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{6} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$\phi_{max} : \underline{6} \text{ mm}$$

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debe superar $s_{cl,max}$ (Artículo A19.9.5.3(3)):

$$s_t \leq s_{cl,max}$$

$$150 \text{ mm} \leq 180 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{cl,max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_1 = 15 \cdot \phi_{min}$$

$$s_2 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 = \min(G, h)$$

Siendo:

ϕ_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$s_{cl,max} : \underline{180} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{300} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{180} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{600} \text{ mm}$$

$$\phi_{min} : \underline{12} \text{ mm}$$

El diámetro de la armadura transversal no debe ser inferior a un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo A19.9.5.3(1)):

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{max} \quad \checkmark$$

$$6 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

Ninguna barra de la zona de compresión debe estar a una distancia superior a 150 mm de otra que se encuentre sujeta (Artículo 9.5.3(6)).

$$s_{b,max} \leq 150 \text{ mm}$$

$$102 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{b,max}$: Separación máxima entre una barra no sujeta y otra barra sujeta.

$$s_{b,max} : \underline{102} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal A_s no debería ser menor que

$A_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$30.66 \text{ cm}^2 \geq 14.40 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$$A_{s,min} : \underline{14.40} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

El área de la armadura longitudinal A_s no debería superar $A_{s,max}$

(Artículo A19.9.5.2(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

$$30.66 \text{ cm}^2 \leq 138.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$$

$$A_{s,max} : \underline{138.00} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

El área total de la armadura longitudinal A'_s no debería ser menor que

$A_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A'_s \geq A_{s,min}$$

$$30.66 \text{ cm}^2 \geq 4.34 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$$

$$A_{s,min} : \underline{4.34} \text{ cm}^2$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1885.18} \text{ kN}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.037} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{36.12} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{43.91} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max} : \underline{1524.36} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.200} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P7

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{36.12} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{43.91} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} : \underline{283.62} \text{ kN}$$

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

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1524.36} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.092}$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{1.53} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1885.18} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{465.31} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1524.36} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.092}$$

Comprobaciones del pilar P7

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{1.53} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1885.18} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{465.31} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{283.62} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{248.86} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.648}$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.006}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

$$A_{sl} : \underline{17.59} \text{ cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P7

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

s_{cp} : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$s_{cp} : \underline{3.33} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{1885.18} \text{ kN}$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{476.65} \text{ mm}$$

$$v_{min} : \underline{0.37} \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{283.62} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{248.86} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.648}$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.006}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

$$A_{sl} : \underline{17.59} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

s_{cp} : Tensión media de compresión.

$$s_{cp} : \underline{3.33} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1885.18} \text{ kN}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{476.65} \text{ mm}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} : \underline{0.37} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P7

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.087} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{117.73} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{26.67} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max} : \underline{1395.14} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.444} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{116.21} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{24.89} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,s} : \underline{267.61} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+0.3·SY".

El 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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1395.14} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$s_{cp} : \underline{-1.10} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1138.30} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{465.05} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1395.14} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$s_{cp} : \underline{-1.10} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1138.30} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{465.05} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "PP+CM+SX+0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{267.61} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{232.84} \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar P7

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.648}$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.006}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

$$A_{sl} : \underline{17.59} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

s_{cp} : Tensión media de compresión.

$$s_{cp} : \underline{2.96} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1065.59} \text{ kN}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{476.65} \text{ mm}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} : \underline{0.37} \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{267.61} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{232.84} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.648}$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.006}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

$$A_{sl} : \underline{17.59} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P7

s_{cp} : Tensión media de compresión.

s_{cp} : 2.96 MPa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

N_{Ed} : 1065.59 kN

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 3600.00 cm²

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 16.67 MPa

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

b_w : 600.00 mm

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

d : 476.65 mm

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

v_{min} : 0.37 MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

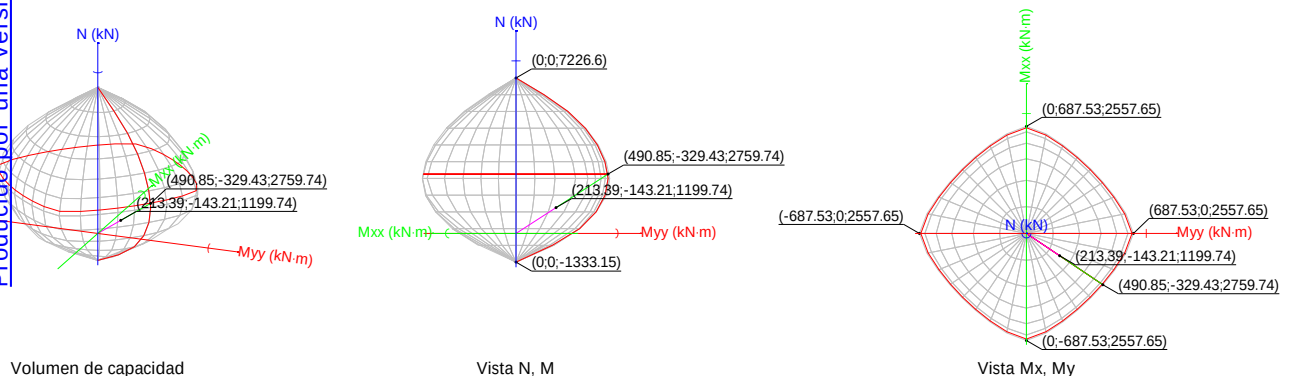
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.8 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

η : 0.435 ✓

Producido por una versión educativa de CYPE



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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.

N_{Ed} : 1199.74 kN

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

$M_{Ed,x}$: -143.21 kN·m

$M_{Ed,y}$: 213.39 kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

N_{Rd} : 2759.74 kN

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$M_{Rd,x}$: -329.43 kN·m

$M_{Rd,y}$: 490.85 kN·m

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\geq 20 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

En el eje y:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\geq 20 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$e_{e,x} : \underline{177.86} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{-119.37} \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{-119.37} \text{ mm}$$

$$M_d : \underline{-143.21} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_d : \underline{1199.74} \text{ kN}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{177.86} \text{ mm}$$

$$M_d : \underline{213.39} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_d : \underline{1199.74} \text{ kN}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{14.43}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$l_0 : \underline{2.500} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$l_{inf} : \underline{27.87}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.20}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.22}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C = 0.7$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n : \underline{0.20}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1199.74} \text{ kN}$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{14.43}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{2.500} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$l_{inf} : \underline{27.87}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.20}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.22}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P7

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$f_{cd} : \underline{\underline{16.67}} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{\underline{0.70}}$$

$$n : \underline{\underline{0.20}}$$

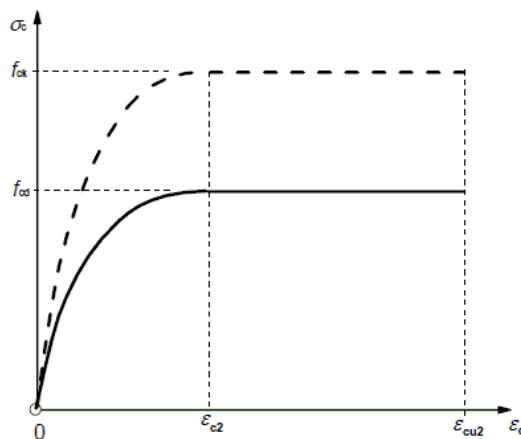
$$N_{Ed} : \underline{\underline{1199.74}} \text{ kN}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

- Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8

$$\epsilon_{cu2} : \underline{\underline{0.0035}}$$

$$\epsilon_{c2} : \underline{\underline{0.0020}}$$

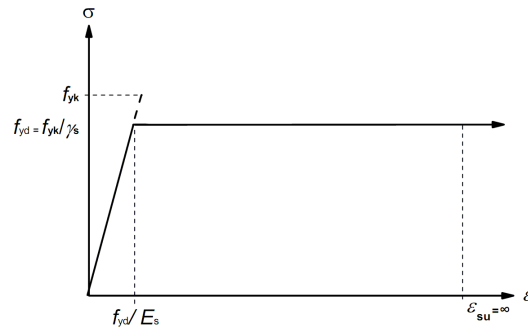
$$f_{cd} : \underline{\underline{16.67}} \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} : \underline{\underline{1.00}}$$

$$f_{ck} : \underline{\underline{25.00}} \text{ MPa}$$

$$\gamma_c : \underline{\underline{1.5}}$$

Comprobaciones del pilar P7



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

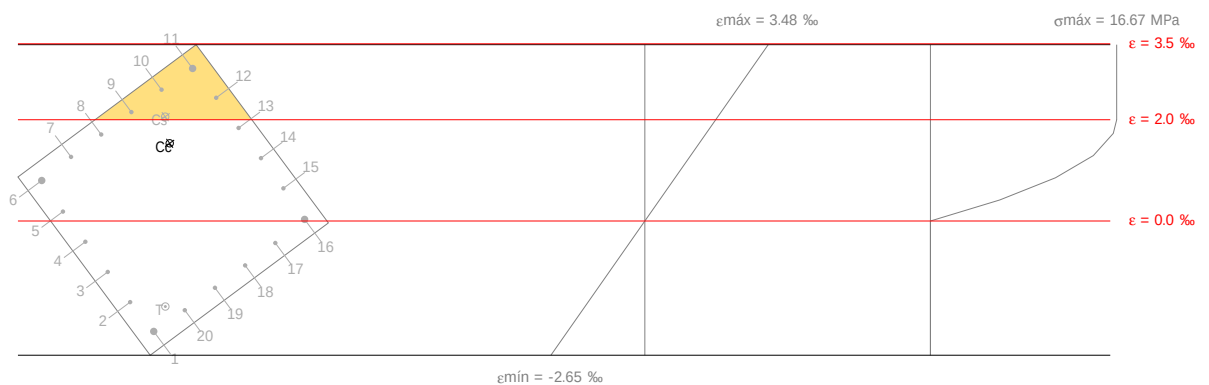
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-434.78	-0.002181
2	Ø12	-152.40	258.00	-320.41	-0.001602
3	Ø12	-50.80	258.00	-201.19	-0.001006
4	Ø12	50.80	258.00	-81.97	-0.000410
5	Ø12	152.40	258.00	+37.25	+0.000186
6	Ø20	254.00	254.00	+159.95	+0.000800
7	Ø12	258.00	152.40	+253.15	+0.001266
8	Ø12	258.00	50.80	+341.65	+0.001708
9	Ø12	258.00	-50.80	+400.00	+0.002151
10	Ø12	258.00	-152.40	+400.00	+0.002593
11	Ø20	254.00	-254.00	+400.00	+0.003012
12	Ø12	152.40	-258.00	+400.00	+0.002434

Comprobaciones del pilar P7

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
13	Ø12	50.80	-258.00	+367.50	+0.001837
14	Ø12	-50.80	-258.00	+248.28	+0.001241
15	Ø12	-152.40	-258.00	+129.06	+0.000645
16	Ø20	-254.00	-254.00	+6.35	+0.000032
17	Ø12	-258.00	-152.40	-86.84	-0.000434
18	Ø12	-258.00	-50.80	-175.34	-0.000877
19	Ø12	-258.00	50.80	-263.84	-0.001319
20	Ø12	-258.00	152.40	-352.34	-0.001762

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	2594.58	128.51	-83.71
Cs	469.36	193.61	-116.86
T	304.20	-218.71	188.66

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{2759.74} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-329.43} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{490.85} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{2594.58} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{469.36} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{304.20} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{128.51} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-83.71} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{193.61} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-116.86} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-218.71} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{188.66} \text{ mm}$$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0035}$$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0022}$$

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

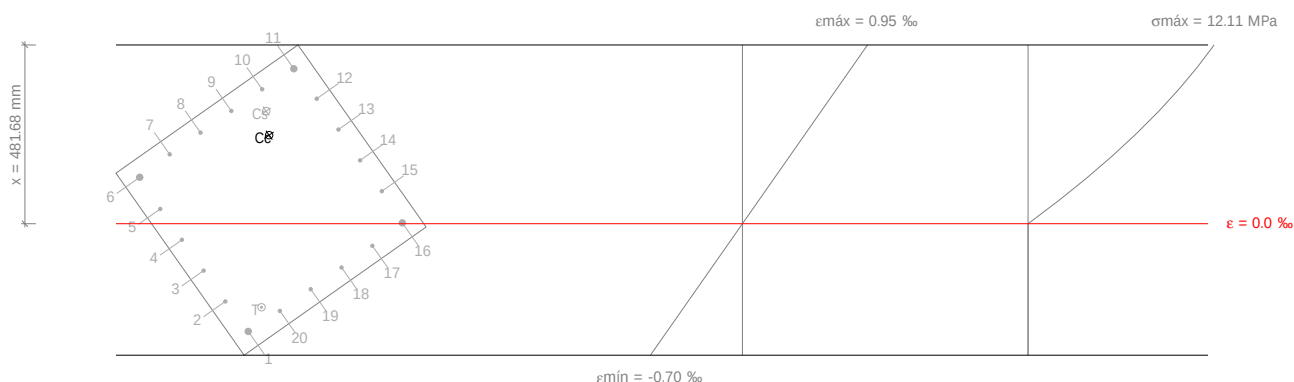
$$\sigma_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P7

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-115.04	-0.000575
2	Ø12	-152.40	258.00	-83.03	-0.000415
3	Ø12	-50.80	258.00	-50.10	-0.000251
4	Ø12	50.80	258.00	-17.18	-0.000086
5	Ø12	152.40	258.00	+15.75	+0.000079
6	Ø20	254.00	254.00	+49.59	+0.000248
7	Ø12	258.00	152.40	+74.07	+0.000370
8	Ø12	258.00	50.80	+97.25	+0.000486
9	Ø12	258.00	-50.80	+120.44	+0.000602
10	Ø12	258.00	-152.40	+143.62	+0.000718
11	Ø20	254.00	-254.00	+165.51	+0.000828
12	Ø12	152.40	-258.00	+133.50	+0.000667
13	Ø12	50.80	-258.00	+100.57	+0.000503
14	Ø12	-50.80	-258.00	+67.64	+0.000338
15	Ø12	-152.40	-258.00	+34.72	+0.000174
16	Ø20	-254.00	-254.00	+0.88	+0.000004
17	Ø12	-258.00	-152.40	-23.60	-0.000118
18	Ø12	-258.00	-50.80	-46.78	-0.000234
19	Ø12	-258.00	50.80	-69.97	-0.000350
20	Ø12	-258.00	152.40	-93.15	-0.000466

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1122.37	145.95	-96.49
Cs	156.92	203.67	-127.51
T	79.55	-221.42	187.27

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{1199.74} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-143.21} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{213.39} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{1122.37} \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar P7

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

C_s	:	<u>156.92</u>	kN
T	:	<u>79.55</u>	kN
$e_{cc,x}$	:	<u>145.95</u>	mm
$e_{cc,y}$	:	<u>-96.49</u>	mm
$e_{cs,x}$	:	<u>203.67</u>	mm
$e_{cs,y}$	:	<u>-127.51</u>	mm
$e_{T,x}$	:	<u>-221.42</u>	mm
$e_{T,y}$	:	<u>187.27</u>	mm
e_{cmax}	:	<u>0.0010</u>	
e_{smax}	:	<u>0.0006</u>	
s_{cmax}	:	<u>12.11</u>	MPa
s_{smax}	:	<u>115.04</u>	MPa

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

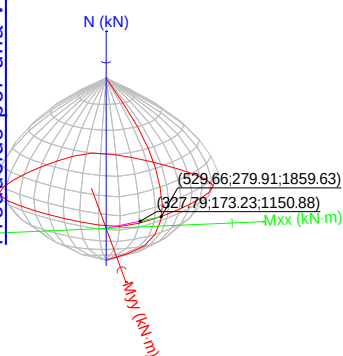
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+SX+0.3·SY".

Se debe satisfacer:

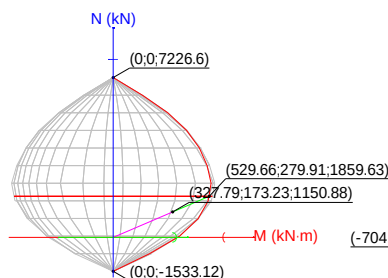
$$\eta_I = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

h : 0.619 ✓

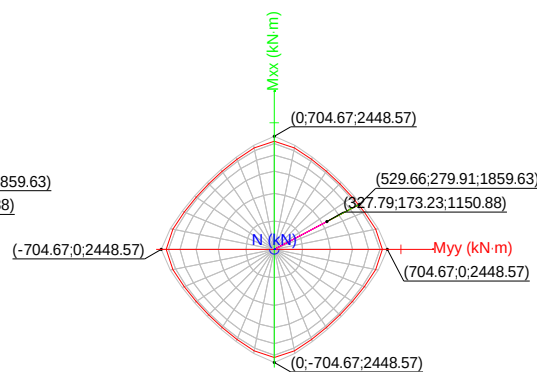
Producido por una versión educativa de SAP



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Ed}	:	<u>1150.88</u>	kN
$M_{Ed,x}$	:	<u>173.23</u>	kN·m
$M_{Ed,y}$	:	<u>327.79</u>	kN·m

N_{Rd}	:	<u>1859.63</u>	kN
$M_{Rd,x}$	:	<u>279.91</u>	kN·m
$M_{Rd,y}$	:	<u>529.66</u>	kN·m

Comprobaciones del pilar P7

Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\geq 20 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

En el eje y:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\geq 20 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$e_{e,x} : \underline{284.82} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{150.52} \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{150.52} \text{ mm}$$

$$M_d : \underline{173.23} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_d : \underline{1150.88} \text{ kN}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{284.82} \text{ mm}$$

$$M_d : \underline{327.79} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_d : \underline{1150.88} \text{ kN}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{20.21}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$l_0 : \underline{3.500} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$l_{inf} : \underline{29.11}$$

Comprobaciones del pilar P7

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.23}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.26}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C = 0.7$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n : \underline{0.19}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1150.88} \text{ kN}$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{20.21}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.500} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$l_{inf} : \underline{29.11}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.23}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.26}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P7

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.19}$$

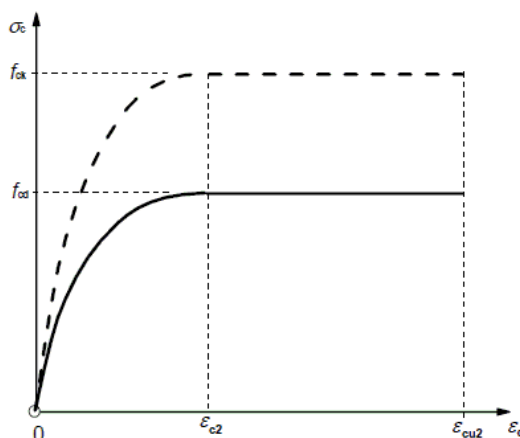
$$N_{Ed} : \underline{1150.88} \text{ kN}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

- Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

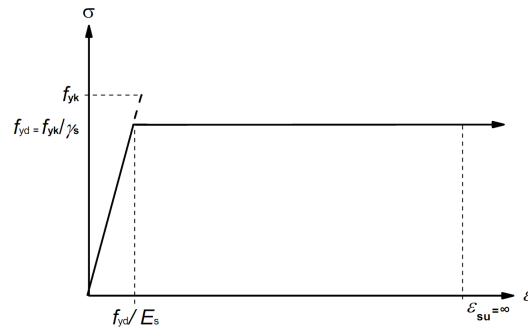
$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

Comprobaciones del pilar P7



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

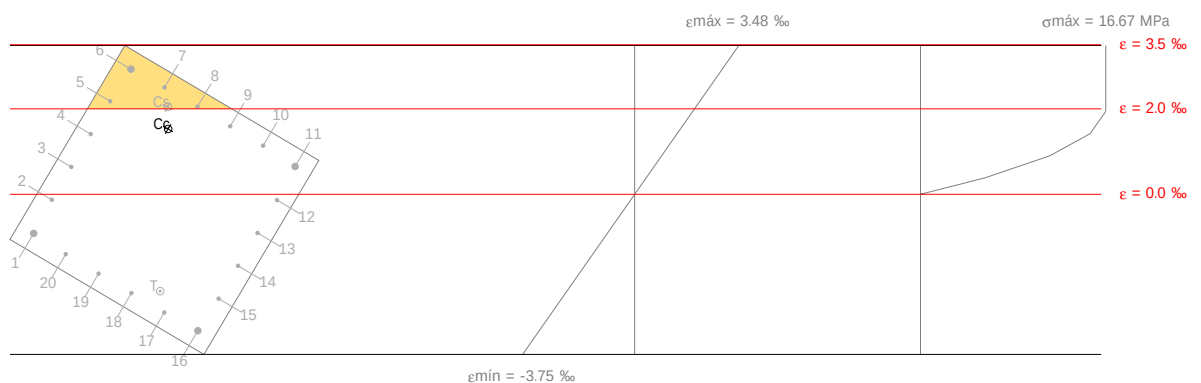
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-183.10	-0.000915
2	Ø12	-152.40	258.00	-25.76	-0.000129
3	Ø12	-50.80	258.00	+127.99	+0.000640
4	Ø12	50.80	258.00	+281.74	+0.001409
5	Ø12	152.40	258.00	+400.00	+0.002177
6	Ø20	254.00	254.00	+400.00	+0.002928
7	Ø12	258.00	152.40	+400.00	+0.002503
8	Ø12	258.00	50.80	+400.00	+0.002048
9	Ø12	258.00	-50.80	+318.44	+0.001592
10	Ø12	258.00	-152.40	+227.36	+0.001137
11	Ø20	254.00	-254.00	+130.22	+0.000651
12	Ø12	152.40	-258.00	-27.12	-0.000136

Comprobaciones del pilar P7

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
13	Ø12	50.80	-258.00	-180.87	-0.000904
14	Ø12	-50.80	-258.00	-334.62	-0.001673
15	Ø12	-152.40	-258.00	-488.37	-0.002442
16	Ø20	-254.00	-254.00	-500.00	-0.003193
17	Ø12	-258.00	-152.40	-500.00	-0.002767
18	Ø12	-258.00	-50.80	-462.41	-0.002312
19	Ø12	-258.00	50.80	-371.32	-0.001857
20	Ø12	-258.00	152.40	-280.24	-0.001401

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1965.92	167.57	87.69
Cs	410.36	217.75	118.43
T	516.66	-214.61	-114.06

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{1859.63} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{279.91} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{529.66} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{1965.92} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{410.36} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{516.66} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{167.57} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{87.69} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{217.75} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{118.43} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-214.61} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-114.06} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0032}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

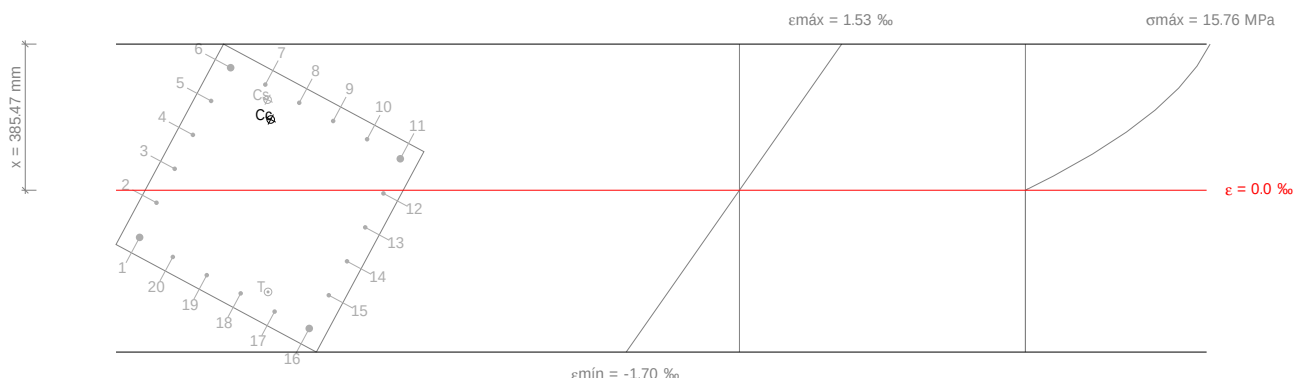
$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P7

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-99.01	-0.000495
2	Ø12	-152.40	258.00	-26.27	-0.000131
3	Ø12	-50.80	258.00	+44.97	+0.000225
4	Ø12	50.80	258.00	+116.20	+0.000581
5	Ø12	152.40	258.00	+187.44	+0.000937
6	Ø20	254.00	254.00	+257.17	+0.001286
7	Ø12	258.00	152.40	+221.74	+0.001109
8	Ø12	258.00	50.80	+183.51	+0.000918
9	Ø12	258.00	-50.80	+145.28	+0.000726
10	Ø12	258.00	-152.40	+107.05	+0.000535
11	Ø20	254.00	-254.00	+66.02	+0.000330
12	Ø12	152.40	-258.00	-6.72	-0.000034
13	Ø12	50.80	-258.00	-77.96	-0.000390
14	Ø12	-50.80	-258.00	-149.19	-0.000746
15	Ø12	-152.40	-258.00	-220.43	-0.001102
16	Ø20	-254.00	-254.00	-290.16	-0.001451
17	Ø12	-258.00	-152.40	-254.73	-0.001274
18	Ø12	-258.00	-50.80	-216.50	-0.001083
19	Ø12	-258.00	50.80	-178.27	-0.000891
20	Ø12	-258.00	152.40	-140.04	-0.000700

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1201.46	183.56	96.27
Cs	215.33	225.78	128.27
T	265.91	-220.52	-112.59

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{1150.88} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{173.23} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{327.79} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{1201.46} \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar P7

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

C_s : 215.33 kN

T : 265.91 kN

$e_{cc,x}$: 183.56 mm

$e_{cc,y}$: 96.27 mm

$e_{cs,x}$: 225.78 mm

$e_{cs,y}$: 128.27 mm

$e_{T,x}$: -220.52 mm

$e_{T,y}$: -112.59 mm

e_{cmax} : 0.0015

e_{smax} : 0.0015

s_{cmax} : 15.76 MPa

s_{smax} : 290.16 MPa

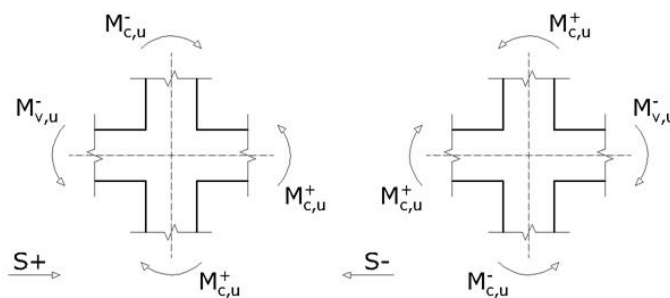
Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

Debe procurarse que la seguridad sismorresistente de los soportes sea superior a la de las vigas (Artículo 4.2.3).

Para este caso, resulta más desfavorable el esfuerzo axial mínimo: $N_d = 105.34$ t.



Se debe satisfacer:

$$\sum_{\text{Columnas}} M_u \geq \sum_{\text{Vigas}} M_u$$

$$119.96 \text{ t} \cdot \text{m} \geq 49.03 \text{ t} \cdot \text{m} \quad \checkmark$$

Donde:

$\Sigma M_{c,u}$: Suma de los momentos últimos de las columnas.

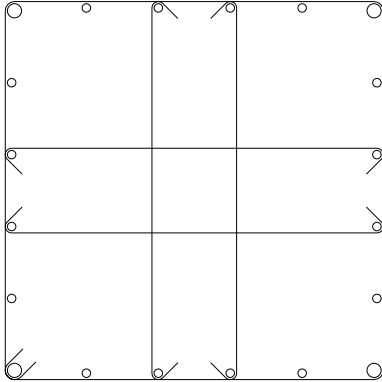
$\Sigma M_{v,u}$: Suma de los momentos últimos de las vigas.

Dirección y sentido de la acción sísmica	Sismo X		Sismo Y	
	S+	S-	S+	S-
$\Sigma M_{c,u}$ (t·m)	119.96	119.96	119.96	119.96
$\Sigma M_{v,u}$ (t·m)	49.03	49.03	4.08	10.17
(*) : pésimo	✓	✓ *	✓	✓

Nota: No se han considerado anchos efectivos de losa en el cálculo de los momentos de agotamiento.

Comprobaciones del pilar P7

5. NIVEL 0_CIMENTACION

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 60x60 cm
	Tramo : -0.660/0.000 m
	Altura libre : 0.00 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : HA-25, Yc=1.5
	Acero : B 500 S, Ys=1.15
	Longitud de pandeo
	Plano ZX : 3.50 m
	Plano ZY : 3.50 m
	Armadura longitudinal
	Esquina : 4Ø20
	Cara X : 8Ø12
	Cara Y : 8Ø12
	Cuantía : 0.85 %
	Armadura transversal
	Estribos : 1eØ6+X2rØ6+Y2rØ6

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.8.2 y A19.9.5)

La comprobación no procede

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.5.2)

La comprobación no procede

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.037} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{36.12} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{43.91} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max} : \underline{1524.36} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.

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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1524.36} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.092}$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Comprobaciones del pilar P7

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$s_{cp} : \underline{1.53} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1885.18} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{465.31} \text{ mm}$$

η_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$\eta_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1524.36} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.092}$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$s_{cp} : \underline{1.53} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1885.18} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{465.31} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P7

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

n_1 : 0.600

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

α : 90.0 grados

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

θ : 45.0 grados

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

η_1 : 0.079 ✓

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{Ed,x}$: 117.73 kN

$V_{Ed,y}$: 26.67 kN

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

$V_{Rd,max,Vx}$: 1541.36 kN

$V_{Rd,max,Vy}$: 1395.14 kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa+0.3·SY.

El 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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$V_{Rd,max}$: 1541.36 kN

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

α_{cw} : 1.105

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

σ_{cp} : 1.75 MPa

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

N_{Ed} : 1169.20 kN

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A'_s : 10.81 cm²

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 3600.00 cm²

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{yd} : 500.00 MPa

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 16.67 MPa

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

b_w : 600.00 mm

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

Comprobaciones del pilar P7

z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$z : \underline{465.05} \text{ mm}$$

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1395.14} \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$s_{cp} : \underline{-1.01} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{1169.20} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{465.05} \text{ mm}$$

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Comprobaciones del pilar P7

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

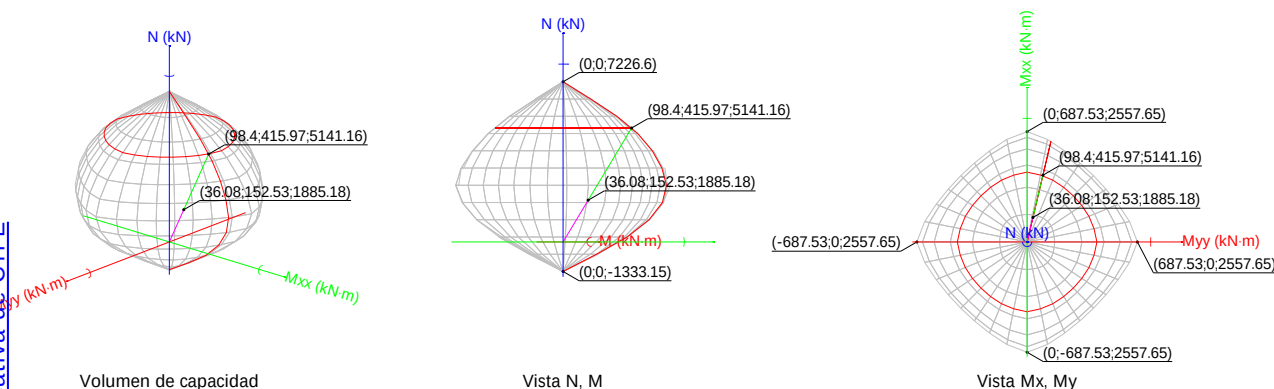
Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{es}imos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.

Se debe satisfacer:

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

$$h : 0.367 \quad \checkmark$$

Producido por una versión educativa de CYPE



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{es}imos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}, e_{0,y}$ es superior a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &: 1885.18 \text{ kN} \\ M_{Ed,x} &: 152.53 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} &: 36.08 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{Rd} &: 5141.16 \text{ kN} \\ M_{Rd,x} &: 415.97 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: 98.40 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_{e,x} &: 19.14 \text{ mm} \\ e_{e,y} &: 80.91 \text{ mm} \end{aligned}$$

Comprobaciones del pilar P7

$$e_{\min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{\min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{80.91} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{152.53} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{1885.18} \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{\min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{\min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{19.14} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{36.08} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{1885.18} \text{ kN}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{20.21}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.500} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$l_{inf} : \underline{22.23}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.20}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.22}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P7

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$f_{cd} : 16.67 \text{ MPa}$$

$$C : 0.70$$

$$n : 0.31$$

$$N_{Ed} : 1885.18 \text{ kN}$$

$$l : 20.21$$

$$l_0 : 3.500 \text{ m}$$

$$i_c : 17.32 \text{ cm}$$

$$A_c : 3600.00 \text{ cm}^2$$

$$I : 1080000.00 \text{ cm}^4$$

$$I_{inf} : 22.23$$

$$A : 0.74$$

$$j_{ef} : 1.8$$

$$B : 1.20$$

$$w : 0.22$$

$$A_s : 30.66 \text{ cm}^2$$

$$A_c : 3600.00 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : 16.67 \text{ MPa}$$

$$C : 0.70$$

$$n : 0.31$$

$$N_{Ed} : 1885.18 \text{ kN}$$

Cálculo de la capacidad resistente

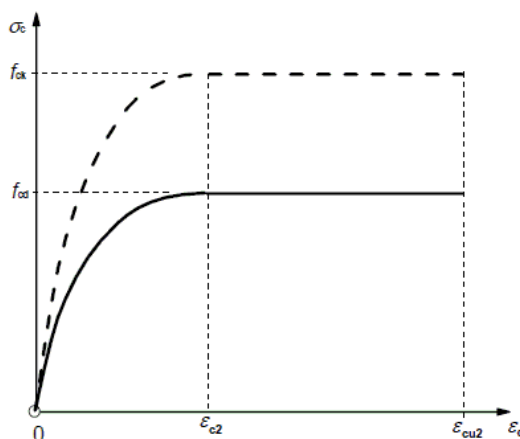
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.

Comprobaciones del pilar P7

- (c) Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- (d) Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ε_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ε_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

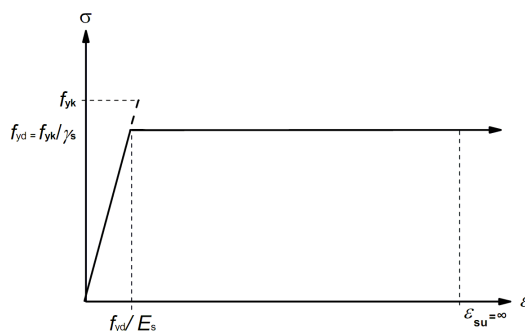
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

- (e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



ε_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$\varepsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

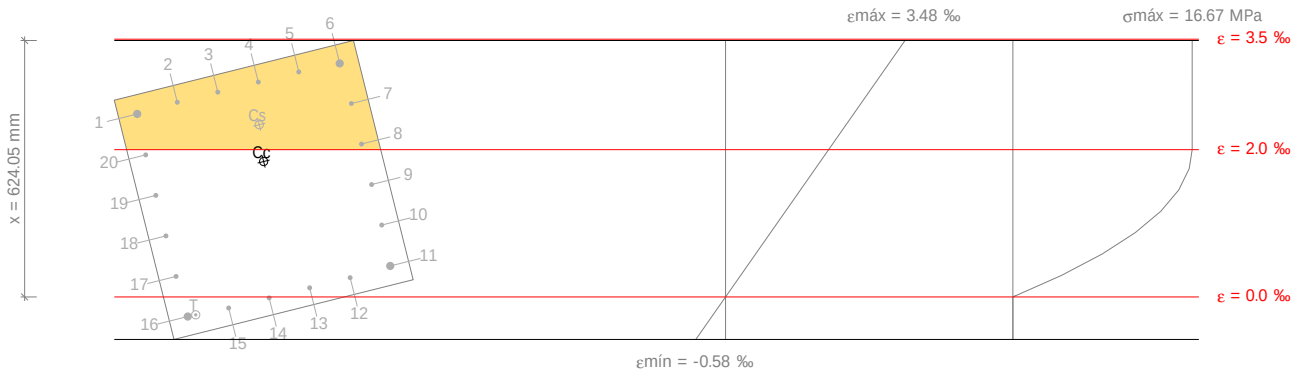
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

Comprobaciones del pilar P7

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Producido por una versión educativa de CYPE

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	+400.00	+0.002485
2	Ø12	-152.40	258.00	+400.00	+0.002644
3	Ø12	-50.80	258.00	+400.00	+0.002781
4	Ø12	50.80	258.00	+400.00	+0.002918
5	Ø12	152.40	258.00	+400.00	+0.003056
6	Ø20	254.00	254.00	+400.00	+0.003171
7	Ø12	258.00	152.40	+400.00	+0.002627
8	Ø12	258.00	50.80	+400.00	+0.002076
9	Ø12	258.00	-50.80	+305.28	+0.001526
10	Ø12	258.00	-152.40	+195.26	+0.000976
11	Ø20	254.00	-254.00	+84.16	+0.000421
12	Ø12	152.40	-258.00	+52.36	+0.000262
13	Ø12	50.80	-258.00	+24.90	+0.000124
14	Ø12	-50.80	-258.00	-2.57	-0.000013
15	Ø12	-152.40	-258.00	-30.03	-0.000150
16	Ø20	-254.00	-254.00	-53.17	-0.000266
17	Ø12	-258.00	-152.40	+55.77	+0.000279
18	Ø12	-258.00	-50.80	+165.79	+0.000829
19	Ø12	-258.00	50.80	+275.81	+0.001379
20	Ø12	-258.00	152.40	+385.83	+0.001929

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	4447.11	16.57	67.20
Cs	714.45	27.91	156.69
T	20.39	-234.18	-254.72

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{5141.16} \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar P7

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{415.97} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{98.40} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{4447.11} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{714.45} \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{20.39} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{16.57} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{67.20} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{27.91} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{156.69} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-234.18} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-254.72} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0003}$$

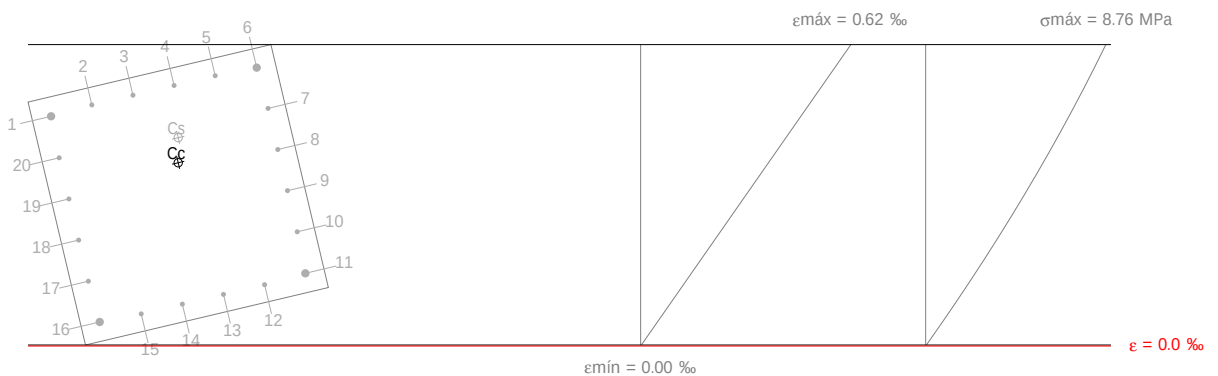
s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{53.17} \text{ MPa}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	+94.85	+0.000474
2	Ø12	-152.40	258.00	+99.54	+0.000498
3	Ø12	-50.80	258.00	+103.56	+0.000518
4	Ø12	50.80	258.00	+107.57	+0.000538
5	Ø12	152.40	258.00	+111.59	+0.000558
6	Ø20	254.00	254.00	+114.94	+0.000575
7	Ø12	258.00	152.40	+98.11	+0.000491
8	Ø12	258.00	50.80	+81.13	+0.000406
9	Ø12	258.00	-50.80	+64.15	+0.000321
10	Ø12	258.00	-152.40	+47.16	+0.000236
11	Ø20	254.00	-254.00	+30.02	+0.000150
12	Ø12	152.40	-258.00	+25.34	+0.000127
13	Ø12	50.80	-258.00	+21.32	+0.000107
14	Ø12	-50.80	-258.00	+17.30	+0.000087

Comprobaciones del pilar P7

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
15	Ø12	-152.40	-258.00	+13.28	+0.000066
16	Ø20	-254.00	-254.00	+9.94	+0.000050
17	Ø12	-258.00	-152.40	+26.76	+0.000134
18	Ø12	-258.00	-50.80	+43.74	+0.000219
19	Ø12	-258.00	50.80	+60.73	+0.000304
20	Ø12	-258.00	152.40	+77.71	+0.000389

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1693.73	17.73	74.96
Cs	191.45	31.60	133.57
T	0.00	0.00	0.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{1885.18} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{152.53} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{36.08} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{1693.73} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{191.45} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.00} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{17.73} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{74.96} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{31.60} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{133.57} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0006}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0000}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{8.76} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{0.00} \text{ MPa}$$

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

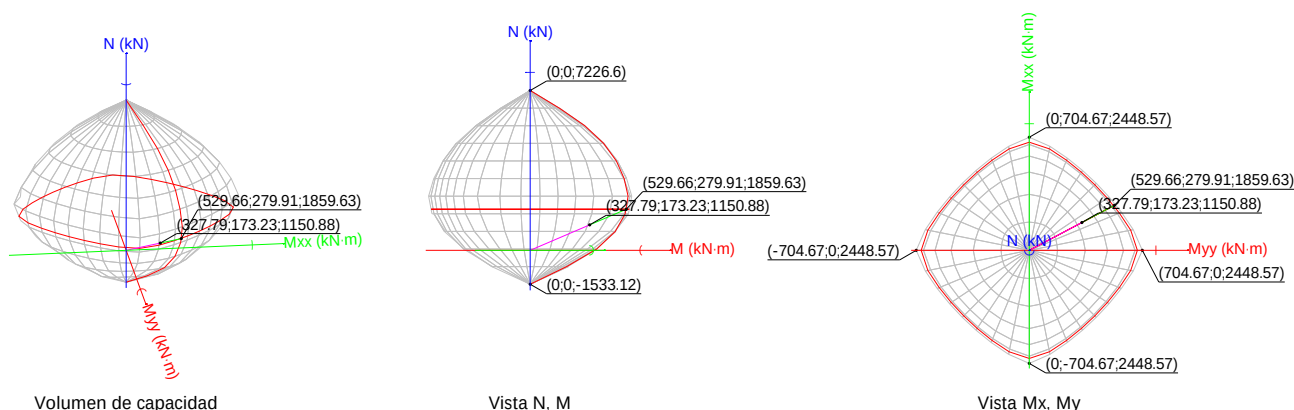
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa+0.3·SY.

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.619} \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P7



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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.

$$\begin{aligned} N_{Ed} &: \underline{1150.88} \text{ kN} \\ M_{Ed,x} &: \underline{173.23} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} &: \underline{327.79} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{aligned} N_{Rd} &: \underline{1859.63} \text{ kN} \\ M_{Rd,x} &: \underline{279.91} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: \underline{529.66} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

$$\begin{aligned} e_{e,x} &: \underline{284.82} \text{ mm} \\ e_{e,y} &: \underline{150.52} \text{ mm} \end{aligned}$$

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\geq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{150.52} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{173.23} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comprobaciones del pilar P7

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

N_d : 1150.88 kN

En el eje y:

$$e_{\min} = \frac{h}{30} \not\leq 20 \text{ mm}$$

$e_{\min}$: 20.00 mm

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

h : 600.00 mm

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

e_0 : 284.82 mm

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

M_d : 327.79 kN·m

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

N_d : 1150.88 kN

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior $\lambda_{\lim}$ indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

l : 20.21

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

l_0 : 3.500 m

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

i_c : 17.32 cm

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 3600.00 cm²

I : Inercia.

I : 1080000.00 cm⁴

$$\lambda_{\lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$l_{\inf}$: 29.11

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

A : 0.74

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

j_{ef} : 1.8

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

B : 1.23

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

w : 0.26

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

A_s : 30.66 cm²

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 3600.00 cm²

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 500.00 MPa

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 16.67 MPa

$$C = 0.7$$

C : 0.70

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

n : 0.19

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

N_{Ed} : 1150.88 kN

En el eje y:

Comprobaciones del pilar P7

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{20.21}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.500} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$I_{inf} : \underline{29.11}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.23}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.26}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{30.66} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C = 0.7$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n : \underline{0.19}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1150.88} \text{ kN}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

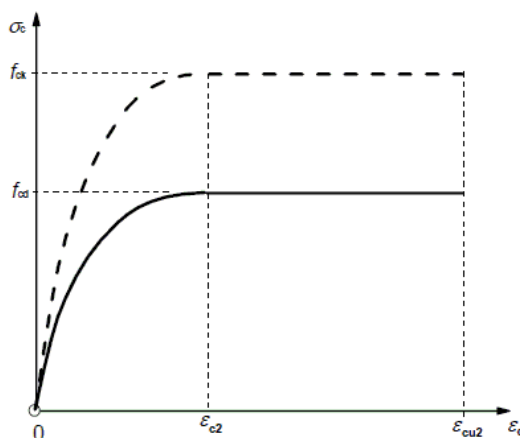
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Comprobaciones del pilar P7



e_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{cu2} : \underline{0.0035}$$

e_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

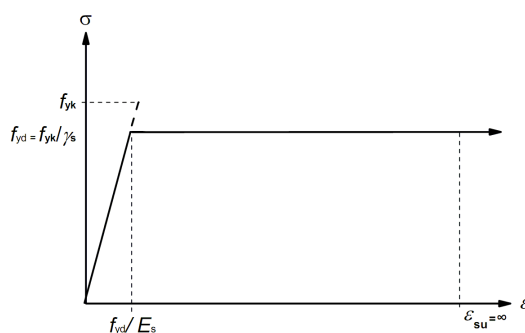
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(d) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

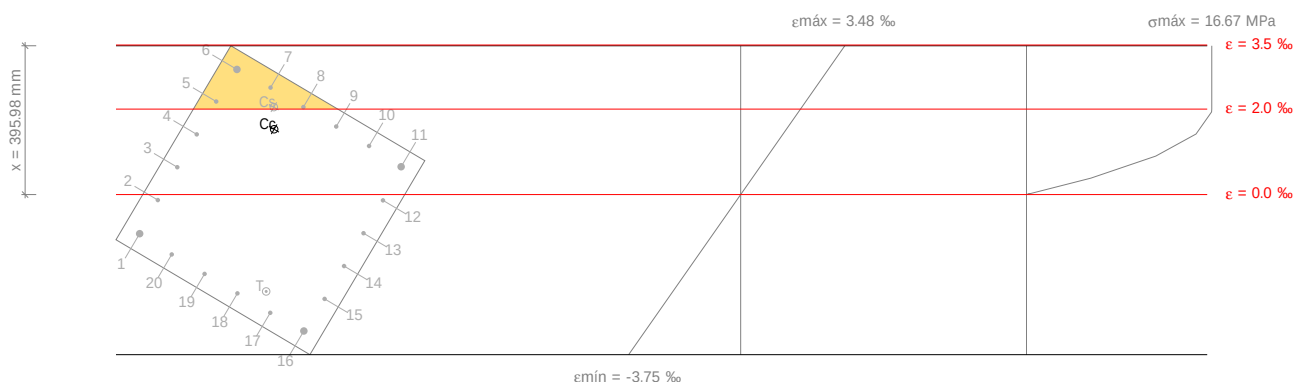
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Comprobaciones del pilar P7

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-183.10	-0.000915
2	Ø12	-152.40	258.00	-25.76	-0.000129
3	Ø12	-50.80	258.00	+127.99	+0.000640
4	Ø12	50.80	258.00	+281.74	+0.001409
5	Ø12	152.40	258.00	+400.00	+0.002177
6	Ø20	254.00	254.00	+400.00	+0.002928
7	Ø12	258.00	152.40	+400.00	+0.002503
8	Ø12	258.00	50.80	+400.00	+0.002048
9	Ø12	258.00	-50.80	+318.44	+0.001592
10	Ø12	258.00	-152.40	+227.36	+0.001137
11	Ø20	254.00	-254.00	+130.22	+0.000651
12	Ø12	152.40	-258.00	-27.12	-0.000136
13	Ø12	50.80	-258.00	-180.87	-0.000904
14	Ø12	-50.80	-258.00	-334.62	-0.001673
15	Ø12	-152.40	-258.00	-488.37	-0.002442
16	Ø20	-254.00	-254.00	-500.00	-0.003193
17	Ø12	-258.00	-152.40	-500.00	-0.002767
18	Ø12	-258.00	-50.80	-462.41	-0.002312
19	Ø12	-258.00	50.80	-371.32	-0.001857
20	Ø12	-258.00	152.40	-280.24	-0.001401

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1965.92	167.57	87.69
Cs	410.36	217.75	118.43
T	516.66	-214.61	-114.06

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{1859.63} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{279.91} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{529.66} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P7

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

C_c : 1965.92 kN

C_s : 410.36 kN

T : 516.66 kN

$e_{cc,x}$: 167.57 mm

$e_{cc,y}$: 87.69 mm

$e_{cs,x}$: 217.75 mm

$e_{cs,y}$: 118.43 mm

$e_{T,x}$: -214.61 mm

$e_{T,y}$: -114.06 mm

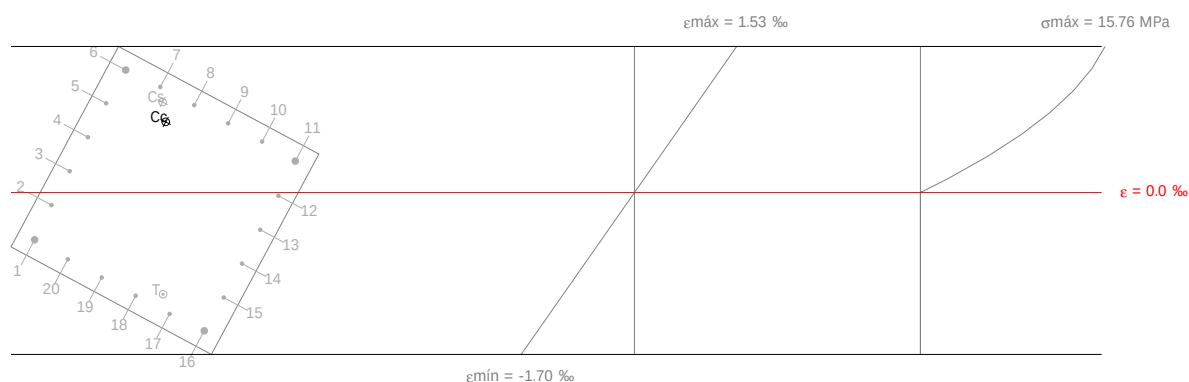
e_{cmax} : 0.0035

e_{smax} : 0.0032

s_{cmax} : 16.67 MPa

s_{smax} : 500.00 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-99.01	-0.000495
2	Ø12	-152.40	258.00	-26.27	-0.000131
3	Ø12	-50.80	258.00	+44.97	+0.000225
4	Ø12	50.80	258.00	+116.20	+0.000581
5	Ø12	152.40	258.00	+187.44	+0.000937
6	Ø20	254.00	254.00	+257.17	+0.001286
7	Ø12	258.00	152.40	+221.74	+0.001109
8	Ø12	258.00	50.80	+183.51	+0.000918
9	Ø12	258.00	-50.80	+145.28	+0.000726
10	Ø12	258.00	-152.40	+107.05	+0.000535
11	Ø20	254.00	-254.00	+66.02	+0.000330
12	Ø12	152.40	-258.00	-6.72	-0.000034
13	Ø12	50.80	-258.00	-77.96	-0.000390
14	Ø12	-50.80	-258.00	-149.19	-0.000746
15	Ø12	-152.40	-258.00	-220.43	-0.001102
16	Ø20	-254.00	-254.00	-290.16	-0.001451
17	Ø12	-258.00	-152.40	-254.73	-0.001274
18	Ø12	-258.00	-50.80	-216.50	-0.001083

Comprobaciones del pilar P7

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
19	Ø12	-258.00	50.80	-178.27	-0.000891
20	Ø12	-258.00	152.40	-140.04	-0.000700

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1201.46	183.56	96.27
Cs	215.33	225.78	128.27
T	265.91	-220.52	-112.59

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{1150.88} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{173.23} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{327.79} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{1201.46} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{215.33} \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{265.91} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{183.56} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,y} : \underline{96.27} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{225.78} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{128.27} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{-220.52} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-112.59} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0015}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0015}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{15.76} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{290.16} \text{ MPa}$$

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

La comprobación no procede

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad.

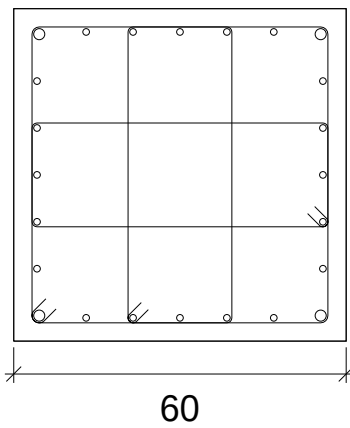


ÍNDICE

1. NIVEL 6_COTA MÁXIMA (11.85 - 13 M).....	2
2. NIVEL 4_COMIENZO CUBIERTA (9.3 - 11.85 M).....	22
3. NIVEL 3_ENTREPLANTA (6.6 - 9.3 M).....	46
4. NIVEL 2_SEGUNDA PLANTA (3.8 - 6.6 M).....	73
5. NIVEL 1_PRIMERA PLANTA (0 - 3.8 M).....	99
6. NIVEL 0_CIMENTACION.....	124

Comprobaciones del pilar P12

1. NIVEL 6_COTA MÁXIMA (11.85 - 13 M)

Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones : 60x60 cm	
	Tramo : 11.850/13.000 m	
	Altura libre : 1.15 m	
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm	
	Tamaño máximo de árido : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : HA-25, $Y_c=1.5$	Plano ZX : 1.15 m
	Acero : B 500 S, $Y_s=1.15$	Plano ZY : 1.15 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø20	Estribos : 3eØ6	
Cara X : 10Ø12	Separación : 12 cm	
Cara Y : 10Ø12		
Cuantía : 0.98 %		

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.8.2 y A19.9.5)

Un pilar es un elemento cuyo canto es inferior a 4 veces su ancho (Artículos A19.5.3.1(7) y A19.9.5.1).

$$h \leq 4 \cdot b$$

$$600 \text{ mm} \leq 2400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a $s_{\min}$ (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$69 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{\min}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{\max}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{\max}$: Diámetro máximo de la armadura.

$$\phi_{\max} : \underline{20} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 12 mm (Artículo A19.9.5.2(1)):

$$\phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$$

$$12 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$\phi_{\min}$: Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\phi_{\min} : \underline{12} \text{ mm}$$

Estribos

Comprobaciones del pilar P12

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$114 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{6} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\phi_{max} : \underline{6} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debe superar $s_{cl,max}$ (Artículo A19.9.5.3(3)):

$$s_t \leq s_{cl,max}$$

$$120 \text{ mm} \leq 180 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{cl,max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{cl,max} : \underline{180} \text{ mm}$$

$$s_1 = 15 \cdot \phi_{min}$$

$$s_1 : \underline{300} \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{180} \text{ mm}$$

$$s_3 = \min(G, h)$$

$$s_3 : \underline{600} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\phi_{min} : \underline{12} \text{ mm}$$

El diámetro de la armadura transversal no debe ser inferior a un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo A19.9.5.3(1)):

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{max} \quad \checkmark$$

$$6 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

Ninguna barra de la zona de compresión debe estar a una distancia superior a 150 mm de otra que se encuentre sujeta (Artículo 9.5.3(6)).

$$s_{b,max} \leq 150 \text{ mm}$$

$$85 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{b,max}$: Separación máxima entre una barra no sujeta y otra barra sujeta.

$$s_{b,max} : \underline{85} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P12

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal A_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$35.19 \text{ cm}^2 \geq 14.40 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$$A_{s,min} : \underline{14.40} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

El área de la armadura longitudinal A_s no debería superar $A_{s,max}$ (Artículo A19.9.5.2(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

$$35.19 \text{ cm}^2 \leq 138.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$$

$$A_{s,max} : \underline{138.00} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

El área total de la armadura longitudinal A'_s no debería ser menor que $A'_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A'_s \geq A'_{s,min}$$

$$35.19 \text{ cm}^2 \geq 0.08 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A'_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$$

$$A'_{s,min} : \underline{0.08} \text{ cm}^2$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{36.29} \text{ kN}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.067} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{0.07} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{92.68} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max} : \underline{1380.98} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.635} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P12

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{0.07} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{92.68} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} : \underline{145.96} \text{ kN}$$

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

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1380.98} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$s_{cp} : \underline{-1.75} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{-11.06} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{14.20} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{460.33} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1380.98} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

Comprobaciones del pilar P12

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$s_{cp} : \underline{-1.75} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{-11.06} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{14.20} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{460.33} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Producido por la Comisión educativa de CYPE

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{145.96} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{102.56} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.657}$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.008}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

$$A_{sl} : \underline{20.99} \text{ cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P12

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

s_{cp} : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$s_{cp} : \underline{-0.03} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{-11.06} \text{ kN}$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{463.82} \text{ mm}$$

$$v_{min} : \underline{0.37} \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{145.96} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{102.56} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.657}$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.008}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

$$A_{sl} : \underline{20.99} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

s_{cp} : Tensión media de compresión.

$$s_{cp} : \underline{-0.03} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{-11.06} \text{ kN}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{463.82} \text{ mm}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} : \underline{0.37} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P12

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.109} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{0.40} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{151.02} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max} : \underline{1379.71} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.871} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{0.40} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{151.02} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,s} : \underline{173.38} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+SY.

El 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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1379.71} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$s_{cp} : \underline{-2.04} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{-25.40} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{14.20} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

Comprobaciones del pilar P12

z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$z : \underline{459.90} \text{ mm}$$

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1379.71} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{-2.04} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{-25.40} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{14.20} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{459.90} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+SY.

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

Comprobaciones del pilar P12

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{173.38} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

s : Separación entre estribos.

$$s : \underline{120} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$z : \underline{45.99} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{173.38} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

s : Separación entre estribos.

$$s : \underline{120} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$z : \underline{45.99} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$120 \text{ mm} \leq 348 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s : Separación entre estribos.

$$s : \underline{120} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s_{l,max} : \underline{348} \text{ mm}$$

Siendo:

d : Canto útil de la sección.

$$d : \underline{463.82} \text{ mm}$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

Comprobaciones del pilar P12

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

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

$$182 \text{ mm} \leq 348 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$s_{t,max} : \underline{348} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{463.82} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0016 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$r_w : \underline{0.0016}$$

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

s: Separación entre estribos.

$$s : \underline{120} \text{ mm}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0008}$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

$$f_{ctm} : \underline{2.56} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

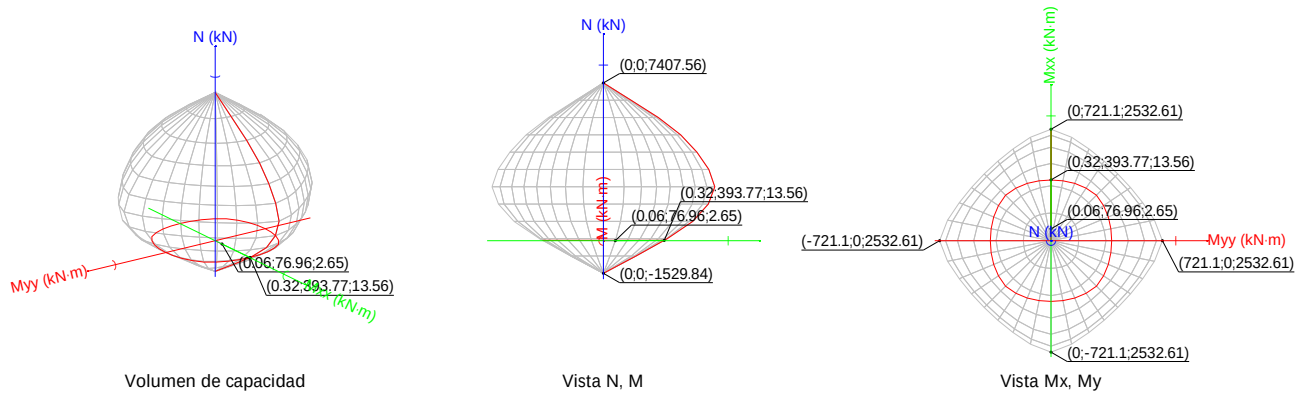
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.195} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P12



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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.

$$\begin{array}{lcl} N_{Ed} & : & 2.65 \text{ kN} \\ M_{Ed,x} & : & 76.96 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} & : & 0.06 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{array}{lcl} N_{Rd} & : & 13.56 \text{ kN} \\ M_{Rd,x} & : & 393.77 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} & : & 0.32 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

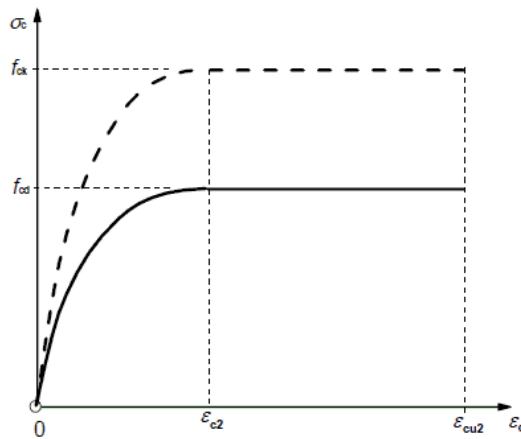
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de la hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Comprobaciones del pilar P12



e_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{cu2} : \underline{0.0035}$$

e_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

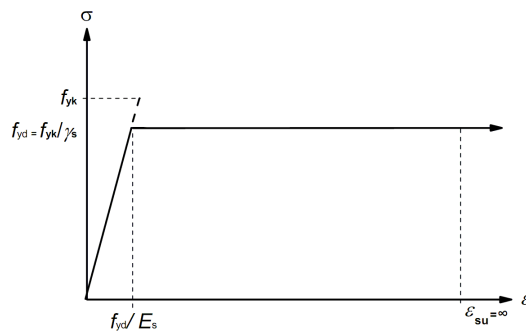
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(d) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

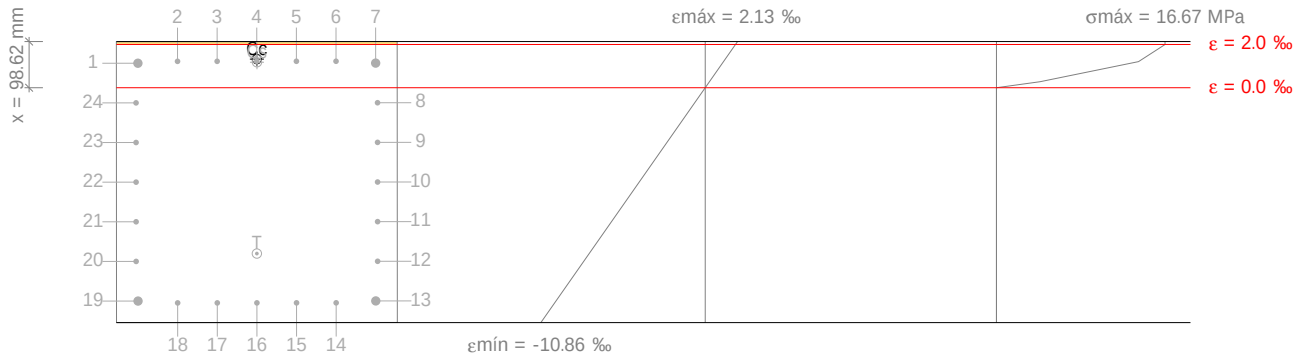
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Comprobaciones del pilar P12

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo p_simos:



Producido por una versión educativa de CYPE

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	+226.51	+0.001133
2	Ø12	-169.33	258.00	+244.03	+0.001220
3	Ø12	-84.67	258.00	+244.23	+0.001221
4	Ø12	0.00	258.00	+244.44	+0.001222
5	Ø12	84.67	258.00	+244.64	+0.001223
6	Ø12	169.33	258.00	+244.84	+0.001224
7	Ø20	254.00	254.00	+227.73	+0.001139
8	Ø12	258.00	169.33	-138.83	-0.000694
9	Ø12	258.00	84.67	-434.78	-0.002527
10	Ø12	258.00	0.00	-434.78	-0.004360
11	Ø12	258.00	-84.67	-434.78	-0.006193
12	Ø12	258.00	-169.33	-434.78	-0.008025
13	Ø20	254.00	-254.00	-434.78	-0.009858
14	Ø12	169.33	-258.00	-434.78	-0.009946
15	Ø12	84.67	-258.00	-434.78	-0.009947
16	Ø12	0.00	-258.00	-434.78	-0.009948
17	Ø12	-84.67	-258.00	-434.78	-0.009949
18	Ø12	-169.33	-258.00	-434.78	-0.009950
19	Ø20	-254.00	-254.00	-434.78	-0.009864
20	Ø12	-258.00	-169.33	-434.78	-0.008032
21	Ø12	-258.00	-84.67	-434.78	-0.006199
22	Ø12	-258.00	0.00	-434.78	-0.004366
23	Ø12	-258.00	84.67	-434.78	-0.002533
24	Ø12	-258.00	169.33	-140.07	-0.000700

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	676.62	0.25	262.66
Cs	280.93	0.42	255.97
T	943.99	-0.04	-152.69

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{13.56} \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar P12

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{393.77} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.32} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{676.62} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{280.93} \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{943.99} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.25} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{262.66} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.42} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{255.97} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-0.04} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-152.69} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0021}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0100}$$

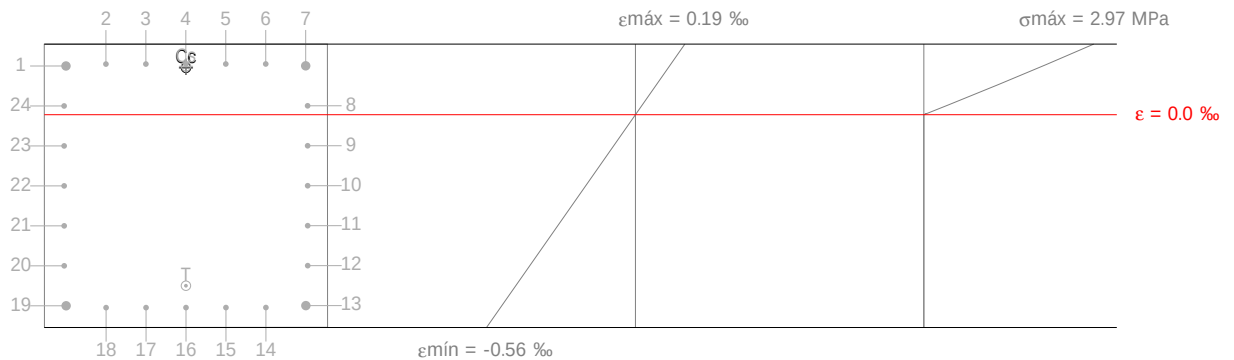
s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	+25.82	+0.000129
2	Ø12	-169.33	258.00	+26.84	+0.000134
3	Ø12	-84.67	258.00	+26.85	+0.000134
4	Ø12	0.00	258.00	+26.87	+0.000134
5	Ø12	84.67	258.00	+26.88	+0.000134
6	Ø12	169.33	258.00	+26.89	+0.000134
7	Ø20	254.00	254.00	+25.91	+0.000130
8	Ø12	258.00	169.33	+4.73	+0.000024
9	Ø12	258.00	84.67	-16.46	-0.000082
10	Ø12	258.00	0.00	-37.64	-0.000188
11	Ø12	258.00	-84.67	-58.82	-0.000294
12	Ø12	258.00	-169.33	-80.00	-0.000400
13	Ø20	254.00	-254.00	-101.18	-0.000506
14	Ø12	169.33	-258.00	-102.20	-0.000511

Comprobaciones del pilar P12

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	e
15	Ø12	84.67	-258.00	-102.21	-0.000511
16	Ø12	0.00	-258.00	-102.23	-0.000511
17	Ø12	-84.67	-258.00	-102.24	-0.000511
18	Ø12	-169.33	-258.00	-102.25	-0.000511
19	Ø20	-254.00	-254.00	-101.27	-0.000506
20	Ø12	-258.00	-169.33	-80.09	-0.000400
21	Ø12	-258.00	-84.67	-58.90	-0.000295
22	Ø12	-258.00	0.00	-37.72	-0.000189
23	Ø12	-258.00	84.67	-16.54	-0.000083
24	Ø12	-258.00	169.33	+4.64	+0.000023

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	135.23	0.26	249.80
Cs	32.50	0.32	253.11
T	165.09	-0.11	-211.69

Producido por una versión de software de tipo privativo

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Ed} : \underline{2.65} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{76.96} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.06} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{135.23} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{32.50} \text{ kN}$$

$$T : \underline{165.09} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.26} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{249.80} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.32} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{253.11} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{-0.11} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-211.69} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0002}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0005}$$

$$s_{cmax} : \underline{2.97} \text{ MPa}$$

$$s_{smax} : \underline{102.25} \text{ MPa}$$

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

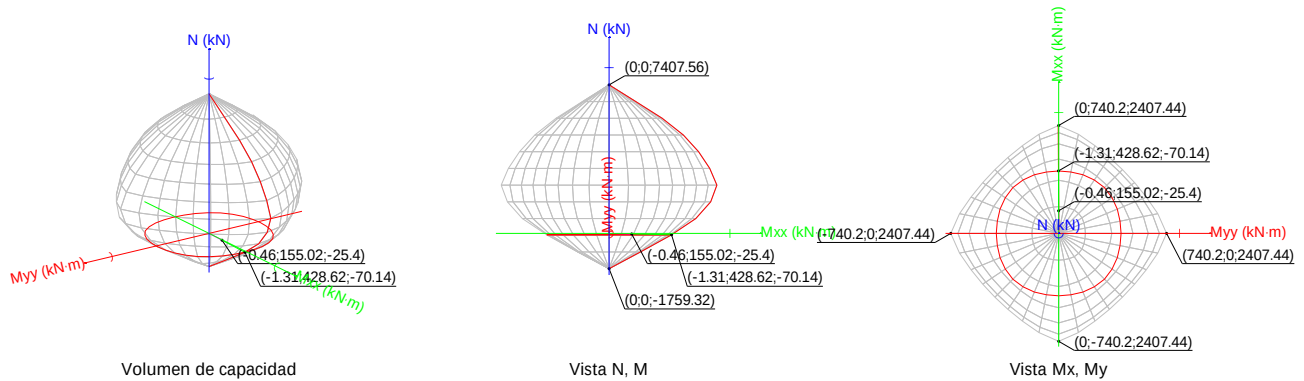
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+SY".

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.362} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P12



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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.

$$N_{Ed} : \underline{-25.40} \text{ kN}$$

$$M_{Ed, x} : \underline{155.02} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed, y} : \underline{-0.46} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{-70.14} \text{ kN}$$

$$M_{Rd, x} : \underline{428.62} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd, y} : \underline{-1.31} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

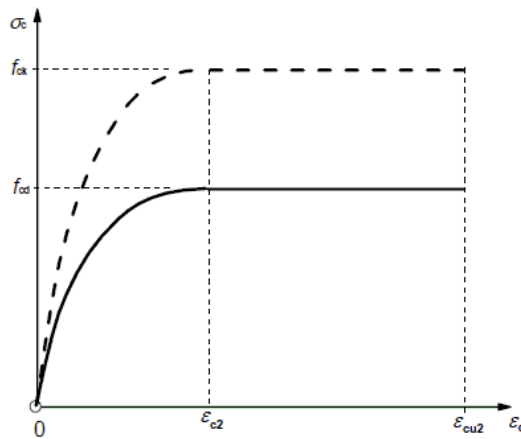
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de la hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Comprobaciones del pilar P12



e_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{cu2} : \underline{0.0035}$$

e_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

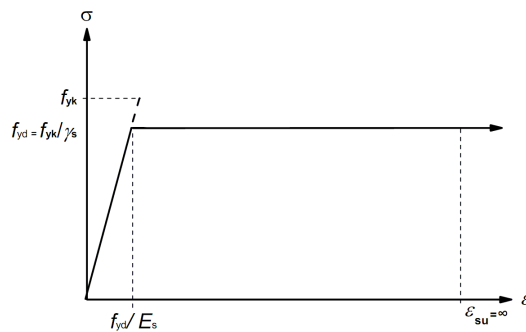
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(d) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

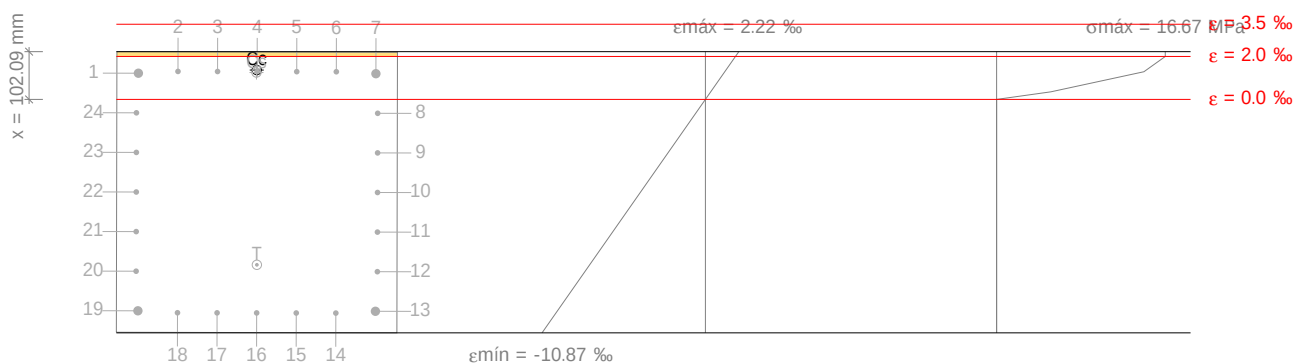
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Comprobaciones del pilar P12

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo p_simos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	+243.90	+0.001220
2	Ø12	-169.33	258.00	+260.57	+0.001303
3	Ø12	-84.67	258.00	+259.82	+0.001299
4	Ø12	0.00	258.00	+259.07	+0.001295
5	Ø12	84.67	258.00	+258.32	+0.001292
6	Ø12	169.33	258.00	+257.57	+0.001288
7	Ø20	254.00	254.00	+239.39	+0.001197
8	Ø12	258.00	169.33	-129.43	-0.000647
9	Ø12	258.00	84.67	-498.22	-0.002491
10	Ø12	258.00	0.00	-500.00	-0.004335
11	Ø12	258.00	-84.67	-500.00	-0.006179
12	Ø12	258.00	-169.33	-500.00	-0.008023
13	Ø20	254.00	-254.00	-500.00	-0.009867
14	Ø12	169.33	-258.00	-500.00	-0.009950
15	Ø12	84.67	-258.00	-500.00	-0.009946
16	Ø12	0.00	-258.00	-500.00	-0.009942
17	Ø12	-84.67	-258.00	-500.00	-0.009939
18	Ø12	-169.33	-258.00	-500.00	-0.009935
19	Ø20	-254.00	-254.00	-500.00	-0.009844
20	Ø12	-258.00	-169.33	-500.00	-0.008000
21	Ø12	-258.00	-84.67	-500.00	-0.006156
22	Ø12	-258.00	0.00	-500.00	-0.004312
23	Ø12	-258.00	84.67	-493.64	-0.002468
24	Ø12	-258.00	169.33	-124.85	-0.000624

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	708.67	-0.86	261.26
Cs	298.34	-1.45	255.96
T	1077.15	0.25	-155.14

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{\underline{-70.14}} \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar P12

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{428.62} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{-1.31} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{708.67} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{298.34} \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{1077.15} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-0.86} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{261.26} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-1.45} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{255.96} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.25} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-155.14} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0022}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0100}$$

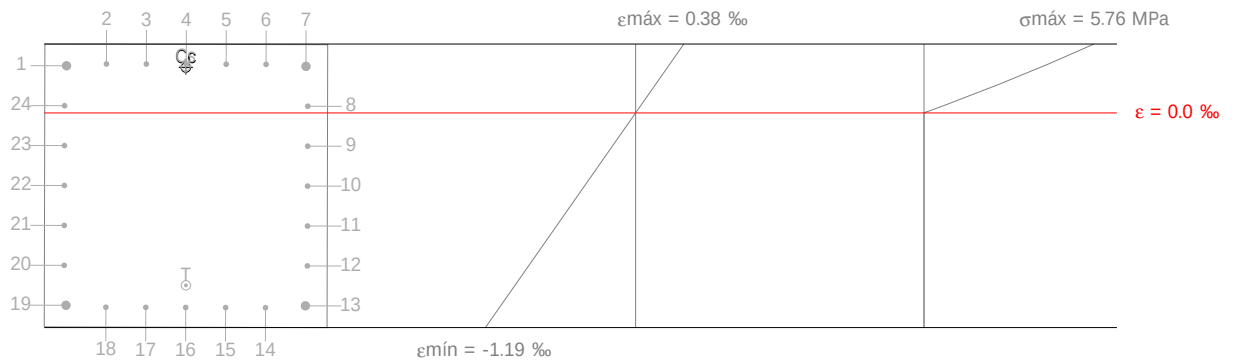
s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	+52.26	+0.000261
2	Ø12	-169.33	258.00	+54.24	+0.000271
3	Ø12	-84.67	258.00	+54.14	+0.000271
4	Ø12	0.00	258.00	+54.03	+0.000270
5	Ø12	84.67	258.00	+53.93	+0.000270
6	Ø12	169.33	258.00	+53.82	+0.000269
7	Ø20	254.00	254.00	+51.63	+0.000258
8	Ø12	258.00	169.33	+7.39	+0.000037
9	Ø12	258.00	84.67	-36.84	-0.000184
10	Ø12	258.00	0.00	-81.07	-0.000405
11	Ø12	258.00	-84.67	-125.30	-0.000627
12	Ø12	258.00	-169.33	-169.54	-0.000848
13	Ø20	254.00	-254.00	-213.76	-0.001069
14	Ø12	169.33	-258.00	-215.75	-0.001079

Comprobaciones del pilar P12

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	e
15	Ø12	84.67	-258.00	-215.64	-0.001078
16	Ø12	0.00	-258.00	-215.54	-0.001078
17	Ø12	-84.67	-258.00	-215.43	-0.001077
18	Ø12	-169.33	-258.00	-215.33	-0.001077
19	Ø20	-254.00	-254.00	-213.14	-0.001066
20	Ø12	-258.00	-169.33	-168.90	-0.000844
21	Ø12	-258.00	-84.67	-124.67	-0.000623
22	Ø12	-258.00	0.00	-80.43	-0.000402
23	Ø12	-258.00	84.67	-36.20	-0.000181
24	Ø12	-258.00	169.33	+8.03	+0.000040

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	258.74	-0.94	250.70
Cs	64.94	-1.21	253.61
T	349.08	0.39	-211.09

Producido por una versión de ZYPE

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Ed} : \underline{-25.40} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{155.02} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{-0.46} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$C_c : \underline{258.74} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{64.94} \text{ kN}$$

$$T : \underline{349.08} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{-0.94} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{250.70} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{-1.21} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{253.61} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.39} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-211.09} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0004}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0011}$$

$$s_{cmax} : \underline{5.76} \text{ MPa}$$

$$s_{smax} : \underline{215.75} \text{ MPa}$$

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad.



Comprobaciones del pilar P12

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$44 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{6} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\phi_{max} : \underline{6} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debe superar $s_{cl,max}$ (Artículo A19.9.5.3(3)):

$$s_t \leq s_{cl,max}$$

$$50 \text{ mm} \leq 180 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{cl,max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{cl,max} : \underline{180} \text{ mm}$$

$$s_1 = 15 \cdot \phi_{min}$$

$$s_1 : \underline{300} \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{180} \text{ mm}$$

$$s_3 = \min(G, h)$$

$$s_3 : \underline{600} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\phi_{min} : \underline{12} \text{ mm}$$

El diámetro de la armadura transversal no debe ser inferior a un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo A19.9.5.3(1)):

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{max} \quad \checkmark$$

$$6 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

Ninguna barra de la zona de compresión debe estar a una distancia superior a 150 mm de otra que se encuentre sujeta (Artículo 9.5.3(6)).

$$s_{b,max} \leq 150 \text{ mm}$$

$$85 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{b,max}$: Separación máxima entre una barra no sujeta y otra barra sujeta.

$$s_{b,max} : \underline{85} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P12

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal A_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$35.19 \text{ cm}^2 \geq 14.40 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$$A_{s,min} : \underline{14.40} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

El área de la armadura longitudinal A_s no debería superar $A_{s,max}$ (Artículo A19.9.5.2(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

$$35.19 \text{ cm}^2 \leq 138.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$$

$$A_{s,max} : \underline{138.00} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

El área total de la armadura longitudinal A'_s no debería ser menor que $A'_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A'_s \geq A'_{s,min}$$

$$35.19 \text{ cm}^2 \geq 0.95 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A'_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$$

$$A'_{s,min} : \underline{0.95} \text{ cm}^2$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{414.00} \text{ kN}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.290} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{400.12} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{17.40} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max} : \underline{1380.98} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.962} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P12

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{400.12} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{17.40} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} : \underline{416.49} \text{ kN}$$

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

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1380.98} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.56} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{414.00} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{14.20} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{460.33} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1380.98} \text{ kN}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P12

a_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$a_{cw} : \underline{1.000}$$

$$s_{cp} : \underline{-0.56} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{414.00} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{14.20} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{460.33} \text{ mm}$$

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Procedimiento de una versión educativa de CYPE

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$V_{Rd,s} : \underline{416.49} \text{ kN}$$

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

$$z : \underline{46.03} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Comprobaciones del pilar P12

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{416.49} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

s: Separación entre estribos.

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$z : \underline{46.03} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección X:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$50 \text{ mm} \leq 348 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s: Separación entre estribos.

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s_{l,max} : \underline{348} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{463.82} \text{ mm}$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

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

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

$$182 \text{ mm} \leq 348 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{t,max} : \underline{348} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{463.82} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección X:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0038 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$r_w : \underline{0.0038}$$

Comprobaciones del pilar P12

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} : \underline{0.0008}$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ctm} : \underline{2.56} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.215} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{297.12} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{10.03} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max} : \underline{1379.71} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.714} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{297.12} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{10.03} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,s} : \underline{416.11} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa-SX-0.3·SY".

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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1379.71} \text{ kN}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P12

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} : \underline{-1.24} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{263.95} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{14.20} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{459.90} \text{ mm}$$

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1379.71} \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} : \underline{-1.24} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{263.95} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{14.20} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P12

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.
Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{459.90} \text{ mm}$$

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa-SX-0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{416.11} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

a : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

$$z : \underline{45.99} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{416.11} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

$$z : \underline{45.99} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P12

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

a : 90.0 grados

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

q : 45.0 grados

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección X:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$50 \text{ mm} \leq 348 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s: Separación entre estribos.

s : 50 mm

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$s_{l,max}$: 348 mm

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

d : 463.82 mm

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

a : 90.0 grados

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

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

$$182 \text{ mm} \leq 348 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

$s_{t,max}$: 348 mm

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

d : 463.82 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección X:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0038 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

r_w : 0.0038

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

A_{sw} : 1.13 cm²

s: Separación entre estribos.

s : 50 mm

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

b_w : 600.00 mm

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

a : 90.0 grados

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$r_{w,min}$: 0.0008

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

f_{ctm} : 2.56 MPa

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{ck} : 25.00 MPa

Comprobaciones del pilar P12

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

f_{yk} : 500.00 MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

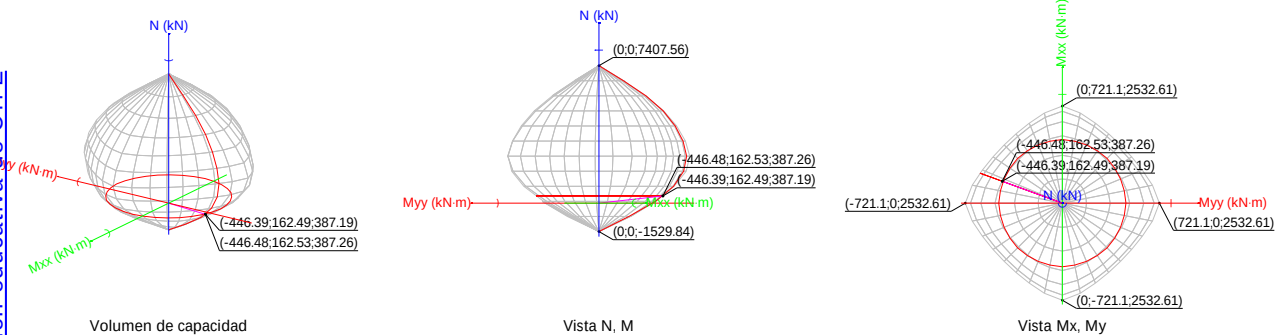
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Se debe satisfacer:

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

h : 1.000 ✓

Producido por una versión educativa de CYPE



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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} : 387.19 kN
 $M_{Ed,x}$: 162.49 kN·m
 $M_{Ed,y}$: -446.39 kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Rd} : 387.26 kN
 $M_{Rd,x}$: 162.53 kN·m
 $M_{Rd,y}$: -446.48 kN·m

Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

$e_{e,x}$: -1152.91 mm
 $e_{e,y}$: 419.68 mm

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

Comprobaciones del pilar P12

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{419.68} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{162.49} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{387.19} \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-1152.91} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-446.39} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{387.19} \text{ kN}$$

Producido por la versión educativa de CYPE

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{12.99}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{2.250} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$l_{inf} : \underline{50.16}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.23}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

Comprobaciones del pilar P12

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

Siendo:

φ_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

$$w : 0.25$$

$$A_s : 35.19 \text{ cm}^2$$

$$A_c : 3600.00 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : 16.67 \text{ MPa}$$

$$C : 0.70$$

$$n : 0.06$$

$$N_{Ed} : 387.19 \text{ kN}$$

$$l : 12.99$$

$$l_0 : 2.250 \text{ m}$$

$$i_c : 17.32 \text{ cm}$$

$$A_c : 3600.00 \text{ cm}^2$$

$$I : 1080000.00 \text{ cm}^4$$

$$l_{inf} : 50.16$$

$$A : 0.74$$

$$\varphi_{ef} : 1.8$$

$$B : 1.23$$

$$w : 0.25$$

$$A_s : 35.19 \text{ cm}^2$$

$$A_c : 3600.00 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : 16.67 \text{ MPa}$$

$$C : 0.70$$

$$n : 0.06$$

$$N_{Ed} : 387.19 \text{ kN}$$

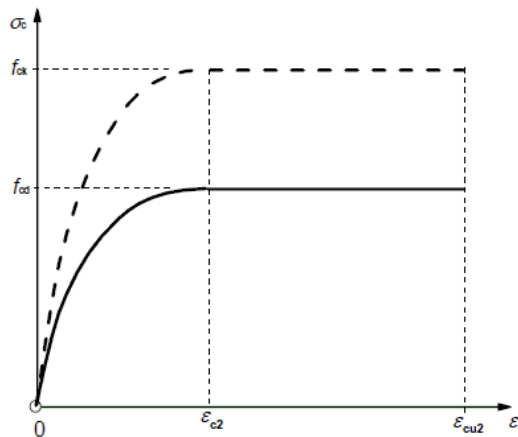
Comprobaciones del pilar P12

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ε_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

ε_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

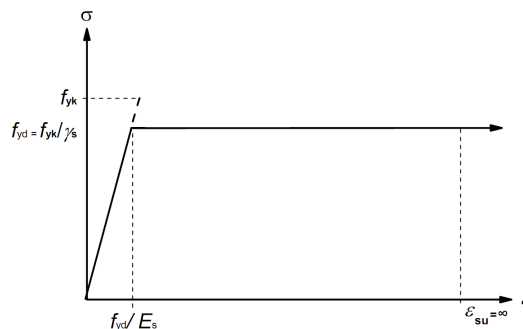
Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

- Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

Comprobaciones del pilar P12

e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

e_{su} : 0.0100

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

f_{yk} : 500.00 MPa

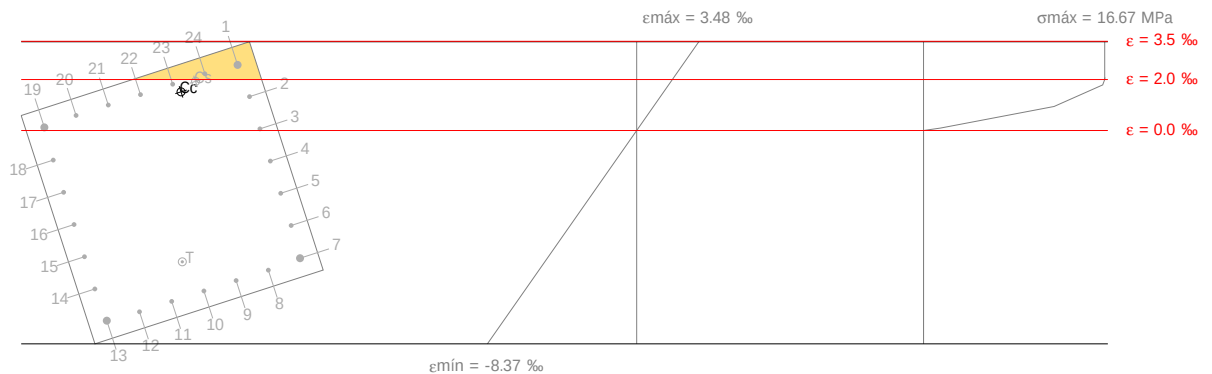
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

γ_s : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:

Producido por una versión educativa de CYPE



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	+400.00	+0.002574
2	Ø12	-169.33	258.00	+265.80	+0.001329
3	Ø12	-84.67	258.00	+12.98	+0.000065
4	Ø12	0.00	258.00	-239.84	-0.001199
5	Ø12	84.67	258.00	-434.78	-0.002463
6	Ø12	169.33	258.00	-434.78	-0.003727
7	Ø20	254.00	254.00	-434.78	-0.005011
8	Ø12	258.00	169.33	-434.78	-0.005479
9	Ø12	258.00	84.67	-434.78	-0.005887
10	Ø12	258.00	0.00	-434.78	-0.006296
11	Ø12	258.00	-84.67	-434.78	-0.006705
12	Ø12	258.00	-169.33	-434.78	-0.007113
13	Ø20	254.00	-254.00	-434.78	-0.007462
14	Ø12	169.33	-258.00	-434.78	-0.006217
15	Ø12	84.67	-258.00	-434.78	-0.004953
16	Ø12	0.00	-258.00	-434.78	-0.003689
17	Ø12	-84.67	-258.00	-434.78	-0.002425
18	Ø12	-169.33	-258.00	-232.14	-0.001161
19	Ø20	-254.00	-254.00	+24.54	+0.000123
20	Ø12	-258.00	-169.33	+118.18	+0.000591
21	Ø12	-258.00	-84.67	+199.89	+0.000999
22	Ø12	-258.00	0.00	+281.59	+0.001408

Comprobaciones del pilar P12

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	e
23	Ø12	-258.00	84.67	+363.29	+0.001816
24	Ø12	-258.00	169.33	+400.00	+0.002225

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	935.69	-233.43	98.66
Cs	319.05	-247.18	141.22
T	867.48	171.99	-28.99

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{387.26} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{162.53} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{-446.48} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{935.69} \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{319.05} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{867.48} \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-233.43} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{98.66} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-247.18} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{141.22} \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{171.99} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-28.99} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0075}$$

s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

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

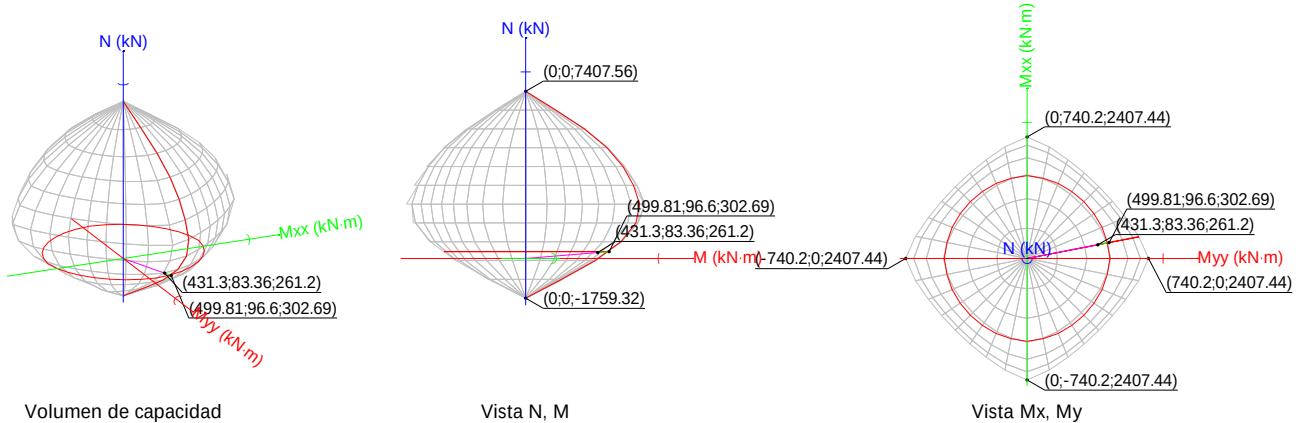
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa-SX-0.3·SY".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.863} \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P12



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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.

$$\begin{array}{lcl} N_{Ed} & : & \underline{261.20} \text{ kN} \\ M_{Ed,x} & : & \underline{83.36} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} & : & \underline{431.30} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{array}{lcl} N_{Rd} & : & \underline{302.69} \text{ kN} \\ M_{Rd,x} & : & \underline{96.60} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} & : & \underline{499.81} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

$$\begin{array}{lcl} e_{e,x} & : & \underline{1651.25} \text{ mm} \\ e_{e,y} & : & \underline{319.14} \text{ mm} \end{array}$$

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not< 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{319.14} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{83.36} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comprobaciones del pilar P12

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

N_d : 261.20 kN

En el eje y:

$$e_{\min} = \frac{h}{30} \not\leq 20 \text{ mm}$$

$e_{\min}$: 20.00 mm

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

h : 600.00 mm

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

e_0 : 1651.25 mm

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

M_d : 431.30 kN·m

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

N_d : 261.20 kN

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior $\lambda_{\lim}$ indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

l : 12.99

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

l_0 : 2.250 m

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

i_c : 17.32 cm

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 3600.00 cm²

I : Inercia.

I : 1080000.00 cm⁴

$$\lambda_{\lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$l_{\inf}$: 62.60

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

A : 0.74

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

j_{ef} : 1.8

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

B : 1.26

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

w : 0.29

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

A_s : 35.19 cm²

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 3600.00 cm²

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 500.00 MPa

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 16.67 MPa

$$C = 0.7$$

C : 0.70

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

n : 0.04

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

N_{Ed} : 261.20 kN

En el eje y:

Comprobaciones del pilar P12

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{12.99}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{2.250} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$I_{inf} : \underline{62.60}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.26}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.29}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C = 0.7$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n : \underline{0.04}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{261.20} \text{ kN}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

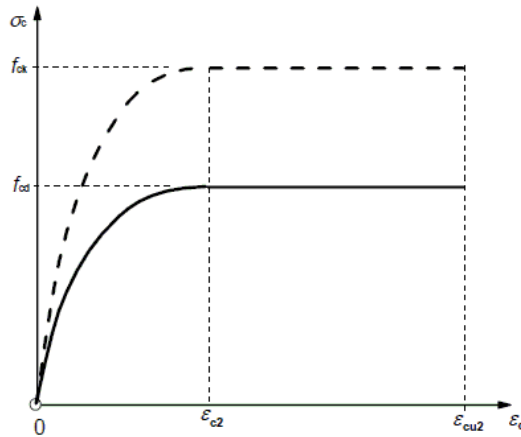
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Comprobaciones del pilar P12



e_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{cu2} : \underline{0.0035}$$

e_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

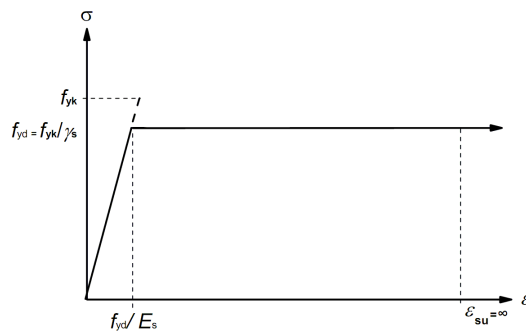
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(d) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

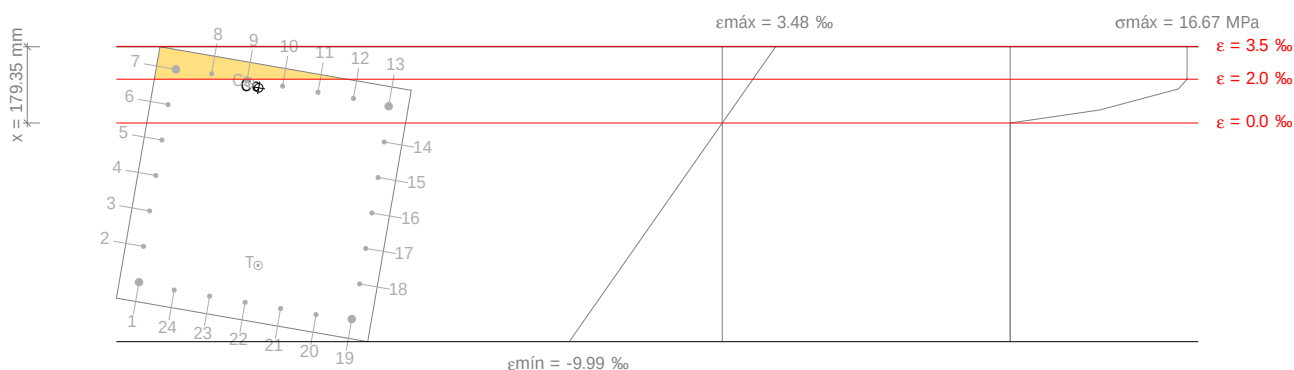
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Comprobaciones del pilar P12

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Producido por una versión educativa de CYPE

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-500.00	-0.007269
2	Ø12	-169.33	258.00	-500.00	-0.005636
3	Ø12	-84.67	258.00	-500.00	-0.004016
4	Ø12	0.00	258.00	-479.30	-0.002397
5	Ø12	84.67	258.00	-155.33	-0.000777
6	Ø12	169.33	258.00	+168.65	+0.000843
7	Ø20	254.00	254.00	+400.00	+0.002450
8	Ø12	258.00	169.33	+400.00	+0.002246
9	Ø12	258.00	84.67	+393.00	+0.001965
10	Ø12	258.00	0.00	+336.86	+0.001684
11	Ø12	258.00	-84.67	+280.71	+0.001404
12	Ø12	258.00	-169.33	+224.57	+0.001123
13	Ø20	254.00	-254.00	+153.12	+0.000766
14	Ø12	169.33	-258.00	-173.51	-0.000868
15	Ø12	84.67	-258.00	-497.49	-0.002487
16	Ø12	0.00	-258.00	-500.00	-0.004107
17	Ø12	-84.67	-258.00	-500.00	-0.005727
18	Ø12	-169.33	-258.00	-500.00	-0.007347
19	Ø20	-254.00	-254.00	-500.00	-0.008954
20	Ø12	-258.00	-169.33	-500.00	-0.008750
21	Ø12	-258.00	-84.67	-500.00	-0.008469
22	Ø12	-258.00	0.00	-500.00	-0.008188
23	Ø12	-258.00	84.67	-500.00	-0.007907
24	Ø12	-258.00	169.33	-500.00	-0.007627

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	952.24	244.51	54.49
Cs	377.78	251.68	76.91
T	1027.33	-167.33	-15.23

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{302.69} \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar P12

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{96.60} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{499.81} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{952.24} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{377.78} \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{1027.33} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{244.51} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{54.49} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{251.68} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{76.91} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-167.33} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-15.23} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0090}$$

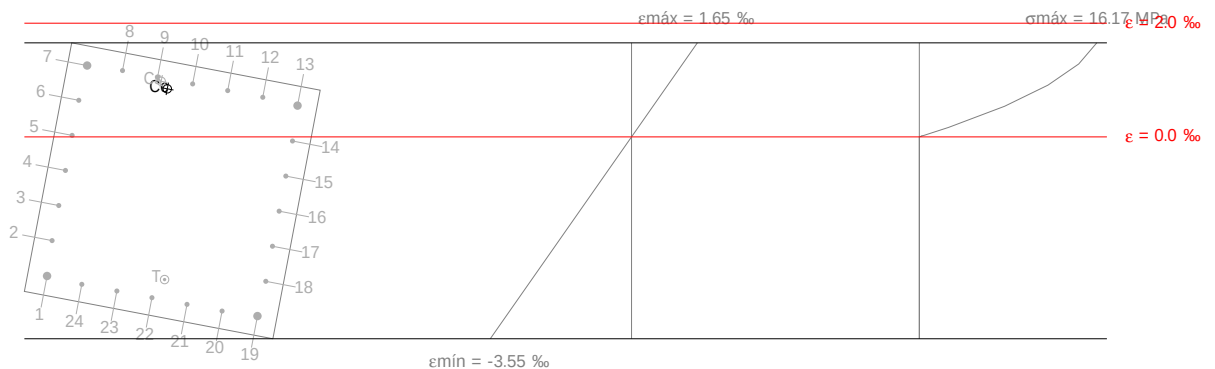
s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-489.39	-0.002447
2	Ø12	-169.33	258.00	-364.87	-0.001824
3	Ø12	-84.67	258.00	-241.47	-0.001207
4	Ø12	0.00	258.00	-118.06	-0.000590
5	Ø12	84.67	258.00	+5.34	+0.000027
6	Ø12	169.33	258.00	+128.75	+0.000644
7	Ø20	254.00	254.00	+251.04	+0.001255
8	Ø12	258.00	169.33	+233.37	+0.001167
9	Ø12	258.00	84.67	+209.87	+0.001049
10	Ø12	258.00	0.00	+186.36	+0.000932
11	Ø12	258.00	-84.67	+162.86	+0.000814
12	Ø12	258.00	-169.33	+139.36	+0.000697
13	Ø20	254.00	-254.00	+110.02	+0.000550
14	Ø12	169.33	-258.00	-14.49	-0.000072

Comprobaciones del pilar P12

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	e
15	Ø12	84.67	-258.00	-137.90	-0.000689
16	Ø12	0.00	-258.00	-261.30	-0.001307
17	Ø12	-84.67	-258.00	-384.71	-0.001924
18	Ø12	-169.33	-258.00	-500.00	-0.002541
19	Ø20	-254.00	-254.00	-500.00	-0.003152
20	Ø12	-258.00	-169.33	-500.00	-0.003064
21	Ø12	-258.00	-84.67	-500.00	-0.002946
22	Ø12	-258.00	0.00	-500.00	-0.002829
23	Ø12	-258.00	84.67	-500.00	-0.002711
24	Ø12	-258.00	169.33	-500.00	-0.002594

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	849.56	235.33	56.91
Cs	233.99	250.10	74.43
T	822.35	-210.20	-21.40

Producido por una versión de ZYPE

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{261.20} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{83.36} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{431.30} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{849.56} \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{233.99} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{822.35} \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{235.33} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{56.91} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{250.10} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{74.43} \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-210.20} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-21.40} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0017}$$

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0032}$$

s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{16.17} \text{ MPa}$$

s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

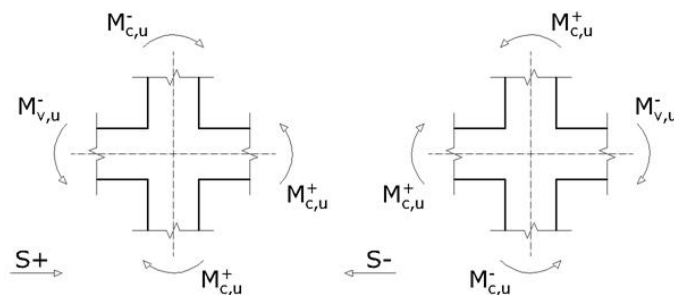
Debido a las características de aceleración sísmica de la zona, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

Debe procurarse que la seguridad sismorresistente de los soportes sea superior a la de las vigas (Artículo 4.2.3).

Para este caso, resulta más desfavorable el esfuerzo axial mínimo: N_d = 20.05 t.

Comprobaciones del pilar P12



Se debe satisfacer:

$$\sum_{\text{Columnas}} M_{c,u} \geq \sum_{\text{Vigas}} M_{v,u}$$

$$98.48 \text{ t}\cdot\text{m} \geq 36.60 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

Donde:

$SM_{c,u}$: Suma de los momentos últimos de las columnas.

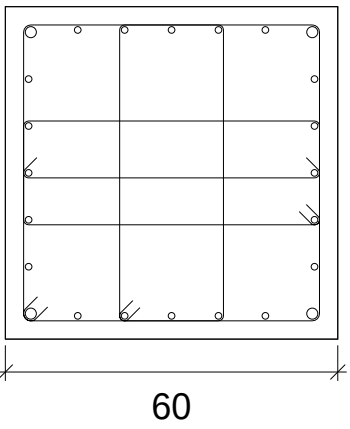
$SM_{v,u}$: Suma de los momentos últimos de las vigas.

Dirección y sentido de la acción sísmica	Sismo X		Sismo Y	
	S+	S-	S+	S-
$\Sigma M_{c,u} \text{ (t}\cdot\text{m)}$	98.48	98.48	98.48	98.48
$\Sigma M_{v,u} \text{ (t}\cdot\text{m)}$	30.78	36.60	4.06	7.21
(*): pésimo	$\checkmark$	$\checkmark$ *	$\checkmark$	$\checkmark$

Nota: No se han considerado anchos efectivos de losa en el cálculo de los momentos de agotamiento.

Comprobaciones del pilar P12

3. NIVEL 3_ENTREPLANTA (6.6 - 9.3 M)

Datos del pilar	
 60	Geometría
	Dimensiones : 60x60 cm
	Tramo : 6.600/9.300 m
	Altura libre : 2.40 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : HA-25, $Y_c=1.5$	Plano ZX : 2.40 m
Acero : B 500 S, $Y_s=1.15$	Plano ZY : 2.40 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø20	Estribos : 3eØ6+X1rØ6
Cara X : 10Ø12	Separación : 5 cm
Cara Y : 10Ø12	
Cuantía : 0.98 %	

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.8.2 y A19.9.5)

Un pilar es un elemento cuyo canto es inferior a 4 veces su ancho (Artículos A19.5.3.1(7) y A19.9.5.1).

$$h \leq 4 \cdot b$$

$$600 \text{ mm} \leq 2400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a $s_{\min}$ (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$69 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{\min}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{\max}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{\max}$: Diámetro máximo de la armadura.

$$\phi_{\max} : \underline{20} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 12 mm (Artículo A19.9.5.2(1)):

$$\phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$$

$$12 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$\phi_{\min}$: Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\phi_{\min} : \underline{12} \text{ mm}$$

Estribos

Comprobaciones del pilar P12

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$44 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{6} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\phi_{max} : \underline{6} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debe superar $s_{cl,max}$ (Artículo A19.9.5.3(3)):

$$s_t \leq s_{cl,max}$$

$$50 \text{ mm} \leq 180 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{cl,max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{cl,max} : \underline{180} \text{ mm}$$

$$s_1 = 15 \cdot \phi_{min}$$

$$s_1 : \underline{300} \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{180} \text{ mm}$$

$$s_3 = \min(G, h)$$

$$s_3 : \underline{600} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\phi_{min} : \underline{12} \text{ mm}$$

El diámetro de la armadura transversal no debe ser inferior a un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo A19.9.5.3(1)):

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{max} \quad \checkmark$$

$$6 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

Ninguna barra de la zona de compresión debe estar a una distancia superior a 150 mm de otra que se encuentre sujeta (Artículo 9.5.3(6)).

$$s_{b,max} \leq 150 \text{ mm}$$

$$85 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{b,max}$: Separación máxima entre una barra no sujeta y otra barra sujeta.

$$s_{b,max} : \underline{85} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P12

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal A_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$35.19 \text{ cm}^2 \geq 14.40 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$$A_{s,min} : \underline{14.40} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

El área de la armadura longitudinal A_s no debería superar $A_{s,max}$ (Artículo A19.9.5.2(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

$$35.19 \text{ cm}^2 \leq 138.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$$

$$A_{s,max} : \underline{138.00} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

El área total de la armadura longitudinal A'_s no debería ser menor que $A'_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A'_s \geq A'_{s,min}$$

$$35.19 \text{ cm}^2 \geq 3.38 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A'_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$$

$$A'_{s,min} : \underline{3.38} \text{ cm}^2$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1470.68} \text{ kN}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.272} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{397.90} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{141.03} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max,Vx} : \underline{1577.37} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{1380.98} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.836} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P12

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{397.90} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{141.03} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,s,Vx} : \underline{520.62} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{416.49} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{ésimos} se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1577.37} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.142}$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{2.37} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1470.68} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{14.20} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{460.33} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1380.98} \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar P12

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.16} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1470.68} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{460.33} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{520.62} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.41} \text{ cm}^2$$

s : Separación entre estribos.

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$z : \underline{46.03} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

Comprobaciones del pilar P12

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

q : 45.0 grados

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$V_{Rd,s}$: 416.49 kN

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

A_{sw} : 1.13 cm²

s: Separación entre estribos.

s : 50 mm

z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

z : 46.03 cm

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

f_{ywd} : 400.00 MPa

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

f_{ywk} : 500.00 MPa

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

a : 90.0 grados

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

q : 45.0 grados

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección X:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

50 mm ≤ 348 mm ✓

Donde:

s: Separación entre estribos.

s : 50 mm

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$s_{l,max}$: 348 mm

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

d : 463.82 mm

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

a : 90.0 grados

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

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

182 mm ≤ 348 mm ✓

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

$s_{t,max}$: 348 mm

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

d : 463.82 mm

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

50 mm ≤ 348 mm ✓

Donde:

s: Separación entre estribos.

s : 50 mm

Comprobaciones del pilar P12

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s_{l,max} : \underline{348} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{463.82} \text{ mm}$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

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

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

$$182 \text{ mm} \leq 348 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{t,max} : \underline{348} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{463.82} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección X:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0047 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$r_w : \underline{0.0047}$$

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.41} \text{ cm}^2$$

s: Separación entre estribos.

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0008}$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

$$f_{ctm} : \underline{2.56} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0038 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$r_w : \underline{0.0038}$$

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P12

s: Separación entre estribos.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0008}$$

$$f_{ctm} : \underline{2.56} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.255} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{351.92} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{89.28} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max,Vx} : \underline{1428.67} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{1379.71} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.710} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{351.92} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{89.28} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,s,Vx} : \underline{520.14} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{416.11} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SY".

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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1428.67} \text{ kN}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P12

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.035}$$

$$\sigma_{cp} : \underline{0.59} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{922.94} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{14.20} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{459.90} \text{ mm}$$

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1379.71} \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} : \underline{-2.32} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{922.94} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P12

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.
Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{459.90} \text{ mm}$$

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{520.14} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

a : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{1.41} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

$$z : \underline{45.99} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{416.11} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

$$z : \underline{45.99} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P12

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección X:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$50 \text{ mm} \leq 348 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s: Separación entre estribos.

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s_{l,max} : \underline{348} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{463.82} \text{ mm}$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

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

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

$$182 \text{ mm} \leq 348 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{t,max} : \underline{348} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{463.82} \text{ mm}$$

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$50 \text{ mm} \leq 348 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s: Separación entre estribos.

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s_{l,max} : \underline{348} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{463.82} \text{ mm}$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

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

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

$$182 \text{ mm} \leq 348 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{t,max} : \underline{348} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{463.82} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección X:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0047 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Comprobaciones del pilar P12

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$r_w : \underline{0.0047}$$

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.41} \text{ cm}^2$$

s: Separación entre estribos.

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0008}$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

$$f_{ctm} : \underline{2.56} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0038 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$r_w : \underline{0.0038}$$

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

s: Separación entre estribos.

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0008}$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

$$f_{ctm} : \underline{2.56} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P12

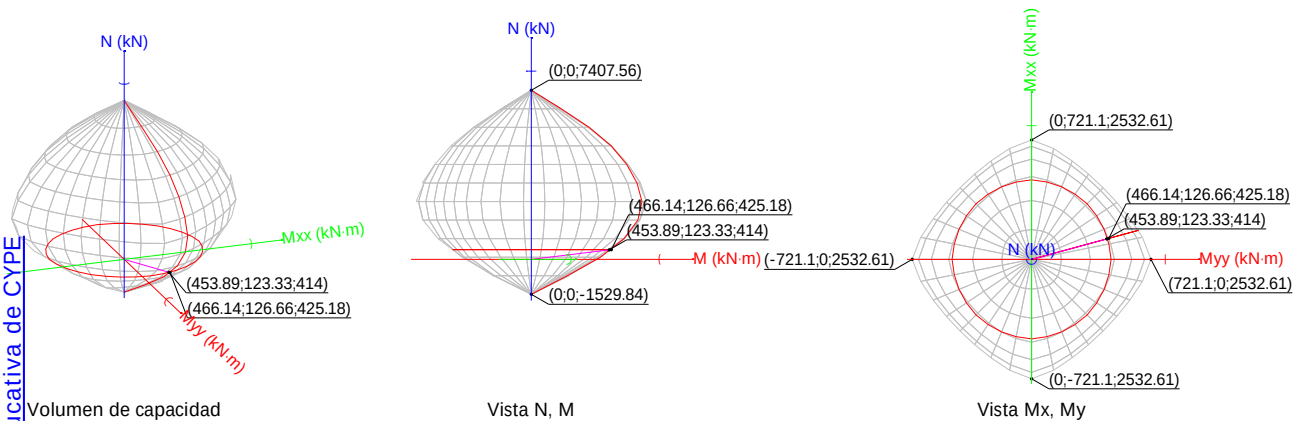
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '9.3 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

h : 0.974 ✓



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

N_{Ed}	:	414.00	kN
$M_{Ed,x}$	:	123.33	kN·m
$M_{Ed,y}$	:	453.89	kN·m

N_{Rd}	:	425.18	kN
$M_{Rd,x}$	:	126.66	kN·m
$M_{Rd,y}$	:	466.14	kN·m

$e_{e,x}$	:	1096.33	mm
$e_{e,y}$	:	297.91	mm

Comprobaciones del pilar P12

$$e_{\min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{\min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{297.91} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{123.33} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{414.00} \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{\min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{\min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{1096.33} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{453.89} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{414.00} \text{ kN}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{12.99}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{2.250} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$l_{inf} : \underline{48.51}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

φ_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$\varphi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.23}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$\omega : \underline{0.25}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P12

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$f_{cd} : 16.67 \text{ MPa}$$

$$C : 0.70$$

$$n : 0.07$$

$$N_{Ed} : 414.00 \text{ kN}$$

$$l : 12.99$$

$$l_0 : 2.250 \text{ m}$$

$$i_c : 17.32 \text{ cm}$$

$$A_c : 3600.00 \text{ cm}^2$$

$$I : 1080000.00 \text{ cm}^4$$

$$I_{inf} : 48.51$$

$$A : 0.74$$

$$j_{ef} : 1.8$$

$$B : 1.23$$

$$w : 0.25$$

$$A_s : 35.19 \text{ cm}^2$$

$$A_c : 3600.00 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : 16.67 \text{ MPa}$$

$$C : 0.70$$

$$n : 0.07$$

$$N_{Ed} : 414.00 \text{ kN}$$

Cálculo de la capacidad resistente

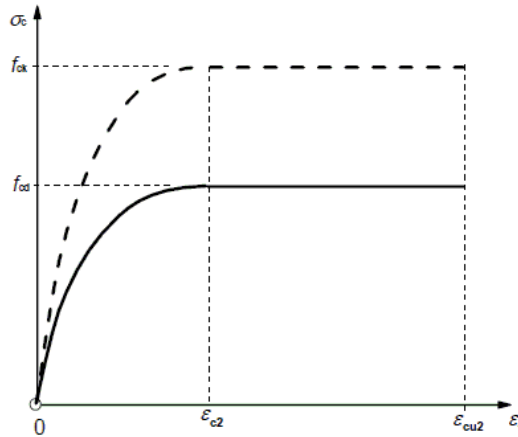
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.

Comprobaciones del pilar P12

- (c) Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- (d) Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ε_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ε_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

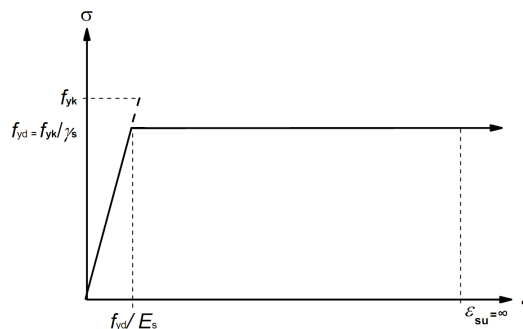
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



ε_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$\varepsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

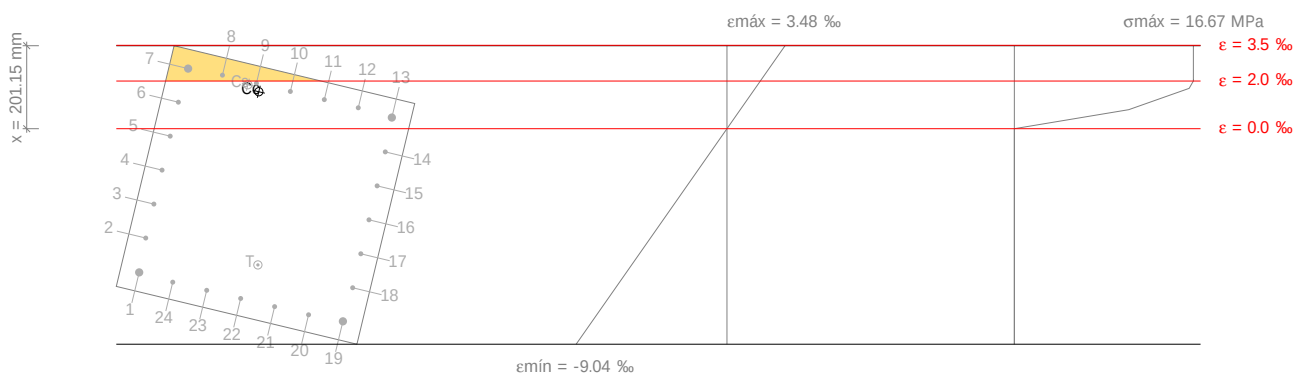
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

Comprobaciones del pilar P12

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Producido por una versión educativa de CYPE

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-434.78	-0.006030
2	Ø12	-169.33	258.00	-434.78	-0.004588
3	Ø12	-84.67	258.00	-434.78	-0.003163
4	Ø12	0.00	258.00	-347.51	-0.001738
5	Ø12	84.67	258.00	-62.45	-0.000312
6	Ø12	169.33	258.00	+222.61	+0.001113
7	Ø20	254.00	254.00	+400.00	+0.002522
8	Ø12	258.00	169.33	+400.00	+0.002247
9	Ø12	258.00	84.67	+380.98	+0.001905
10	Ø12	258.00	0.00	+312.52	+0.001563
11	Ø12	258.00	-84.67	+244.06	+0.001220
12	Ø12	258.00	-169.33	+175.60	+0.000878
13	Ø20	254.00	-254.00	+93.67	+0.000468
14	Ø12	169.33	-258.00	-194.62	-0.000973
15	Ø12	84.67	-258.00	-434.78	-0.002398
16	Ø12	0.00	-258.00	-434.78	-0.003824
17	Ø12	-84.67	-258.00	-434.78	-0.005249
18	Ø12	-169.33	-258.00	-434.78	-0.006674
19	Ø20	-254.00	-254.00	-434.78	-0.008083
20	Ø12	-258.00	-169.33	-434.78	-0.007808
21	Ø12	-258.00	-84.67	-434.78	-0.007466
22	Ø12	-258.00	0.00	-434.78	-0.007124
23	Ø12	-258.00	84.67	-434.78	-0.006782
24	Ø12	-258.00	169.33	-434.78	-0.006439

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	956.25	239.49	74.28

Comprobaciones del pilar P12

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cs	351.41	249.88	104.01
T	882.47	-169.20	-21.63

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{425.18} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{126.66} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{466.14} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{956.25} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{351.41} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{882.47} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{239.49} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{74.28} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{249.88} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{104.01} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-169.20} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-21.63} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0081}$$

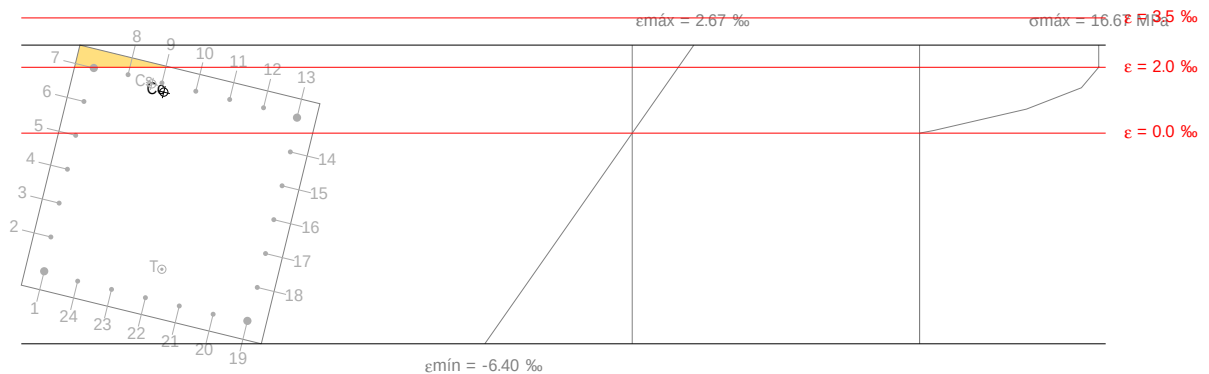
s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-434.78	-0.004195
2	Ø12	-169.33	258.00	-434.78	-0.003154
3	Ø12	-84.67	258.00	-425.08	-0.002125
4	Ø12	0.00	258.00	-219.29	-0.001096
5	Ø12	84.67	258.00	-13.50	-0.000067
6	Ø12	169.33	258.00	+192.29	+0.000961
7	Ø20	254.00	254.00	+395.71	+0.001979
8	Ø12	258.00	169.33	+355.17	+0.001776
9	Ø12	258.00	84.67	+304.91	+0.001525

Comprobaciones del pilar P12

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
10	Ø12	258.00	0.00	+254.65	+0.001273
11	Ø12	258.00	-84.67	+204.39	+0.001022
12	Ø12	258.00	-169.33	+154.13	+0.000771
13	Ø20	254.00	-254.00	+94.15	+0.000471
14	Ø12	169.33	-258.00	-114.01	-0.000570
15	Ø12	84.67	-258.00	-319.80	-0.001599
16	Ø12	0.00	-258.00	-434.78	-0.002628
17	Ø12	-84.67	-258.00	-434.78	-0.003657
18	Ø12	-169.33	-258.00	-434.78	-0.004686
19	Ø20	-254.00	-254.00	-434.78	-0.005703
20	Ø12	-258.00	-169.33	-434.78	-0.005500
21	Ø12	-258.00	-84.67	-434.78	-0.005249
22	Ø12	-258.00	0.00	-434.78	-0.004998
23	Ø12	-258.00	84.67	-434.78	-0.004746
24	Ø12	-258.00	169.33	-434.78	-0.004495

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	933.57	237.39	74.99
Cs	319.65	250.04	107.89
T	839.22	-181.52	-22.44

Producido por una versión educativa de CYPE

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{414.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{123.33} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{453.89} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{933.57} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{319.65} \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{839.22} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{237.39} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{74.99} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{250.04} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{107.89} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-181.52} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-22.44} \text{ mm}$$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0027}$$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0057}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P12

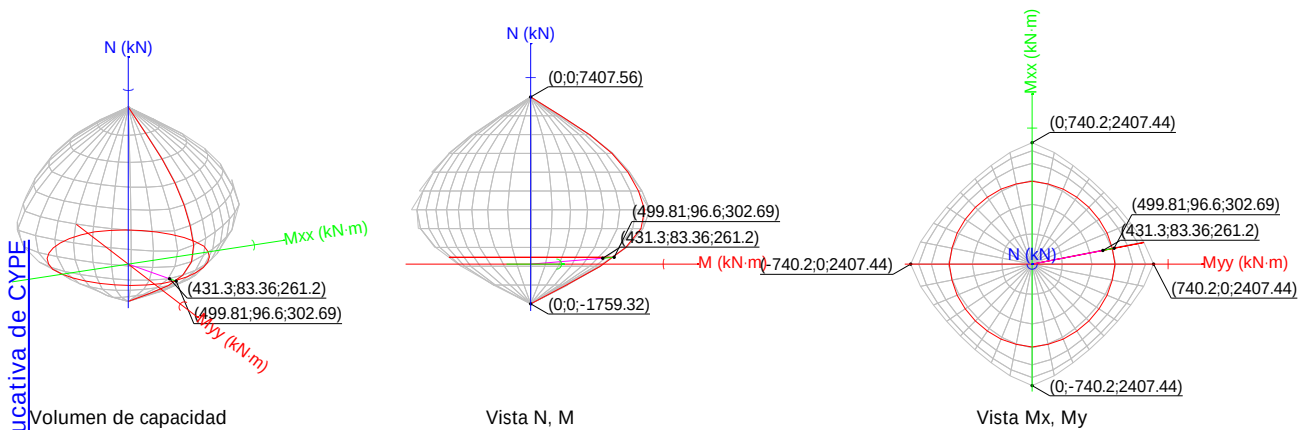
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)
(Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '9.3 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa-SX-0.3·SY".

Se debe satisfacer:

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

$h : 0.863$ ✓



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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}	:	261.20	kN
$M_{Ed,x}$	:	83.36	kN·m
$M_{Ed,y}$	:	431.30	kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Rd}	:	302.69	kN
$M_{Rd,x}$	:	96.60	kN·m
$M_{Rd,y}$	:	499.81	kN·m

Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

$$e_{e,x} : 1651.25 \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : 319.14 \text{ mm}$$

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

Comprobaciones del pilar P12

$$e_{\min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{\min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{319.14} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{83.36} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{261.20} \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{\min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{\min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{1651.25} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{431.30} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{261.20} \text{ kN}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{12.99}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{2.250} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$l_{inf} : \underline{62.60}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

φ_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$\varphi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.26}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$\omega : \underline{0.29}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P12

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.04}$$

$$N_{Ed} : \underline{261.20} \text{ kN}$$

$$l : \underline{12.99}$$

$$l_0 : \underline{2.250} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$I_{inf} : \underline{62.60}$$

$$A : \underline{0.74}$$

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.26}$$

$$w : \underline{0.29}$$

$$A_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.04}$$

$$N_{Ed} : \underline{261.20} \text{ kN}$$

Cálculo de la capacidad resistente

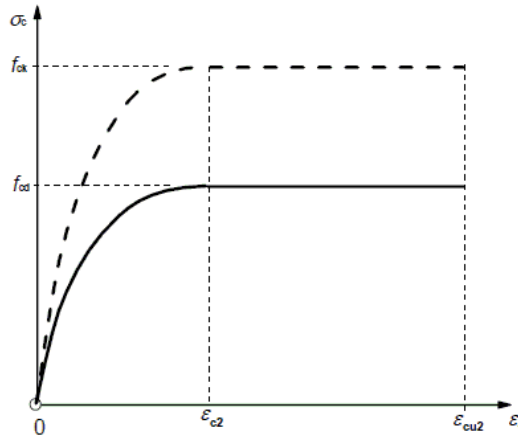
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.

Comprobaciones del pilar P12

- (c) Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- (d) Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ε_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ε_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

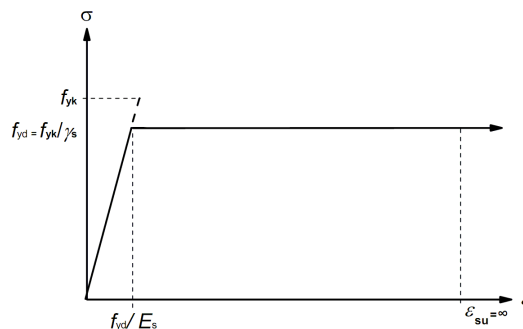
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



ε_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$\varepsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

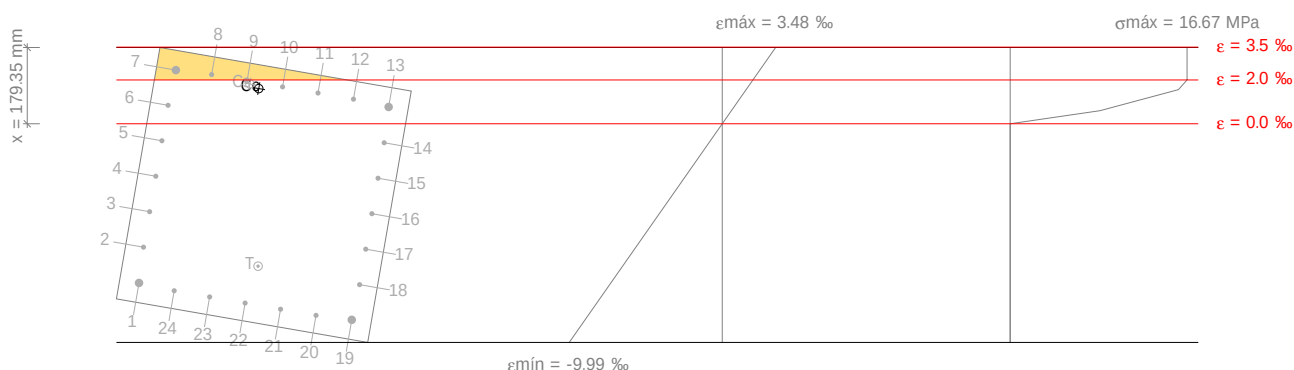
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

Comprobaciones del pilar P12

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Producido por una versión educativa de CYPE

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-500.00	-0.007269
2	Ø12	-169.33	258.00	-500.00	-0.005636
3	Ø12	-84.67	258.00	-500.00	-0.004016
4	Ø12	0.00	258.00	-479.30	-0.002397
5	Ø12	84.67	258.00	-155.33	-0.000777
6	Ø12	169.33	258.00	+168.65	+0.000843
7	Ø20	254.00	254.00	+400.00	+0.002450
8	Ø12	258.00	169.33	+400.00	+0.002246
9	Ø12	258.00	84.67	+393.00	+0.001965
10	Ø12	258.00	0.00	+336.86	+0.001684
11	Ø12	258.00	-84.67	+280.71	+0.001404
12	Ø12	258.00	-169.33	+224.57	+0.001123
13	Ø20	254.00	-254.00	+153.12	+0.000766
14	Ø12	169.33	-258.00	-173.51	-0.000868
15	Ø12	84.67	-258.00	-497.49	-0.002487
16	Ø12	0.00	-258.00	-500.00	-0.004107
17	Ø12	-84.67	-258.00	-500.00	-0.005727
18	Ø12	-169.33	-258.00	-500.00	-0.007347
19	Ø20	-254.00	-254.00	-500.00	-0.008954
20	Ø12	-258.00	-169.33	-500.00	-0.008750
21	Ø12	-258.00	-84.67	-500.00	-0.008469
22	Ø12	-258.00	0.00	-500.00	-0.008188
23	Ø12	-258.00	84.67	-500.00	-0.007907
24	Ø12	-258.00	169.33	-500.00	-0.007627

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	952.24	244.51	54.49

Comprobaciones del pilar P12

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cs	377.78	251.68	76.91
T	1027.33	-167.33	-15.23

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{302.69} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{96.60} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{499.81} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{952.24} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{377.78} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{1027.33} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{244.51} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{54.49} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{251.68} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{76.91} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-167.33} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-15.23} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0090}$$

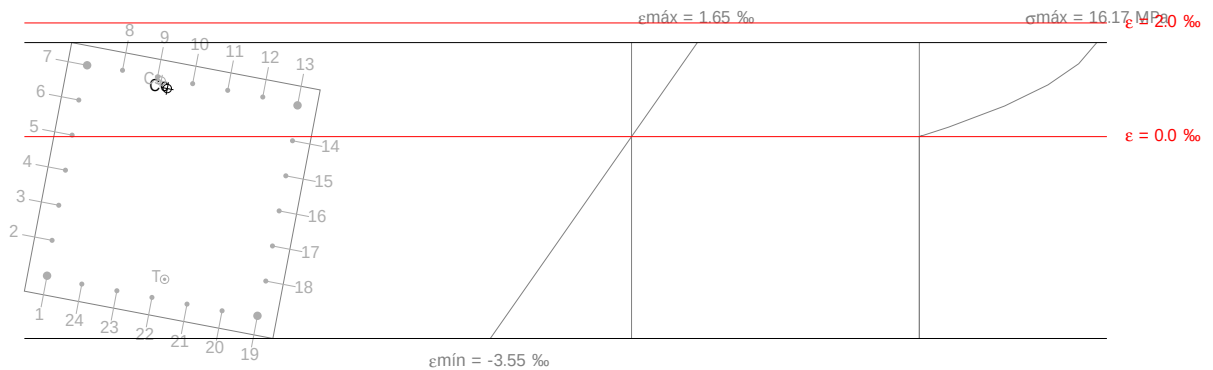
s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-489.39	-0.002447
2	Ø12	-169.33	258.00	-364.87	-0.001824
3	Ø12	-84.67	258.00	-241.47	-0.001207
4	Ø12	0.00	258.00	-118.06	-0.000590
5	Ø12	84.67	258.00	+5.34	+0.000027
6	Ø12	169.33	258.00	+128.75	+0.000644
7	Ø20	254.00	254.00	+251.04	+0.001255
8	Ø12	258.00	169.33	+233.37	+0.001167
9	Ø12	258.00	84.67	+209.87	+0.001049

Comprobaciones del pilar P12

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
10	Ø12	258.00	0.00	+186.36	+0.000932
11	Ø12	258.00	-84.67	+162.86	+0.000814
12	Ø12	258.00	-169.33	+139.36	+0.000697
13	Ø20	254.00	-254.00	+110.02	+0.000550
14	Ø12	169.33	-258.00	-14.49	-0.000072
15	Ø12	84.67	-258.00	-137.90	-0.000689
16	Ø12	0.00	-258.00	-261.30	-0.001307
17	Ø12	-84.67	-258.00	-384.71	-0.001924
18	Ø12	-169.33	-258.00	-500.00	-0.002541
19	Ø20	-254.00	-254.00	-500.00	-0.003152
20	Ø12	-258.00	-169.33	-500.00	-0.003064
21	Ø12	-258.00	-84.67	-500.00	-0.002946
22	Ø12	-258.00	0.00	-500.00	-0.002829
23	Ø12	-258.00	84.67	-500.00	-0.002711
24	Ø12	-258.00	169.33	-500.00	-0.002594

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	849.56	235.33	56.91
Cs	233.99	250.10	74.43
T	822.35	-210.20	-21.40

Producido por la Misión educativa de CYPE

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{261.20} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{83.36} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{431.30} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{849.56} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{233.99} \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{822.35} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{235.33} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{56.91} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{250.10} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{74.43} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-210.20} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-21.40} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0017}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0032}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{16.17} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

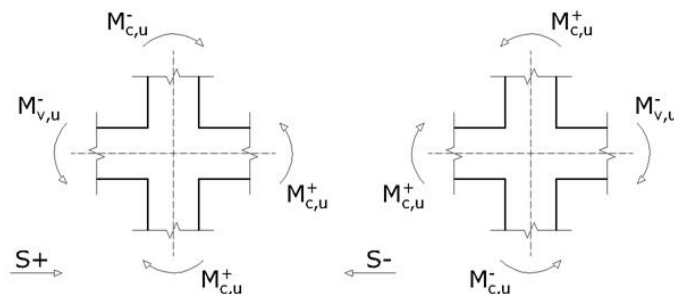
Debido a las características de aceleración sísmica de la zona, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Comprobaciones del pilar P12

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

Debe procurarse que la seguridad sismorresistente de los soportes sea superior a la de las vigas (Artículo 4.2.3).

Para este caso, resulta más desfavorable el esfuerzo axial mínimo: $N_d = 83.42 \text{ t}$.



Se debe satisfacer:

$$\sum_{\text{Columnas}} M_u \geq \sum_{\text{Vigas}} M_u$$

$$123.28 \text{ t} \cdot \text{m} \geq 55.02 \text{ t} \cdot \text{m} \quad \checkmark$$

Donde:

$SM_{c,u}$: Suma de los momentos últimos de las columnas.

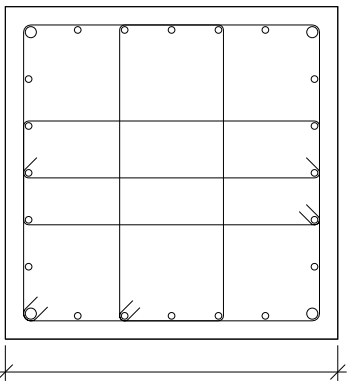
$SM_{v,u}$: Suma de los momentos últimos de las vigas.

Dirección y sentido de la acción sísmica	Sismo X		Sismo Y	
	S+	S-	S+	S-
$\Sigma M_{c,u} \text{ (t} \cdot \text{m)}$	123.28	123.28	123.28	123.28
$\Sigma M_{v,u} \text{ (t} \cdot \text{m)}$	55.02	55.02	19.88	26.91
(*): pésimo	$\checkmark$	$\checkmark$ *	$\checkmark$	$\checkmark$

Nota: No se han considerado anchos efectivos de losa en el cálculo de los momentos de agotamiento.

Comprobaciones del pilar P12

4. NIVEL 2_SEGUNDA PLANTA (3.8 - 6.6 M)

Datos del pilar	
 60	Geometría
	Dimensiones : 60x60 cm
	Tramo : 3.800/6.600 m
	Altura libre : 2.50 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : HA-25, $Y_c=1.5$	Plano ZX : 2.50 m
Acero : B 500 S, $Y_s=1.15$	Plano ZY : 2.50 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø20	Estribos : 3eØ6+X1rØ6
Cara X : 10Ø12	Separación : 5 cm
Cara Y : 10Ø12	
Cuantía : 0.98 %	

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.8.2 y A19.9.5)

El pilar es un elemento cuyo canto es inferior a 4 veces su ancho (Artículos A19.5.3.1(7) y A19.9.5.1).

$$h \leq 4 \cdot b$$

$$600 \text{ mm} \leq 2400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a $s_{\min}$ (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$69 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{\min}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{\max}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$\phi_{\max}$: Diámetro máximo de la armadura.

$$\phi_{\max} : \underline{20} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 12 mm (Artículo A19.9.5.2(1)):

$$\phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$$

$$12 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$\phi_{\min}$: Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\phi_{\min} : \underline{12} \text{ mm}$$

Estribos

Comprobaciones del pilar P12

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$44 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{6} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\phi_{max} : \underline{6} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debe superar $s_{cl,max}$ (Artículo A19.9.5.3(3)):

$$s_t \leq s_{cl,max}$$

$$50 \text{ mm} \leq 180 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{cl,max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{cl,max} : \underline{180} \text{ mm}$$

$$s_1 = 15 \cdot \phi_{min}$$

$$s_1 : \underline{300} \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{180} \text{ mm}$$

$$s_3 = \min(G, h)$$

$$s_3 : \underline{600} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\phi_{min} : \underline{12} \text{ mm}$$

El diámetro de la armadura transversal no debe ser inferior a un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo A19.9.5.3(1)):

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{max} \quad \checkmark$$

$$6 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

Ninguna barra de la zona de compresión debe estar a una distancia superior a 150 mm de otra que se encuentre sujeta (Artículo 9.5.3(6)).

$$s_{b,max} \leq 150 \text{ mm}$$

$$85 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{b,max}$: Separación máxima entre una barra no sujeta y otra barra sujeta.

$$s_{b,max} : \underline{85} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P12

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal A_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$35.19 \text{ cm}^2 \geq 14.40 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$$A_{s,min} : \underline{14.40} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

El área de la armadura longitudinal A_s no debería superar $A_{s,max}$ (Artículo A19.9.5.2(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

$$35.19 \text{ cm}^2 \leq 138.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$$

$$A_{s,max} : \underline{138.00} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

El área total de la armadura longitudinal A'_s no debería ser menor que $A'_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A'_s \geq A'_{s,min}$$

$$35.19 \text{ cm}^2 \geq 5.87 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A'_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$$

$$A'_{s,min} : \underline{5.87} \text{ cm}^2$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{2550.65} \text{ kN}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.273} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{468.46} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{42.71} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max,Vx} : \underline{1726.22} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{1615.93} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.906} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P12

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{468.46} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{42.71} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,s,Vx} : \underline{520.62} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{416.49} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1726.22} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.250}$$

$$0.25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = 1.25$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{5.37} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{2550.65} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{14.20} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{460.33} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1615.93} \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar P12

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.170}$$

$$\sigma_{cp} : \underline{2.84} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{2550.65} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{460.33} \text{ mm}$$

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Podrás ver una versión educativa de CYPE

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{520.62} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.41} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

$$z : \underline{46.03} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

Comprobaciones del pilar P12

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{416.49} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

s: Separación entre estribos.

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$z : \underline{46.03} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección X:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$50 \text{ mm} \leq 348 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s: Separación entre estribos.

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s_{l,max} : \underline{348} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{463.82} \text{ mm}$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

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

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

$$182 \text{ mm} \leq 348 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{t,max} : \underline{348} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{463.82} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección X:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0047 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

Comprobaciones del pilar P12

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$r_w : \underline{0.0047}$$

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.41} \text{ cm}^2$$

s: Separación entre estribos.

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0008}$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

$$f_{ctm} : \underline{2.56} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Producido por una versión preliminar de la Norma de CYPE

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.212} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{333.80} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{29.21} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max,Vx} : \underline{1583.16} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{1379.71} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.646} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{333.80} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{29.21} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,s,Vx} : \underline{520.14} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{416.11} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+SX+0.3·SY".

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:

Cortante en la dirección X:

Comprobaciones del pilar P12

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1583.16} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.147}$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{2.46} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1594.78} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{14.20} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{459.90} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1379.71} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.46} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1594.78} \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar P12

A'_s : Área total de armadura comprimida.
 A_c : Área total de la sección de hormigón.
 f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura
 A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.
 b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.
 Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5
 z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5
 n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

A'_s	:	<u>35.19</u>	cm ²
A_c	:	<u>3600.00</u>	cm ²
f_{yd}	:	<u>500.00</u>	MPa
f_{cd}	:	<u>16.67</u>	MPa
b_w	:	<u>600.00</u>	mm
z	:	<u>459.90</u>	mm
n_1	:	<u>0.600</u>	
α	:	<u>90.0</u>	grados
q	:	<u>45.0</u>	grados

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+0.3·SY".

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{520.14} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

A_{sw}	:	<u>1.41</u>	cm ²
s	:	<u>50</u>	mm
z	:	<u>45.99</u>	cm
f_{ywd}	:	<u>400.00</u>	MPa
f_{ywk}	:	<u>500.00</u>	MPa
α	:	<u>90.0</u>	grados
q	:	<u>45.0</u>	grados

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{416.11} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

A_{sw}	:	<u>1.13</u>	cm ²
s	:	<u>50</u>	mm

Comprobaciones del pilar P12

z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$z : 45.99 \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : 400.00 \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$a : 90.0 \text{ grados}$$

$$q : 45.0 \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección X:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$50 \text{ mm} \leq 348 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s : 50 \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : 348 \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$d : 463.82 \text{ mm}$$

$$a : 90.0 \text{ grados}$$

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

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

$$182 \text{ mm} \leq 348 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{t,max} : 348 \text{ mm}$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

$$d : 463.82 \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección X:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0047 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$r_w : 0.0047$$

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s: Separación entre estribos.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$A_{sw} : 1.41 \text{ cm}^2$$

$$s : 50 \text{ mm}$$

$$b_w : 600.00 \text{ mm}$$

$$a : 90.0 \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$r_{w,min} : 0.0008$$

Comprobaciones del pilar P12

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

f_{ctm} : 2.56 MPa

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{ck} : 25.00 MPa

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

f_{yk} : 500.00 MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

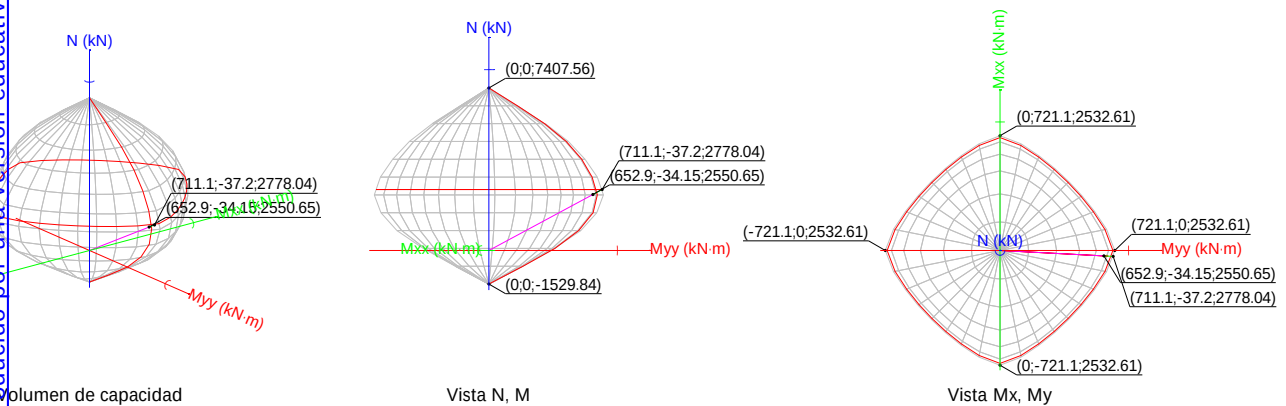
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Se debe satisfacer:

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

h : 0.918 ✓

Producido por una versión educativa de CYPE



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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.

N_{Ed} : 2550.65 kN

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

$M_{Ed,x}$: -34.15 kN·m

$M_{Ed,y}$: 652.90 kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

N_{Rd} : 2778.04 kN

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$M_{Rd,x}$: -37.20 kN·m

$M_{Rd,y}$: 711.10 kN·m

Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

Comprobaciones del pilar P12

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not< 20 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

En el eje y:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not< 20 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$e_{e,x} : \underline{255.97} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{-13.39} \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{-13.39} \text{ mm}$$

$$M_d : \underline{-34.15} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_d : \underline{2550.65} \text{ kN}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{255.97} \text{ mm}$$

$$M_d : \underline{652.90} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_d : \underline{2550.65} \text{ kN}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{14.43}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$l_0 : \underline{2.500} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$l_{inf} : \underline{19.54}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

Comprobaciones del pilar P12

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

Siendo:

φ_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$B : 1.23$$

$$w : 0.25$$

$$A_s : 35.19 \text{ cm}^2$$

$$A_c : 3600.00 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : 16.67 \text{ MPa}$$

$$C : 0.70$$

$$n : 0.43$$

$$N_{Ed} : 2550.65 \text{ kN}$$

$$l : 14.43$$

$$l_0 : 2.500 \text{ m}$$

$$i_c : 17.32 \text{ cm}$$

$$A_c : 3600.00 \text{ cm}^2$$

$$I : 1080000.00 \text{ cm}^4$$

$$l_{inf} : 19.54$$

$$A : 0.74$$

$$\varphi_{ef} : 1.8$$

$$B : 1.23$$

$$w : 0.25$$

$$A_s : 35.19 \text{ cm}^2$$

$$A_c : 3600.00 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : 16.67 \text{ MPa}$$

$$C : 0.70$$

Comprobaciones del pilar P12

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n : \underline{0.43}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

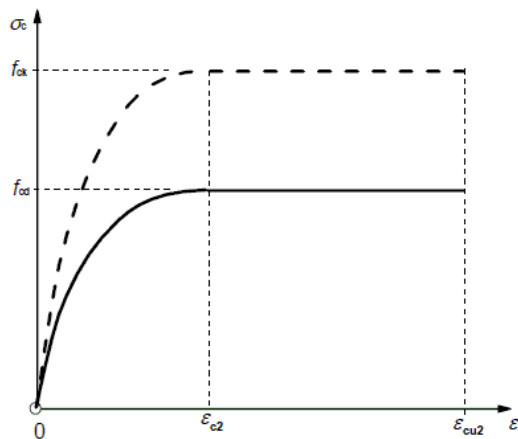
$$N_{Ed} : \underline{2550.65} \text{ kN}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ε_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ε_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

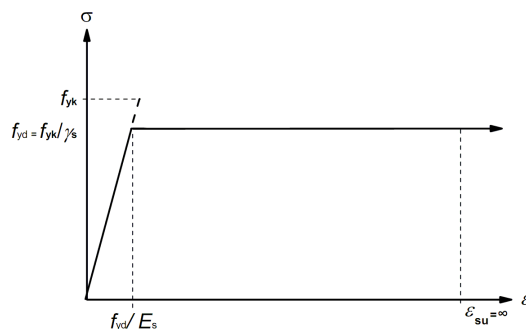
$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

- Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8

Comprobaciones del pilar P12



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$\epsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

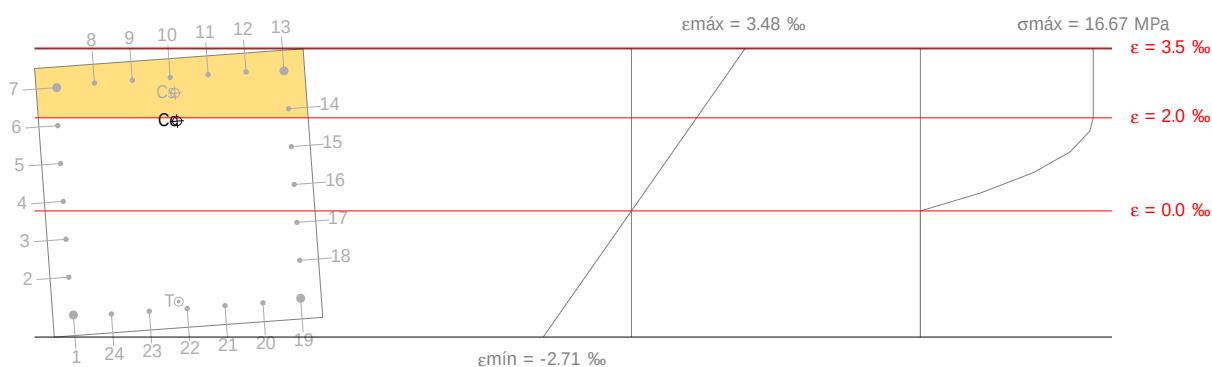
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-434.78	-0.002236
2	Ø12	-169.33	258.00	-284.85	-0.001424
3	Ø12	-84.67	258.00	-122.02	-0.000610
4	Ø12	0.00	258.00	+40.82	+0.000204
5	Ø12	84.67	258.00	+203.65	+0.001018
6	Ø12	169.33	258.00	+366.49	+0.001832
7	Ø20	254.00	254.00	+400.00	+0.002649
8	Ø12	258.00	169.33	+400.00	+0.002748
9	Ø12	258.00	84.67	+400.00	+0.002807
10	Ø12	258.00	0.00	+400.00	+0.002867
11	Ø12	258.00	-84.67	+400.00	+0.002927
12	Ø12	258.00	-169.33	+400.00	+0.002986

Comprobaciones del pilar P12

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
13	Ø20	254.00	-254.00	+400.00	+0.003008
14	Ø12	169.33	-258.00	+400.00	+0.002196
15	Ø12	84.67	-258.00	+276.44	+0.001382
16	Ø12	0.00	-258.00	+113.60	+0.000568
17	Ø12	-84.67	-258.00	-49.23	-0.000246
18	Ø12	-169.33	-258.00	-212.06	-0.001060
19	Ø20	-254.00	-254.00	-375.46	-0.001877
20	Ø12	-258.00	-169.33	-395.10	-0.001975
21	Ø12	-258.00	-84.67	-407.04	-0.002035
22	Ø12	-258.00	0.00	-418.98	-0.002095
23	Ø12	-258.00	84.67	-430.93	-0.002155
24	Ø12	-258.00	169.33	-434.78	-0.002214

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	2708.20	159.86	-8.12
Cs	635.98	222.45	-8.22
T	566.14	-241.47	17.61

Producido por una versión de CYPE

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{2778.04} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-37.20} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{711.10} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{2708.20} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{635.98} \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{566.14} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{159.86} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-8.12} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{222.45} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-8.22} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-241.47} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{17.61} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0022}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

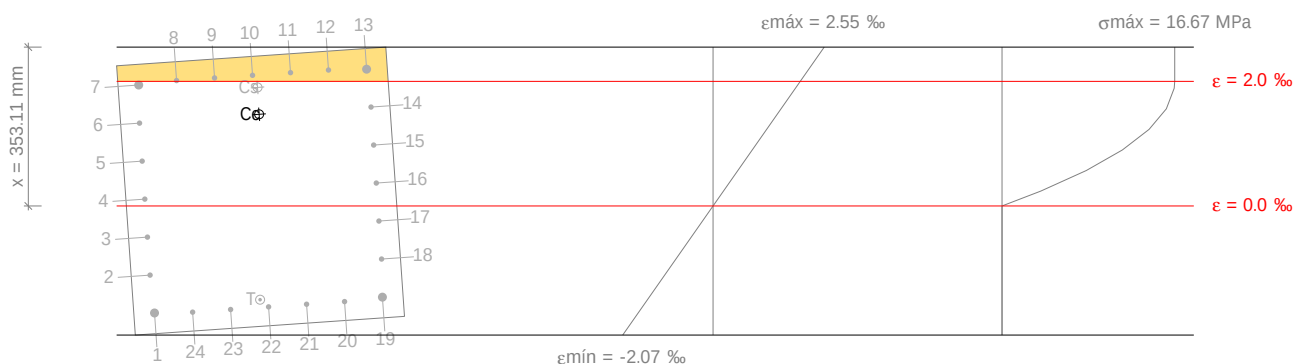
$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P12

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-343.61	-0.001718
2	Ø12	-169.33	258.00	-222.03	-0.001110
3	Ø12	-84.67	258.00	-100.04	-0.000500
4	Ø12	0.00	258.00	+21.94	+0.000110
5	Ø12	84.67	258.00	+143.92	+0.000720
6	Ø12	169.33	258.00	+265.91	+0.001330
7	Ø20	254.00	254.00	+388.29	+0.001941
8	Ø12	258.00	169.33	+400.00	+0.002013
9	Ø12	258.00	84.67	+400.00	+0.002055
10	Ø12	258.00	0.00	+400.00	+0.002097
11	Ø12	258.00	-84.67	+400.00	+0.002140
12	Ø12	258.00	-169.33	+400.00	+0.002182
13	Ø20	254.00	-254.00	+400.00	+0.002195
14	Ø12	169.33	-258.00	+317.51	+0.001588
15	Ø12	84.67	-258.00	+195.53	+0.000978
16	Ø12	0.00	-258.00	+73.55	+0.000368
17	Ø12	-84.67	-258.00	-48.44	-0.000242
18	Ø12	-169.33	-258.00	-170.42	-0.000852
19	Ø20	-254.00	-254.00	-292.80	-0.001464
20	Ø12	-258.00	-169.33	-307.03	-0.001535
21	Ø12	-258.00	-84.67	-315.50	-0.001578
22	Ø12	-258.00	0.00	-323.97	-0.001620
23	Ø12	-258.00	84.67	-332.44	-0.001662
24	Ø12	-258.00	169.33	-340.90	-0.001705

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	2405.94	170.50	-8.66
Cs	589.03	230.36	-9.26
T	444.32	-240.79	17.73

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{2550.65 \text{ kN}}$$

Comprobaciones del pilar P12

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$M_{Ed,x} : \underline{-34.15} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{652.90} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{2405.94} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{589.03} \text{ kN}$$

$$T : \underline{444.32} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{170.50} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-8.66} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{230.36} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-9.26} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{-240.79} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{17.73} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0025}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0017}$$

$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$s_{smax} : \underline{343.61} \text{ MPa}$$

Producido por una versión de CYPE

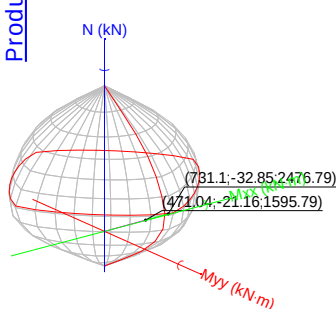
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)
Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+sx+0.3·SY".

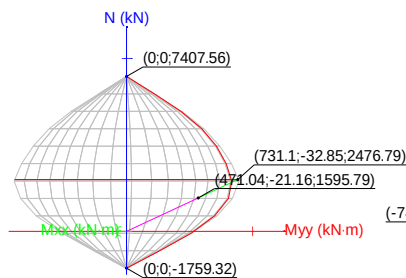
Se debe satisfacer:

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

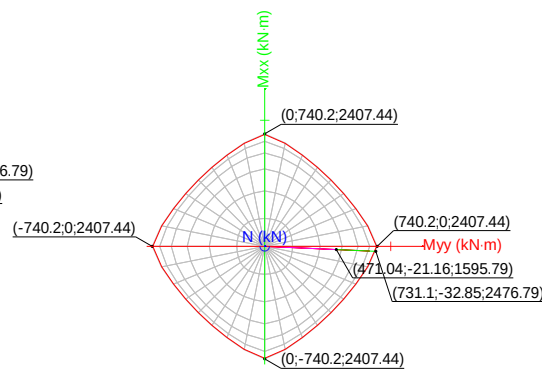
$$h : \underline{0.644} \checkmark$$



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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.

$$N_{Ed} : \underline{1595.79} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-21.16} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{471.04} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comprobaciones del pilar P12

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{array}{lcl} N_{Rd} & : & \underline{2476.79} \text{ kN} \\ M_{Rd,x} & : & \underline{-32.85} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} & : & \underline{731.10} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

$$\begin{array}{lcl} e_{e,x} & : & \underline{295.18} \text{ mm} \\ e_{e,y} & : & \underline{-13.26} \text{ mm} \end{array}$$

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\geq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-13.26} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-21.16} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{1595.79} \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\geq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{295.18} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{471.04} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{1595.79} \text{ kN}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{14.43}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P12

l_0 : Longitud de pandeo

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\begin{aligned} l_0 &: 2.500 \text{ m} \\ i_c &: 17.32 \text{ cm} \\ A_c &: 3600.00 \text{ cm}^2 \\ I &: 1080000.00 \text{ cm}^4 \\ I_{inf} &: 25.33 \end{aligned}$$

$$A : 0.74$$

$$j_{ef} : 1.8$$

$$B : 1.26$$

$$w : 0.29$$

$$A_s : 35.19 \text{ cm}^2$$

$$A_c : 3600.00 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : 16.67 \text{ MPa}$$

$$C : 0.70$$

$$n : 0.27$$

$$N_{Ed} : 1595.79 \text{ kN}$$

$$l : 14.43$$

$$\begin{aligned} l_0 &: 2.500 \text{ m} \\ i_c &: 17.32 \text{ cm} \\ A_c &: 3600.00 \text{ cm}^2 \\ I &: 1080000.00 \text{ cm}^4 \\ I_{inf} &: 25.33 \end{aligned}$$

$$A : 0.74$$

$$j_{ef} : 1.8$$

$$B : 1.26$$

Comprobaciones del pilar P12

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$w : \underline{0.29}$$

$$A_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.27}$$

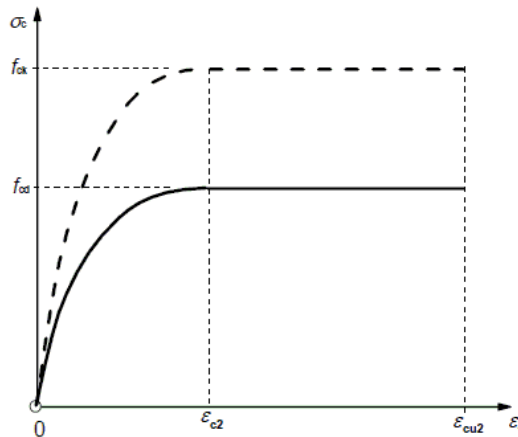
$$N_{Ed} : \underline{1595.79} \text{ kN}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

Comprobaciones del pilar P12

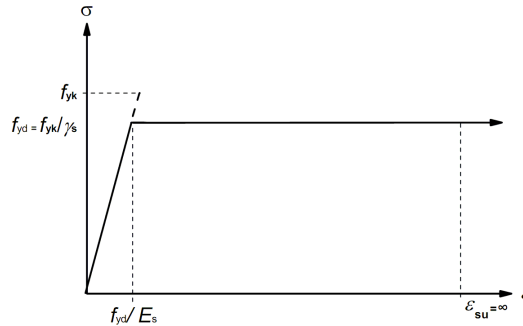
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{ck} : 25.00 MPa

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

g_c : 1.5

- (e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

e_{su} : 0.0100

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 500.00 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

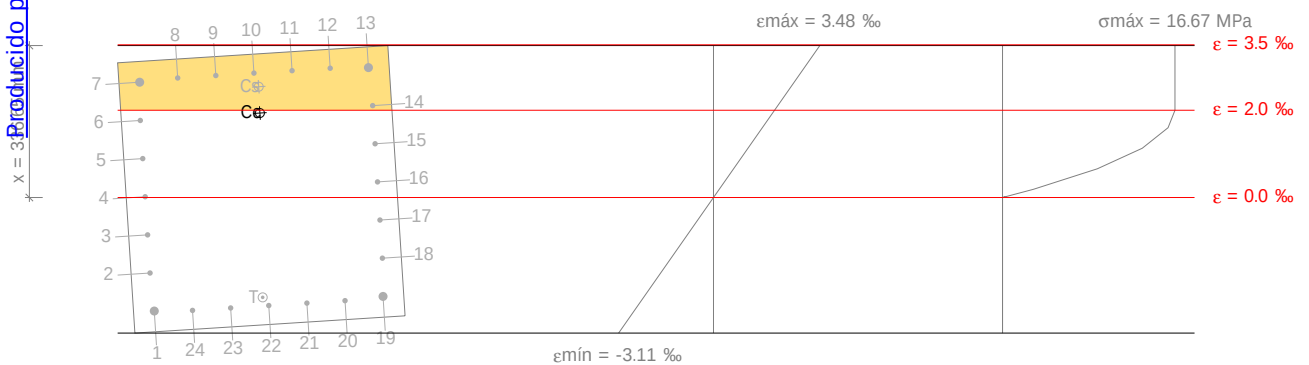
f_{yk} : 500.00 MPa

g_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

g_s : 1.00

- (f) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

El equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-500.00	-0.002602
2	Ø12	-169.33	258.00	-346.10	-0.001730
3	Ø12	-84.67	258.00	-171.28	-0.000856
4	Ø12	0.00	258.00	+3.53	+0.000018
5	Ø12	84.67	258.00	+178.34	+0.000892
6	Ø12	169.33	258.00	+353.16	+0.001766
7	Ø20	254.00	254.00	+400.00	+0.002642

Comprobaciones del pilar P12

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
8	Ø12	258.00	169.33	+400.00	+0.002740
9	Ø12	258.00	84.67	+400.00	+0.002795
10	Ø12	258.00	0.00	+400.00	+0.002851
11	Ø12	258.00	-84.67	+400.00	+0.002907
12	Ø12	258.00	-169.33	+400.00	+0.002963
13	Ø20	254.00	-254.00	+400.00	+0.002977
14	Ø12	169.33	-258.00	+400.00	+0.002106
15	Ø12	84.67	-258.00	+246.36	+0.001232
16	Ø12	0.00	-258.00	+71.55	+0.000358
17	Ø12	-84.67	-258.00	-103.27	-0.000516
18	Ø12	-169.33	-258.00	-278.08	-0.001390
19	Ø20	-254.00	-254.00	-453.42	-0.002267
20	Ø12	-258.00	-169.33	-472.84	-0.002364
21	Ø12	-258.00	-84.67	-484.00	-0.002420
22	Ø12	-258.00	0.00	-495.16	-0.002476
23	Ø12	-258.00	84.67	-500.00	-0.002532
24	Ø12	-258.00	169.33	-500.00	-0.002587

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	2536.05	168.85	-7.55
Cs	619.24	227.20	-8.62
T	678.49	-239.08	12.32

Producción por Ma. Versión educativa de CYPE

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Rd} : \underline{2476.79} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-32.85} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{731.10} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{2536.05} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{619.24} \text{ kN}$$

$$T : \underline{678.49} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{168.85} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-7.55} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{227.20} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-8.62} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{-239.08} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{12.32} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

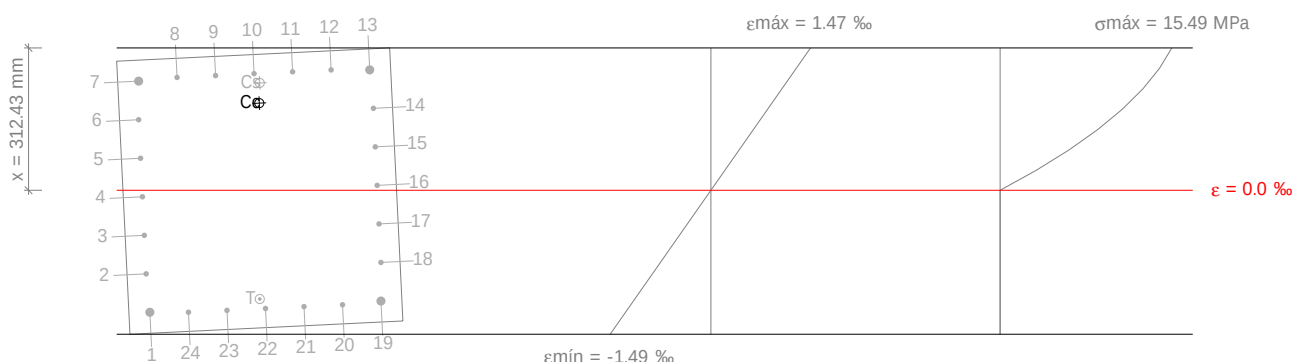
$$e_{smax} : \underline{0.0026}$$

$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$s_{smax} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P12

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-251.94	-0.001260
2	Ø12	-169.33	258.00	-172.57	-0.000863
3	Ø12	-84.67	258.00	-93.02	-0.000465
4	Ø12	0.00	258.00	-13.47	-0.000067
5	Ø12	84.67	258.00	+66.08	+0.000330
6	Ø12	169.33	258.00	+145.64	+0.000728
7	Ø20	254.00	254.00	+225.37	+0.001127
8	Ø12	258.00	169.33	+233.00	+0.001165
9	Ø12	258.00	84.67	+236.86	+0.001184
10	Ø12	258.00	0.00	+240.73	+0.001204
11	Ø12	258.00	-84.67	+244.60	+0.001223
12	Ø12	258.00	-169.33	+248.47	+0.001242
13	Ø20	254.00	-254.00	+248.58	+0.001243
14	Ø12	169.33	-258.00	+169.21	+0.000846
15	Ø12	84.67	-258.00	+89.66	+0.000448
16	Ø12	0.00	-258.00	+10.11	+0.000051
17	Ø12	-84.67	-258.00	-69.44	-0.000347
18	Ø12	-169.33	-258.00	-148.99	-0.000745
19	Ø20	-254.00	-254.00	-228.72	-0.001144
20	Ø12	-258.00	-169.33	-236.35	-0.001182
21	Ø12	-258.00	-84.67	-240.22	-0.001201
22	Ø12	-258.00	0.00	-244.09	-0.001220
23	Ø12	-258.00	84.67	-247.96	-0.001240
24	Ø12	-258.00	169.33	-251.83	-0.001259

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1601.69	192.86	-8.29
Cs	339.40	237.08	-11.47
T	345.30	-236.55	11.56

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{1595.79 \text{ kN}}$$

Comprobaciones del pilar P12

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$M_{Ed,x} : \underline{-21.16} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{471.04} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{1601.69} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{339.40} \text{ kN}$$

$$T : \underline{345.30} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{192.86} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-8.29} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{237.08} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-11.47} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{-236.55} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{11.56} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0015}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0013}$$

$$s_{cmax} : \underline{15.49} \text{ MPa}$$

$$s_{smax} : \underline{251.94} \text{ MPa}$$

Producido por la Universidad de CYPE

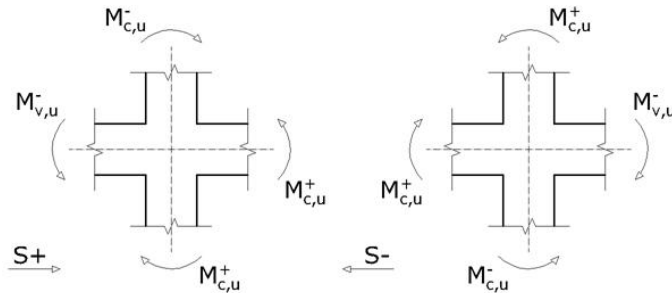
Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

Debe procurarse que la seguridad sismorresistente de los soportes sea superior a la de las vigas (Artículo 4.2.3).

Para este caso, resulta más desfavorable el esfuerzo axial mínimo: $N_d = 147.85 \text{ t}$.



Se debe satisfacer:

$$\sum_{\text{Columnas}} M_{c,u} \geq \sum_{\text{Vigas}} M_{v,u}$$

$$139.08 \text{ t}\cdot\text{m} \geq 42.67 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

Donde:

$\Sigma M_{c,u}$: Suma de los momentos últimos de las columnas.

$\Sigma M_{v,u}$: Suma de los momentos últimos de las vigas.

Dirección y sentido de la acción sísmica	Sismo X		Sismo Y	
	S+	S-	S+	S-
$\Sigma M_{c,u} \text{ (t}\cdot\text{m)}$	139.08	139.08	139.08	139.08
$\Sigma M_{v,u} \text{ (t}\cdot\text{m)}$	40.85	42.67	15.63	15.63
(*) : pésimo	✓	✓ *	✓	✓

Comprobaciones del pilar P12

Nota: No se han considerado anchos efectivos de losa en el cálculo de los momentos de agotamiento.

5. NIVEL 1_PRIMERA PLANTA (0 - 3.8 M)

Producción para versión educativa de CYPE

Un pilar es un elemento cuyo canto es inferior a 4 veces su ancho (Artículos A19.5.3.1(7) y A19.9.5.1).

$$600 \text{ mm} \leq 2400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

h : 600.00 mm

b : 600.00 mm

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a s_{min} (Artículo A9.8.2(2)):

69 mm $\geq$ 20 mm ✓

$S_{\min}$: 20 mm

S_1 : 20 mm

S₂ : 19 mm

S_3 : 20 mm

 $\varnothing_{\max} : 20 \text{ mm}$

d_g : 15 mm

12 mm $\geq$ 12 mm ✓

$\varnothing_{\min}$: 12 mm

Página 99 - 144

Comprobaciones del pilar P12

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$144 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{6} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\phi_{max} : \underline{6} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debe superar $s_{cl,max}$ (Artículo A19.9.5.3(3)):

$$s_t \leq s_{cl,max}$$

$$150 \text{ mm} \leq 180 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{cl,max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{cl,max} : \underline{180} \text{ mm}$$

$$s_1 = 15 \cdot \phi_{min}$$

$$s_1 : \underline{300} \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{180} \text{ mm}$$

$$s_3 = \min(G, h)$$

$$s_3 : \underline{600} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\phi_{min} : \underline{12} \text{ mm}$$

El diámetro de la armadura transversal no debe ser inferior a un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo A19.9.5.3(1)):

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{max} \quad \checkmark$$

$$6 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\phi_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

Ninguna barra de la zona de compresión debe estar a una distancia superior a 150 mm de otra que se encuentre sujeta (Artículo 9.5.3(6)).

$$s_{b,max} \leq 150 \text{ mm}$$

$$85 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{b,max}$: Separación máxima entre una barra no sujeta y otra barra sujeta.

$$s_{b,max} : \underline{85} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P12

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal A_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$35.19 \text{ cm}^2 \geq 14.40 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$$A_{s,min} : \underline{14.40} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

El área de la armadura longitudinal A_s no debería superar $A_{s,max}$ (Artículo A19.9.5.2(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

$$35.19 \text{ cm}^2 \leq 138.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$$

$$A_{s,max} : \underline{138.00} \text{ cm}^2$$

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

El área total de la armadura longitudinal A'_s no debería ser menor que $A'_{s,min}$ (Artículo A19.9.5.2(2)):

$$A'_s \geq A'_{s,min}$$

$$35.19 \text{ cm}^2 \geq 8.39 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A'_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$$

$$A'_{s,min} : \underline{8.39} \text{ cm}^2$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{3649.49} \text{ kN}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.098} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{168.37} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{7.75} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max} : \underline{1726.22} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.589} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P12

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{168.37} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{7.75} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} : \underline{286.39} \text{ kN}$$

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

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1726.22} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.250}$$

$$0.25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = 1.25$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{5.89} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{3649.49} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{460.33} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1726.22} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.250}$$

Comprobaciones del pilar P12

$$0.25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = 1.25$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{5.89} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{3649.49} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{460.33} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{286.39} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{242.99} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.657}$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.008}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

$$A_{sl} : \underline{20.99} \text{ cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P12

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

s_{cp} : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$s_{cp} : \underline{3.33} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{3649.49} \text{ kN}$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{463.82} \text{ mm}$$

$$v_{min} : \underline{0.37} \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{286.39} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{242.99} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.657}$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.008}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

$$A_{sl} : \underline{20.99} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

s_{cp} : Tensión media de compresión.

$$s_{cp} : \underline{3.33} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{3649.49} \text{ kN}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{463.82} \text{ mm}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} : \underline{0.37} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P12

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.109} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{187.51} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{5.14} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max,Vx} : \underline{1724.64} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{1499.22} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.655} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{187.51} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{5.14} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,s} : \underline{286.39} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+0.3·SY".

El 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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1724.64} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.250}$$

$$0.25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = 1.25$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{4.36} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{2279.05} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{14.20} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

Comprobaciones del pilar P12

z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$z : \underline{459.90} \text{ mm}$$

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1499.22} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

$$\alpha_{cw} : \underline{1.087}$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

$$\sigma_{cp} : \underline{1.44} \text{ MPa}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$N_{Ed} : \underline{2279.05} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{459.90} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} : \underline{286.39} \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar P12

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{242.99} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.657}$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.008}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada. Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

$$A_{sl} : \underline{20.99} \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

σ_{cp} : Tensión media de compresión.

$$s_{cp} : \underline{3.33} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{2279.05} \text{ kN}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{463.82} \text{ mm}$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{\min} : \underline{0.37} \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo A19.6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{286.39} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : \underline{242.99} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$g_c : \underline{1.500}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : \underline{1.657}$$

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.008}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

Comprobaciones del pilar P12

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada. Artículo A19.6.2.2(1), Figura A19.6.3

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

s_{cp} : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$A_{sl} : \underline{20.99} \text{ cm}^2$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$s_{cp} : \underline{3.33} \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : \underline{2279.05} \text{ kN}$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{463.82} \text{ mm}$$

$$v_{min} : \underline{0.37} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)

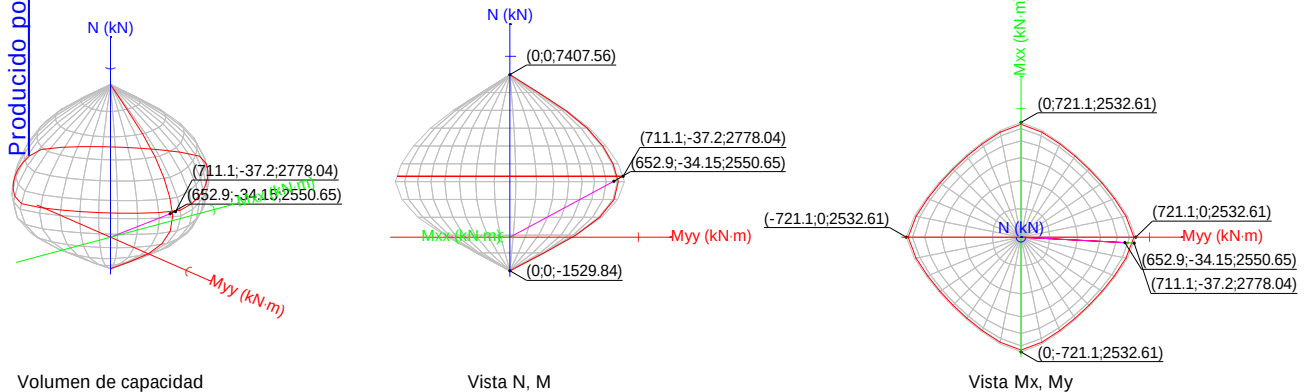
(Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.8 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.918} \checkmark$$



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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.

$$N_{Ed} : \underline{2550.65} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-34.15} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{652.90} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{2778.04} \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar P12

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{array}{lcl} M_{Rd,x} & : & \underline{-37.20} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} & : & \underline{711.10} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

$$e_{e,x} : \underline{255.97} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{-13.39} \text{ mm}$$

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-13.39} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-34.15} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{2550.65} \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{255.97} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{652.90} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{2550.65} \text{ kN}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{14.43}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{2.500} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

Comprobaciones del pilar P12

I: Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$I_{inf} : \underline{19.54}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.23}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.25}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C = 0.7$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n : \underline{0.43}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{2550.65} \text{ kN}$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{14.43}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{2.500} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I: Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$I_{inf} : \underline{19.54}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.23}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.25}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P12

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

$$A_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.43}$$

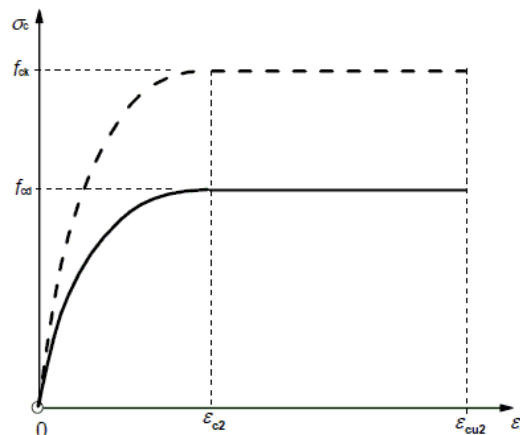
$$N_{Ed} : \underline{2550.65} \text{ kN}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

- Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

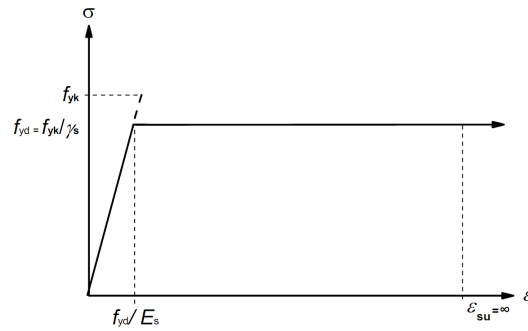
$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

Comprobaciones del pilar P12



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$\epsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

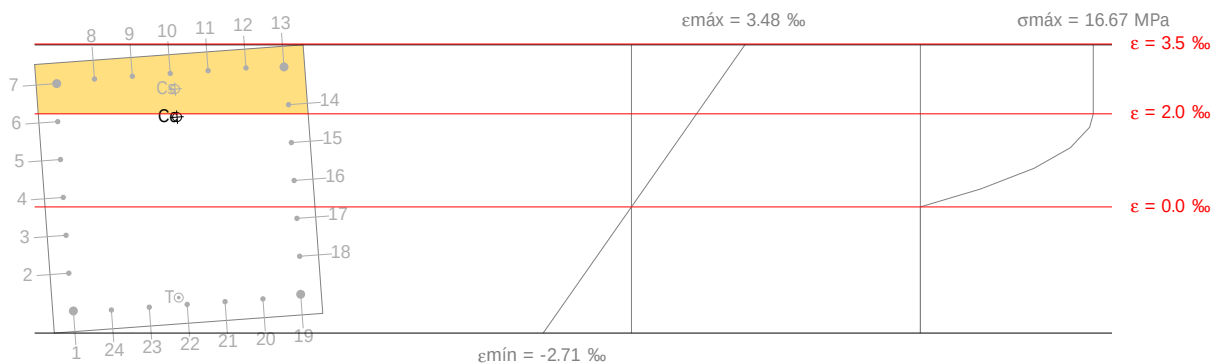
$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-434.78	-0.002236
2	Ø12	-169.33	258.00	-284.85	-0.001424
3	Ø12	-84.67	258.00	-122.02	-0.000610
4	Ø12	0.00	258.00	+40.82	+0.000204
5	Ø12	84.67	258.00	+203.65	+0.001018
6	Ø12	169.33	258.00	+366.49	+0.001832
7	Ø20	254.00	254.00	+400.00	+0.002649
8	Ø12	258.00	169.33	+400.00	+0.002748
9	Ø12	258.00	84.67	+400.00	+0.002807
10	Ø12	258.00	0.00	+400.00	+0.002867
11	Ø12	258.00	-84.67	+400.00	+0.002927
12	Ø12	258.00	-169.33	+400.00	+0.002986

Comprobaciones del pilar P12

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
13	Ø20	254.00	-254.00	+400.00	+0.003008
14	Ø12	169.33	-258.00	+400.00	+0.002196
15	Ø12	84.67	-258.00	+276.44	+0.001382
16	Ø12	0.00	-258.00	+113.60	+0.000568
17	Ø12	-84.67	-258.00	-49.23	-0.000246
18	Ø12	-169.33	-258.00	-212.06	-0.001060
19	Ø20	-254.00	-254.00	-375.46	-0.001877
20	Ø12	-258.00	-169.33	-395.10	-0.001975
21	Ø12	-258.00	-84.67	-407.04	-0.002035
22	Ø12	-258.00	0.00	-418.98	-0.002095
23	Ø12	-258.00	84.67	-430.93	-0.002155
24	Ø12	-258.00	169.33	-434.78	-0.002214

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	2708.20	159.86	-8.12
Cs	635.98	222.45	-8.22
T	566.14	-241.47	17.61

Producido por una versión de CYPE

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{2778.04} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-37.20} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{711.10} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{2708.20} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{635.98} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{566.14} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{159.86} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-8.12} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{222.45} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-8.22} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-241.47} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{17.61} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0022}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

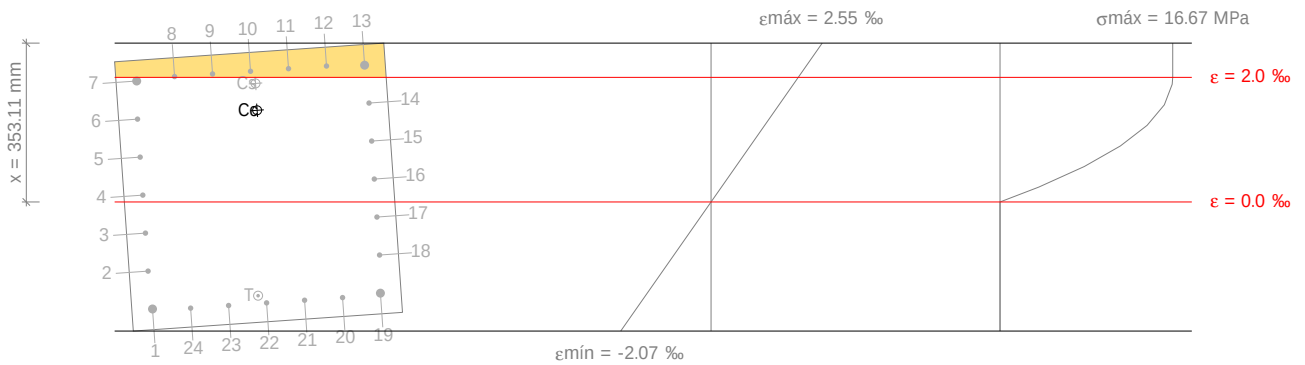
$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P12

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-343.61	-0.001718
2	Ø12	-169.33	258.00	-222.03	-0.001110
3	Ø12	-84.67	258.00	-100.04	-0.000500
4	Ø12	0.00	258.00	+21.94	+0.000110
5	Ø12	84.67	258.00	+143.92	+0.000720
6	Ø12	169.33	258.00	+265.91	+0.001330
7	Ø20	254.00	254.00	+388.29	+0.001941
8	Ø12	258.00	169.33	+400.00	+0.002013
9	Ø12	258.00	84.67	+400.00	+0.002055
10	Ø12	258.00	0.00	+400.00	+0.002097
11	Ø12	258.00	-84.67	+400.00	+0.002140
12	Ø12	258.00	-169.33	+400.00	+0.002182
13	Ø20	254.00	-254.00	+400.00	+0.002195
14	Ø12	169.33	-258.00	+317.51	+0.001588
15	Ø12	84.67	-258.00	+195.53	+0.000978
16	Ø12	0.00	-258.00	+73.55	+0.000368
17	Ø12	-84.67	-258.00	-48.44	-0.000242
18	Ø12	-169.33	-258.00	-170.42	-0.000852
19	Ø20	-254.00	-254.00	-292.80	-0.001464
20	Ø12	-258.00	-169.33	-307.03	-0.001535
21	Ø12	-258.00	-84.67	-315.50	-0.001578
22	Ø12	-258.00	0.00	-323.97	-0.001620
23	Ø12	-258.00	84.67	-332.44	-0.001662
24	Ø12	-258.00	169.33	-340.90	-0.001705

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	2405.94	170.50	-8.66
Cs	589.03	230.36	-9.26
T	444.32	-240.79	17.73

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{2550.65 \text{ kN}}$$

Comprobaciones del pilar P12

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$M_{Ed,x} : \underline{-34.15} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{652.90} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{2405.94} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{589.03} \text{ kN}$$

$$T : \underline{444.32} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{170.50} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-8.66} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{230.36} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-9.26} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{-240.79} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{17.73} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0025}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0017}$$

$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$s_{smax} : \underline{343.61} \text{ MPa}$$

Producido por una versión de CYPE

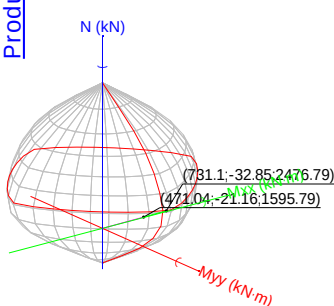
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)
 Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.8 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+SX+0.3·SY".

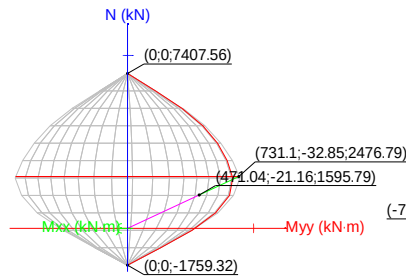
Se debe satisfacer:

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

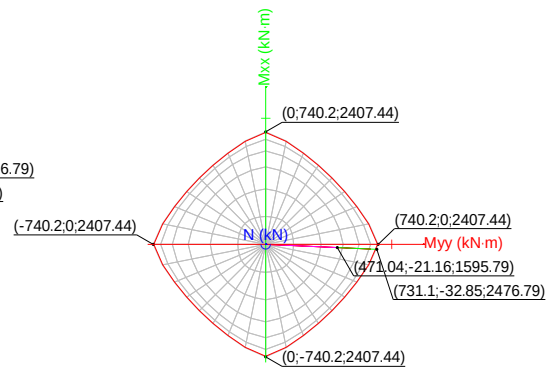
$$h : \underline{0.644} \checkmark$$



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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.

$$N_{Ed} : \underline{1595.79} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-21.16} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{471.04} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comprobaciones del pilar P12

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{array}{lcl} N_{Rd} & : & \underline{2476.79} \text{ kN} \\ M_{Rd,x} & : & \underline{-32.85} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} & : & \underline{731.10} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

$$\begin{array}{lcl} e_{e,x} & : & \underline{295.18} \text{ mm} \\ e_{e,y} & : & \underline{-13.26} \text{ mm} \end{array}$$

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\geq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-13.26} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-21.16} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{1595.79} \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\geq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{295.18} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{471.04} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{1595.79} \text{ kN}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{14.43}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar P12

l_0 : Longitud de pandeo

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$l_0 : \underline{2.500} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$l_{inf} : \underline{25.33}$$

$$A : \underline{0.74}$$

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.26}$$

$$\omega : \underline{0.29}$$

$$A_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.27}$$

$$N_{Ed} : \underline{1595.79} \text{ kN}$$

$$\lambda : \underline{14.43}$$

$$l_0 : \underline{2.500} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$l_{inf} : \underline{25.33}$$

$$A : \underline{0.74}$$

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.26}$$

Comprobaciones del pilar P12

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

$$w : \underline{0.29}$$

$$A_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.27}$$

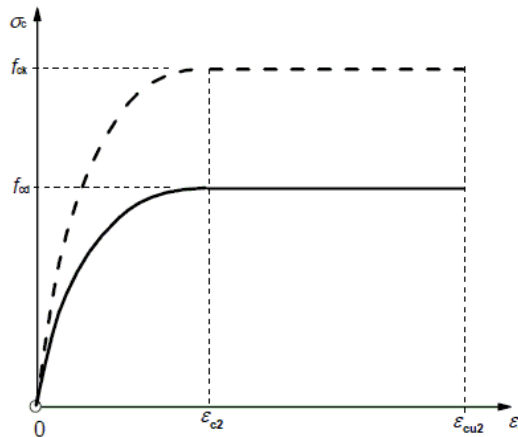
$$N_{Ed} : \underline{1595.79} \text{ kN}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

Comprobaciones del pilar P12

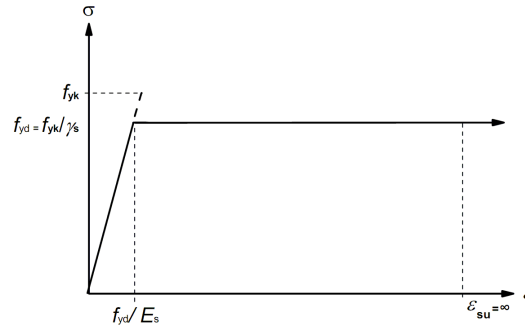
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{ck} : 25.00 MPa

g_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

g_c : 1.5

- (e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

e_{su} : 0.0100

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 500.00 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

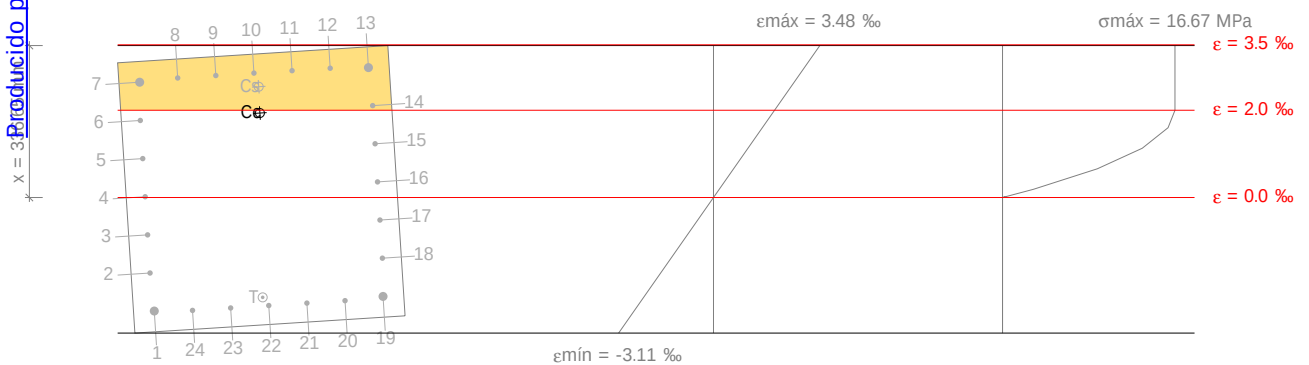
f_{yk} : 500.00 MPa

g_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

g_s : 1.00

- (f) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

El equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-500.00	-0.002602
2	Ø12	-169.33	258.00	-346.10	-0.001730
3	Ø12	-84.67	258.00	-171.28	-0.000856
4	Ø12	0.00	258.00	+3.53	+0.000018
5	Ø12	84.67	258.00	+178.34	+0.000892
6	Ø12	169.33	258.00	+353.16	+0.001766
7	Ø20	254.00	254.00	+400.00	+0.002642

Comprobaciones del pilar P12

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
8	Ø12	258.00	169.33	+400.00	+0.002740
9	Ø12	258.00	84.67	+400.00	+0.002795
10	Ø12	258.00	0.00	+400.00	+0.002851
11	Ø12	258.00	-84.67	+400.00	+0.002907
12	Ø12	258.00	-169.33	+400.00	+0.002963
13	Ø20	254.00	-254.00	+400.00	+0.002977
14	Ø12	169.33	-258.00	+400.00	+0.002106
15	Ø12	84.67	-258.00	+246.36	+0.001232
16	Ø12	0.00	-258.00	+71.55	+0.000358
17	Ø12	-84.67	-258.00	-103.27	-0.000516
18	Ø12	-169.33	-258.00	-278.08	-0.001390
19	Ø20	-254.00	-254.00	-453.42	-0.002267
20	Ø12	-258.00	-169.33	-472.84	-0.002364
21	Ø12	-258.00	-84.67	-484.00	-0.002420
22	Ø12	-258.00	0.00	-495.16	-0.002476
23	Ø12	-258.00	84.67	-500.00	-0.002532
24	Ø12	-258.00	169.33	-500.00	-0.002587

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	2536.05	168.85	-7.55
Cs	619.24	227.20	-8.62
T	678.49	-239.08	12.32

Producción por Ma. Versión educativa de CYPE

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Rd} : \underline{2476.79} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-32.85} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{731.10} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{2536.05} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{619.24} \text{ kN}$$

$$T : \underline{678.49} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{168.85} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-7.55} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{227.20} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-8.62} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{-239.08} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{12.32} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

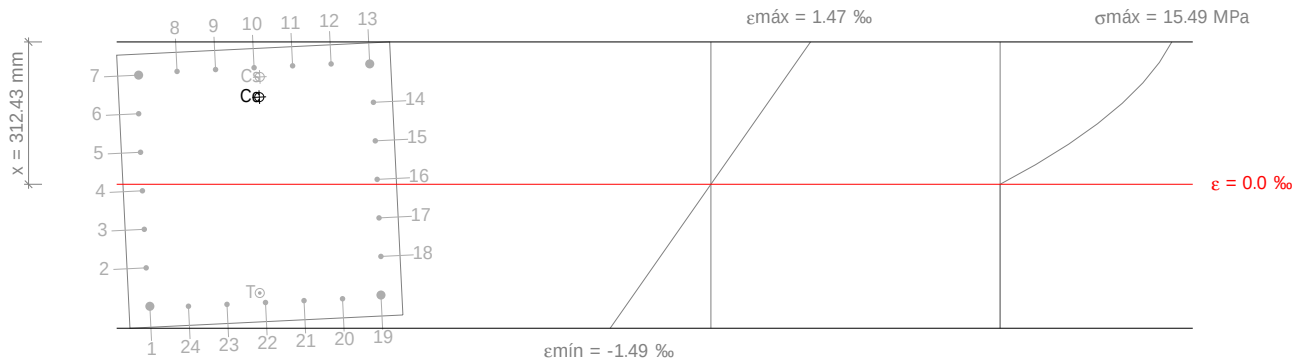
$$e_{smax} : \underline{0.0026}$$

$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$s_{smax} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar P12

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-251.94	-0.001260
2	Ø12	-169.33	258.00	-172.57	-0.000863
3	Ø12	-84.67	258.00	-93.02	-0.000465
4	Ø12	0.00	258.00	-13.47	-0.000067
5	Ø12	84.67	258.00	+66.08	+0.000330
6	Ø12	169.33	258.00	+145.64	+0.000728
7	Ø20	254.00	254.00	+225.37	+0.001127
8	Ø12	258.00	169.33	+233.00	+0.001165
9	Ø12	258.00	84.67	+236.86	+0.001184
10	Ø12	258.00	0.00	+240.73	+0.001204
11	Ø12	258.00	-84.67	+244.60	+0.001223
12	Ø12	258.00	-169.33	+248.47	+0.001242
13	Ø20	254.00	-254.00	+248.58	+0.001243
14	Ø12	169.33	-258.00	+169.21	+0.000846
15	Ø12	84.67	-258.00	+89.66	+0.000448
16	Ø12	0.00	-258.00	+10.11	+0.000051
17	Ø12	-84.67	-258.00	-69.44	-0.000347
18	Ø12	-169.33	-258.00	-148.99	-0.000745
19	Ø20	-254.00	-254.00	-228.72	-0.001144
20	Ø12	-258.00	-169.33	-236.35	-0.001182
21	Ø12	-258.00	-84.67	-240.22	-0.001201
22	Ø12	-258.00	0.00	-244.09	-0.001220
23	Ø12	-258.00	84.67	-247.96	-0.001240
24	Ø12	-258.00	169.33	-251.83	-0.001259

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1601.69	192.86	-8.29
Cs	339.40	237.08	-11.47
T	345.30	-236.55	11.56

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{1595.79 \text{ kN}}$$

Comprobaciones del pilar P12

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$M_{Ed,x} : \underline{-21.16} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{471.04} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{1601.69} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{339.40} \text{ kN}$$

$$T : \underline{345.30} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{192.86} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-8.29} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{237.08} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-11.47} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{-236.55} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{11.56} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0015}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0013}$$

$$s_{cmax} : \underline{15.49} \text{ MPa}$$

$$s_{smax} : \underline{251.94} \text{ MPa}$$

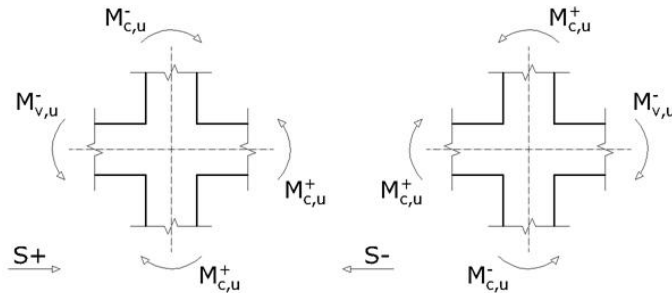
Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

Debe procurarse que la seguridad sismorresistente de los soportes sea superior a la de las vigas (Artículo 4.2.3).

Para este caso, resulta más desfavorable el esfuerzo axial mínimo: $N_d = 212.72 \text{ t}$.



Se debe satisfacer:

$$\sum_{\text{Columnas}} M_u \geq \sum_{\text{Vigas}} M_u$$

$$147.56 \text{ t}\cdot\text{m} \geq 42.94 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

Donde:

$SM_{c,u}$: Suma de los momentos últimos de las columnas.

$SM_{v,u}$: Suma de los momentos últimos de las vigas.

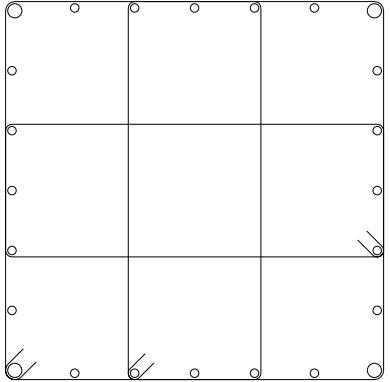
Dirección y sentido de la acción sísmica	Sismo X		Sismo Y	
	S+	S-	S+	S-
$\Sigma M_{c,u} \text{ (t}\cdot\text{m)}$	147.56	147.56	147.56	147.56
$\Sigma M_{v,u} \text{ (t}\cdot\text{m)}$	40.86	42.94	15.63	15.63
(*) : pésimo	✓	✓ *	✓	✓

Comprobaciones del pilar P12

Nota: No se han considerado anchos efectivos de losa en el cálculo de los momentos de agotamiento.

Comprobaciones del pilar P12

6. NIVEL 0_CIMENTACION

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 60x60 cm
	Tramo : -0.650/0.000 m
	Altura libre : 0.00 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : HA-25, Yc=1.5
	Acero : B 500 S, Ys=1.15
	Longitud de pandeo
	Plano ZX : 3.50 m
	Plano ZY : 3.50 m
	Armadura longitudinal
	Esquina : 4Ø20
	Cara X : 10Ø12
	Cara Y : 10Ø12
	Cuantía : 0.98 %
	Armadura transversal
	Estribos : 3eØ6

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.8.2 y A19.9.5)

La comprobación no procede

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.5.2)

La comprobación no procede

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$h : \underline{0.098} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{168.37} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{7.75} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max} : \underline{1726.22} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.

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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1726.22} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.250}$$

$$0.25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = 1.25$$

Comprobaciones del pilar P12

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$s_{cp} : \underline{5.89} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{3649.49} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{460.33} \text{ mm}$$

η_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$\eta_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1726.22} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.250}$$

$$0.25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = 1.25$$

Siendo:

s_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$s_{cp} : \underline{5.89} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{3649.49} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{460.33} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P12

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$\eta_1 : \underline{0.109} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{187.51} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{5.14} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max,Vx} : \underline{1724.64} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{1499.22} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa+0.3·SY.

El 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:

Cortante en la dirección X:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1724.64} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.250}$$

$$0.25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = 1.25$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{4.36} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{2279.05} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{14.20} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión.

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

Comprobaciones del pilar P12

z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$z : \underline{459.90} \text{ mm}$$

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{1499.22} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

$$\alpha_{cw} : \underline{1.087}$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

$$\sigma_{cp} : \underline{1.44} \text{ MPa}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$N_{Ed} : \underline{2279.05} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z: Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{459.90} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Comprobaciones del pilar P12

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones $1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot CM + 1.5 \cdot Qa$.

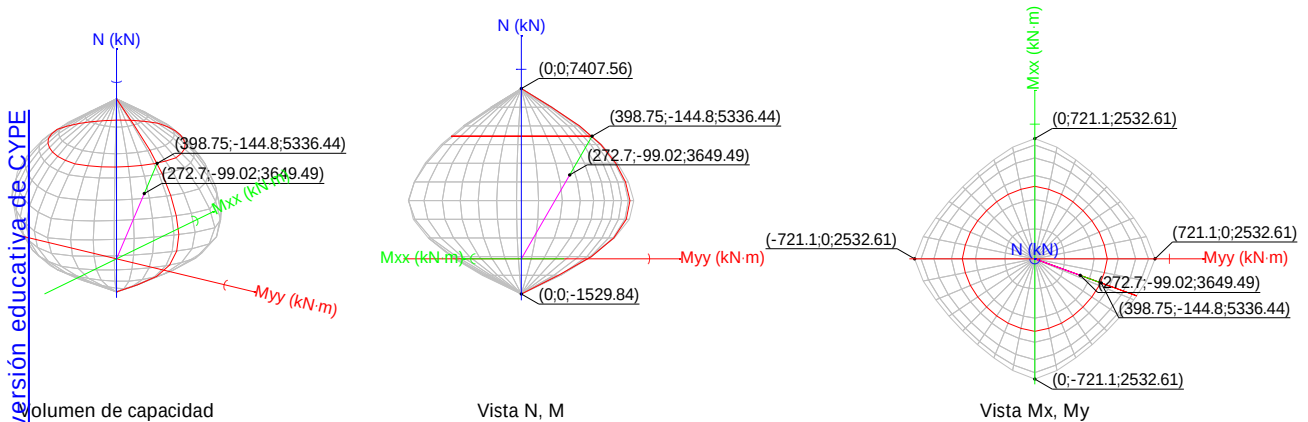
Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

η_1 : 0.613 ✓

$$\eta_2 = \sqrt{\frac{N_{Sd}^2 + M_{Sd,x}^2 + M_{Sd,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

η_2 : 0.684 ✓



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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} :	<u>3649.49</u>	kN
$M_{Ed,x}$:	<u>-19.76</u>	kN·m
$M_{Ed,y}$:	<u>193.43</u>	kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Rd} :	<u>5957.27</u>	kN
$M_{Rd,x}$:	<u>-32.26</u>	kN·m
$M_{Rd,y}$:	<u>315.76</u>	kN·m

Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

$e_{e,x}$:	<u>53.00</u>	mm
$e_{e,y}$:	<u>-5.41</u>	mm

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}, e_{0,y}$ es superior a la mínima.

Comprobaciones del pilar P12

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-5.41} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-19.76} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{3649.49} \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{53.00} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{193.43} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{3649.49} \text{ kN}$$

Producido por la versión educativa de CYPE

Comprobación del estado límite de inestabilidad (η_2)

N_{Sd}, M_{Sd} esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

N_{Sd} : Axil solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{Sd} : \underline{3649.49} \text{ kN}$$

M_{Sd} : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Sd,x} : \underline{-99.02} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Sd,y} : \underline{272.70} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{5336.44} \text{ kN}$$

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$M_{Rd,x} : \underline{-144.80} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{398.75} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

En el eje x:

Los efectos de segundo orden no se pueden despreciar, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es mayor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{20.21}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.500} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

Comprobaciones del pilar P12

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

La comprobación del estado límite de inestabilidad se realiza según los criterios del artículo A19.5.8.8, sumando a la excentricidad de primer orden una excentricidad que representa las imperfecciones geométricas y otra excentricidad que representa los efectos de segundo orden, según se detalla a continuación:

$$N_{Sd} = N_d$$

$$M_{Sd} = N_d \cdot e_{tot}$$

Donde:

$$e_{tot} = e_e + e_i + e_2$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

e_i : Excentricidad adicional que considera los efectos de las imperfecciones geométricas, según A19.5.2.

$$e_i = \theta_i \cdot l_0 / 2$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

Siendo:

q_0 : Valor básico (1/200).

α_h : Coeficiente de reducción por la altura.

$$\alpha_h = 2 / \sqrt{l} \quad ; \quad 2/3 \leq \alpha_h \leq 1$$

l : Altura

$$l_{inf} : \underline{16.34}$$

$$A : \underline{0.74}$$

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.23}$$

$$w : \underline{0.25}$$

$$A_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.61}$$

$$N_{Ed} : \underline{3649.49} \text{ kN}$$

$$N_{Sd} : \underline{3649.49} \text{ kN}$$

$$M_{Sd} : \underline{-99.02} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_{tot} : \underline{-27.13} \text{ mm}$$

$$e_e : \underline{-5.41} \text{ mm}$$

$$e_i : \underline{-8.75} \text{ mm}$$

$$l_0 : \underline{3.500} \text{ m}$$

$$q_i : \underline{0.0050}$$

$$q_0 : \underline{0.0050}$$

$$\alpha_h : \underline{1.0000}$$

$$l : \underline{3.500} \text{ m}$$

Comprobaciones del pilar P12

a_m : Coeficiente de reducción por el número de elementos.	a_m :	<u>1.0000</u>	
e_2 : Flecha, según A19.5.8.8.	e_2 :	<u>-12.97</u>	mm
$e_2 = (1/r) \cdot l_0^2 / c$			
Donde:			
l_0 : Longitud de pandeo	l_0 :	<u>3.500</u>	m
c : Coeficiente que depende de la distribución de curvatura (π^2).	c :	<u>9.870</u>	
$1/r$: Curvatura.	$1/r$:	<u>0.0104</u>	m ⁻¹
$1/r = K_r \cdot K_\varphi \cdot 1/r_0$			
Donde:			
K_r : Coeficiente de corrección que depende de la carga normal.	K_r :	<u>0.756</u>	
$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) \leq 1$			
Donde:			
$n_u = 1 + \omega$	n_u :	<u>1.25</u>	
$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$	w :	<u>0.25</u>	
$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$	n :	<u>0.61</u>	
$n_{bal} = 0.4$	n_{bal} :	<u>0.40</u>	
K_j : Coeficiente que tiene en cuenta la fluencia.	K_j :	<u>1.595</u>	
$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1$			
Donde:			
$\beta = 0.35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150$	b :	<u>0.340</u>	
j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.	j_{ef} :	<u>1.750</u>	
$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0.45 \cdot d)$	$1/r_0$:	<u>0.0087</u>	m ⁻¹
Donde:			
$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$	e_{yd} :	<u>0.00217</u>	
d : Distancia desde la fibra más comprimida de hormigón hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada.	d :	<u>558</u>	mm
En el eje y:			
Los efectos de segundo orden no se pueden despreciar, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es mayor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.2.			
$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$	l :	<u>20.21</u>	
Donde:			
l_0 : Longitud de pandeo	l_0 :	<u>3.500</u>	m
i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.	i_c :	<u>17.32</u>	cm
A_c : Área total de la sección de hormigón.	A_c :	<u>3600.00</u>	cm ²
I : Inercia.	I :	<u>1080000.00</u>	cm ⁴

Comprobaciones del pilar P12

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$C = 0.7$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

La comprobación del estado límite de inestabilidad se realiza según los criterios del artículo A19.5.8.8, sumando a la excentricidad de primer orden una excentricidad que representa las imperfecciones geométricas y otra excentricidad que representa los efectos de segundo orden, según se detalla a continuación:

$$N_{Sd} = N_d$$

$$M_{Sd} = N_d \cdot e_{tot}$$

Donde:

$$e_{tot} = e_e + e_i + e_2$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

e_i : Excentricidad adicional que considera los efectos de las imperfecciones geométricas, según A19.5.2.

$$e_i = \theta_i \cdot l_0 / 2$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

Siendo:

q_0 : Valor básico (1/200).

α_h : Coeficiente de reducción por la altura.

$$\alpha_h = 2 / \sqrt{l} \quad ; \quad 2/3 \leq \alpha_h \leq 1$$

l : Altura

$$l_{inf} : \underline{16.34}$$

$$A : \underline{0.74}$$

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.23}$$

$$w : \underline{0.25}$$

$$A_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.61}$$

$$N_{Ed} : \underline{3649.49} \text{ kN}$$

$$N_{Sd} : \underline{3649.49} \text{ kN}$$

$$M_{Sd} : \underline{272.70} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_{tot} : \underline{74.72} \text{ mm}$$

$$e_e : \underline{53.00} \text{ mm}$$

$$e_i : \underline{8.75} \text{ mm}$$

$$l_0 : \underline{3.500} \text{ m}$$

$$q_i : \underline{0.0050}$$

$$q_0 : \underline{0.0050}$$

$$\alpha_h : \underline{1.0000}$$

$$l : \underline{3.500} \text{ m}$$

Comprobaciones del pilar P12

a_m : Coeficiente de reducción por el número de elementos.	a_m :	<u>1.0000</u>	
e_2 : Flecha, según A19.5.8.8.	e_2 :	<u>12.97</u>	mm
$e_2 = (1/r) \cdot l_0^2 / c$			
Donde:			
l_0 : Longitud de pandeo	l_0 :	<u>3.500</u>	m
c : Coeficiente que depende de la distribución de curvatura (π^2).	c :	<u>9.870</u>	
$1/r$: Curvatura.	$1/r$:	<u>0.0104</u>	m ⁻¹
$1/r = K_r \cdot K_\varphi \cdot 1/r_0$			
Donde:			
K_r : Coeficiente de corrección que depende de la carga normal.	K_r :	<u>0.756</u>	
$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) \leq 1$			
Donde:			
$n_u = 1 + \omega$	n_u :	<u>1.25</u>	
$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$	ω :	<u>0.25</u>	
$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$	n :	<u>0.61</u>	
$n_{bal} = 0.4$	n_{bal} :	<u>0.40</u>	
K_j : Coeficiente que tiene en cuenta la fluencia.	K_j :	<u>1.595</u>	
$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1$			
Donde:			
$\beta = 0.35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150$	β :	<u>0.340</u>	
j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.	j_{ef} :	<u>1.750</u>	
$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0.45 \cdot d)$	$1/r_0$:	<u>0.0087</u>	m ⁻¹
Donde:			
$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$	ε_{yd} :	<u>0.00217</u>	
d : Distancia desde la fibra más comprimida de hormigón hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada.	d :	<u>558</u>	mm

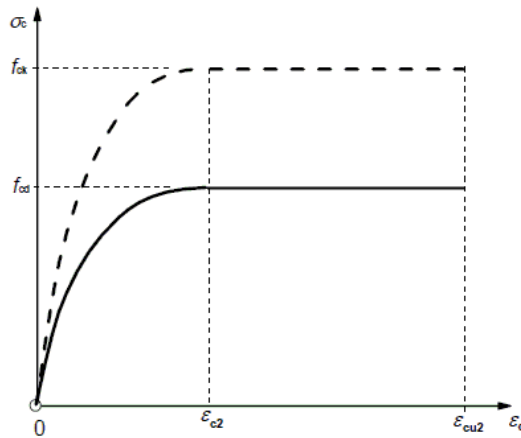
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

Comprobaciones del pilar P12

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



e_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

e_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

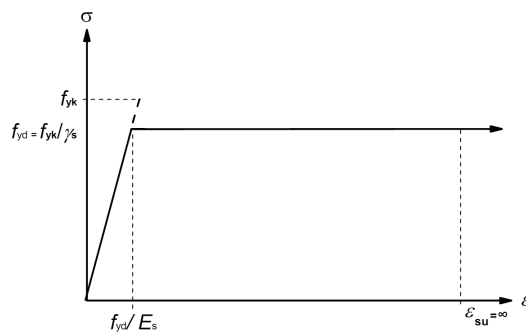
Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

d) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

$$e_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$$e_{c2} : \underline{0.0020}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

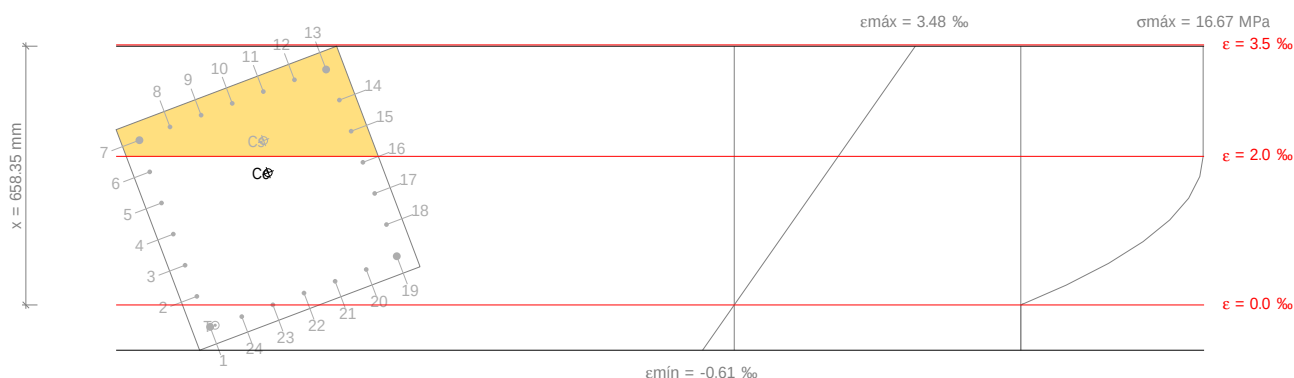
$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

Comprobaciones del pilar P12

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-59.15	-0.000296
2	Ø12	-169.33	258.00	+23.13	+0.000116
3	Ø12	-84.67	258.00	+106.90	+0.000535
4	Ø12	0.00	258.00	+190.67	+0.000953
5	Ø12	84.67	258.00	+274.45	+0.001372
6	Ø12	169.33	258.00	+358.22	+0.001791
7	Ø20	254.00	254.00	+400.00	+0.002217
8	Ø12	258.00	169.33	+400.00	+0.002396
9	Ø12	258.00	84.67	+400.00	+0.002554
10	Ø12	258.00	0.00	+400.00	+0.002713
11	Ø12	258.00	-84.67	+400.00	+0.002871
12	Ø12	258.00	-169.33	+400.00	+0.003030
13	Ø20	254.00	-254.00	+400.00	+0.003169
14	Ø12	169.33	-258.00	+400.00	+0.002757
15	Ø12	84.67	-258.00	+400.00	+0.002339
16	Ø12	0.00	-258.00	+383.94	+0.001920
17	Ø12	-84.67	-258.00	+300.17	+0.001501
18	Ø12	-169.33	-258.00	+216.39	+0.001082
19	Ø20	-254.00	-254.00	+131.12	+0.000656
20	Ø12	-258.00	-169.33	+95.45	+0.000477
21	Ø12	-258.00	-84.67	+63.74	+0.000319
22	Ø12	-258.00	0.00	+32.03	+0.000160
23	Ø12	-258.00	84.67	+0.32	+0.000002
24	Ø12	-258.00	169.33	-31.39	-0.000157

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	4518.03	60.75	-23.19
Cs	840.54	141.15	-41.28
T	22.13	-254.64	240.42

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : 5336.44 \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar P12

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-144.80 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{398.75 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{4518.03 \text{ kN}}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{840.54 \text{ kN}}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{22.13 \text{ kN}}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{60.75 \text{ mm}}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-23.19 \text{ mm}}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{141.15 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-41.28 \text{ mm}}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-254.64 \text{ mm}}$$

$$e_{T,y} : \underline{240.42 \text{ mm}}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0003}$$

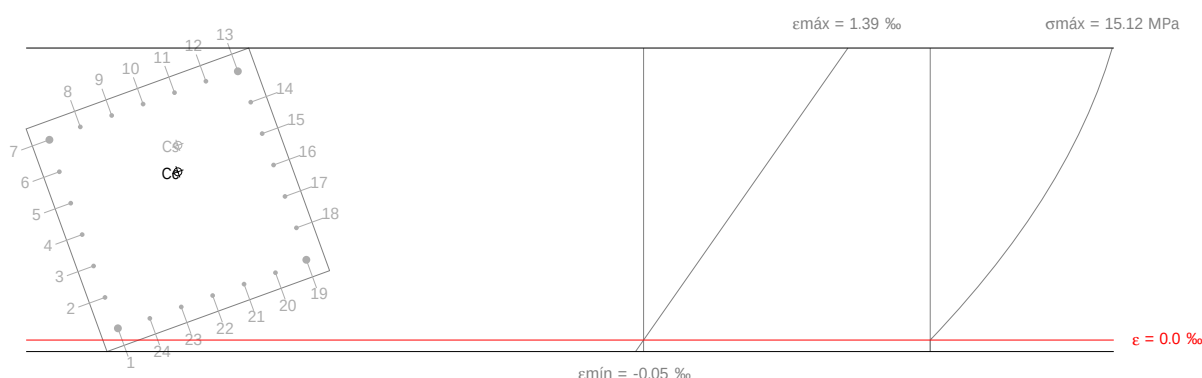
s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{16.67 \text{ MPa}}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{59.15 \text{ MPa}}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	+11.20	+0.000056
2	Ø12	-169.33	258.00	+40.61	+0.000203
3	Ø12	-84.67	258.00	+70.52	+0.000353
4	Ø12	0.00	258.00	+100.44	+0.000502
5	Ø12	84.67	258.00	+130.36	+0.000652
6	Ø12	169.33	258.00	+160.28	+0.000801
7	Ø20	254.00	254.00	+190.71	+0.000954
8	Ø12	258.00	169.33	+203.00	+0.001015
9	Ø12	258.00	84.67	+213.87	+0.001069
10	Ø12	258.00	0.00	+224.74	+0.001124
11	Ø12	258.00	-84.67	+235.62	+0.001178
12	Ø12	258.00	-169.33	+246.49	+0.001232
13	Ø20	254.00	-254.00	+255.95	+0.001280
14	Ø12	169.33	-258.00	+226.54	+0.001133

Comprobaciones del pilar P12

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	e
15	Ø12	84.67	-258.00	+196.62	+0.000983
16	Ø12	0.00	-258.00	+166.70	+0.000834
17	Ø12	-84.67	-258.00	+136.78	+0.000684
18	Ø12	-169.33	-258.00	+106.86	+0.000534
19	Ø20	-254.00	-254.00	+76.43	+0.000382
20	Ø12	-258.00	-169.33	+64.15	+0.000321
21	Ø12	-258.00	-84.67	+53.27	+0.000266
22	Ø12	-258.00	0.00	+42.40	+0.000212
23	Ø12	-258.00	84.67	+31.53	+0.000158
24	Ø12	-258.00	169.33	+20.66	+0.000103

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	3179.50	66.59	-24.17
C _s	469.99	129.75	-47.15
T	0.00	0.00	0.00

Producido por una versión de ZYPE

$$N_{sd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{sd} : \underline{3649.49} \text{ kN}$$

$$M_{sd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{sd,x} : \underline{-99.02} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{sd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{sd,y} : \underline{272.70} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{3179.50} \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{469.99} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.00} \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{66.59} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-24.17} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{129.75} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-47.15} \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0014}$$

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0000}$$

s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{15.12} \text{ MPa}$$

s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{0.00} \text{ MPa}$$

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

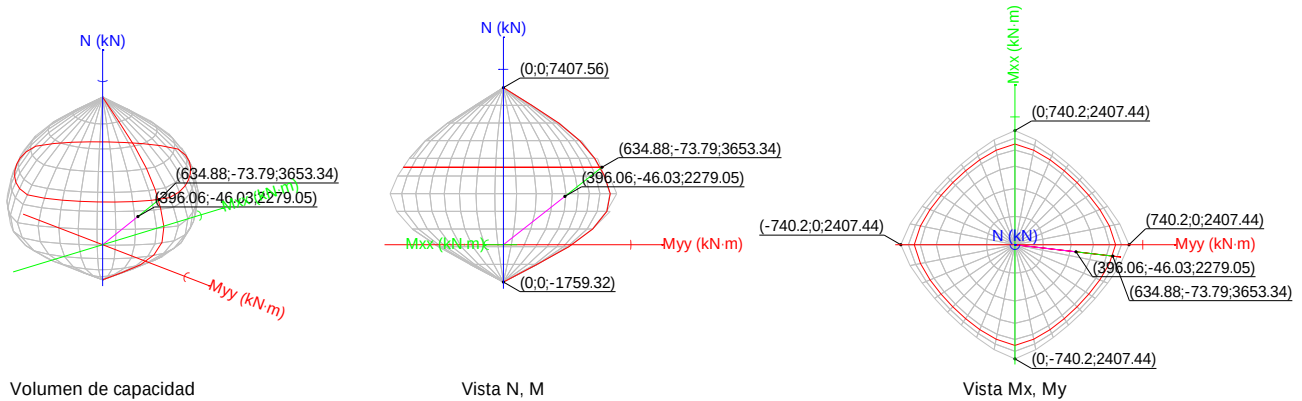
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa+SX+0.3·SY.

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.624} \checkmark$$

Comprobaciones del pilar P12



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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.

$$\begin{array}{lcl} N_{Ed} & : & 2279.05 \text{ kN} \\ M_{Ed,x} & : & -46.03 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} & : & 396.06 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{array}{lcl} N_{Rd} & : & 3653.34 \text{ kN} \\ M_{Rd,x} & : & -73.79 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} & : & 634.88 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{array}$$

Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo A19.6.1(4).

$$\begin{array}{lcl} e_{e,x} & : & 173.78 \text{ mm} \\ e_{e,y} & : & -20.20 \text{ mm} \end{array}$$

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \not\geq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : 20.00 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : 600.00 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : -20.20 \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : -46.03 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comprobaciones del pilar P12

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{2279.05} \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{\min} = \frac{h}{30} \not\leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{\min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{173.78} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{396.06} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{2279.05} \text{ kN}$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior $\lambda_{\lim}$ indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{20.21}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.500} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$l_{\inf} : \underline{21.19}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.26}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.29}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C = 0.7$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n : \underline{0.38}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{2279.05} \text{ kN}$$

En el eje y:

Comprobaciones del pilar P12

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en A19.5.8.3.1 - A19.5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$l : \underline{20.21}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.500} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{17.32} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{1080000.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

$$I_{inf} : \underline{21.19}$$

Donde:

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef})$$

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

j_{ef} : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$j_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$$

$$B : \underline{1.26}$$

Formulación UNE-EN 1992-1-1:2013

Siendo:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$w : \underline{0.29}$$

Donde:

A_s : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{35.19} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{3600.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$C = 0.7$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n : \underline{0.38}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{2279.05} \text{ kN}$$

Producido por una versión educativa de CYPE

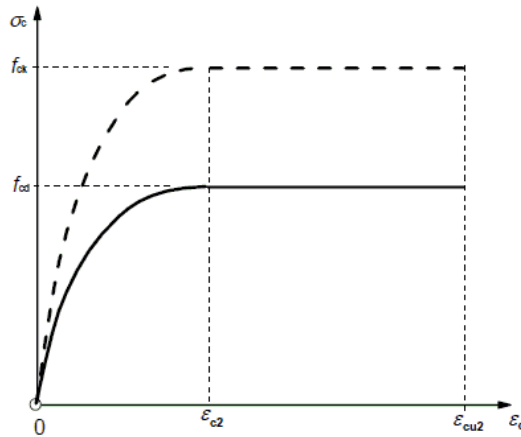
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Comprobaciones del pilar P12



e_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{cu2} : \underline{0.0035}$$

e_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

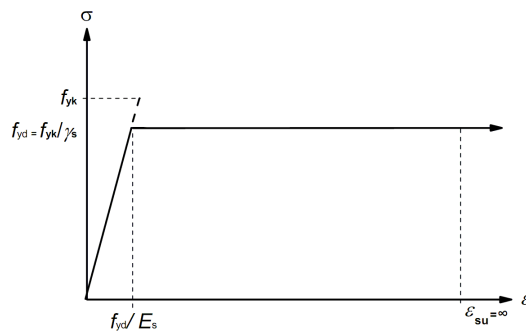
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(d) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

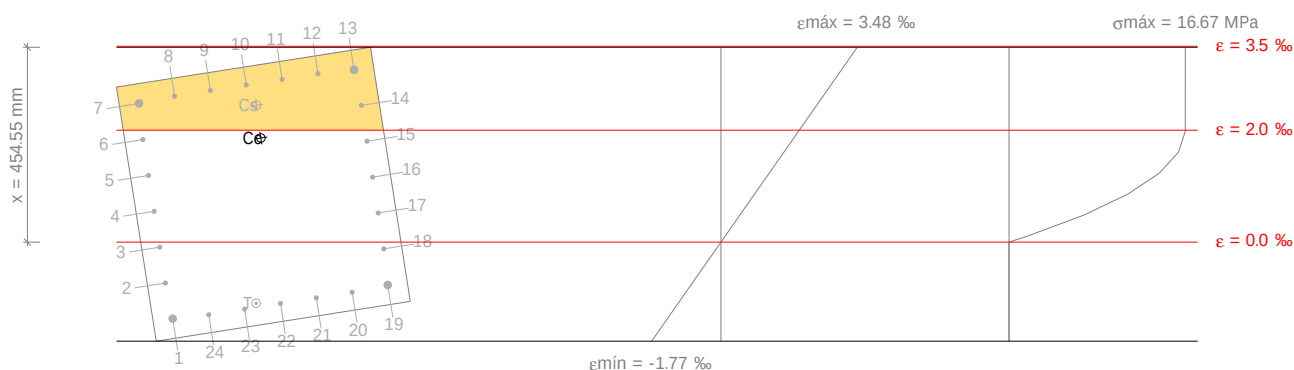
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Comprobaciones del pilar P12

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-273.52	-0.001368
2	Ø12	-169.33	258.00	-146.30	-0.000732
3	Ø12	-84.67	258.00	-18.13	-0.000091
4	Ø12	0.00	258.00	+110.04	+0.000550
5	Ø12	84.67	258.00	+238.20	+0.001191
6	Ø12	169.33	258.00	+366.37	+0.001832
7	Ø20	254.00	254.00	+400.00	+0.002477
8	Ø12	258.00	169.33	+400.00	+0.002608
9	Ø12	258.00	84.67	+400.00	+0.002709
10	Ø12	258.00	0.00	+400.00	+0.002809
11	Ø12	258.00	-84.67	+400.00	+0.002909
12	Ø12	258.00	-169.33	+400.00	+0.003010
13	Ø20	254.00	-254.00	+400.00	+0.003080
14	Ø12	169.33	-258.00	+400.00	+0.002444
15	Ø12	84.67	-258.00	+360.57	+0.001803
16	Ø12	0.00	-258.00	+232.40	+0.001162
17	Ø12	-84.67	-258.00	+104.23	+0.000521
18	Ø12	-169.33	-258.00	-23.94	-0.000120
19	Ø20	-254.00	-254.00	-153.06	-0.000765
20	Ø12	-258.00	-169.33	-179.19	-0.000896
21	Ø12	-258.00	-84.67	-199.27	-0.000996
22	Ø12	-258.00	0.00	-219.35	-0.001097
23	Ø12	-258.00	84.67	-239.42	-0.001197
24	Ø12	-258.00	169.33	-259.50	-0.001298

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	3250.26	130.39	-14.46
Cs	682.44	207.50	-16.36
T	279.36	-248.70	55.97

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{3653.34} \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar P12

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-73.79 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{634.88 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{3250.26 \text{ kN}}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{682.44 \text{ kN}}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{279.36 \text{ kN}}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{130.39 \text{ mm}}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-14.46 \text{ mm}}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{207.50 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-16.36 \text{ mm}}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-248.70 \text{ mm}}$$

$$e_{T,y} : \underline{55.97 \text{ mm}}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0014}$$

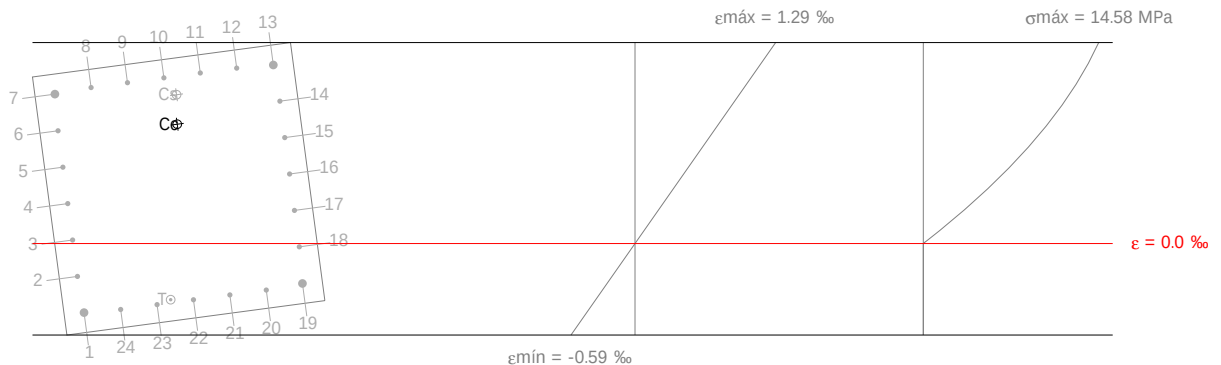
s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{16.67 \text{ MPa}}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{273.52 \text{ MPa}}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø20	-254.00	254.00	-88.88	-0.000444
2	Ø12	-169.33	258.00	-42.32	-0.000212
3	Ø12	-84.67	258.00	+4.54	+0.000023
4	Ø12	0.00	258.00	+51.40	+0.000257
5	Ø12	84.67	258.00	+98.25	+0.000491
6	Ø12	169.33	258.00	+145.11	+0.000726
7	Ø20	254.00	254.00	+192.26	+0.000961
8	Ø12	258.00	169.33	+200.73	+0.001004
9	Ø12	258.00	84.67	+206.97	+0.001035
10	Ø12	258.00	0.00	+213.22	+0.001066
11	Ø12	258.00	-84.67	+219.47	+0.001097
12	Ø12	258.00	-169.33	+225.72	+0.001129
13	Ø20	254.00	-254.00	+229.76	+0.001149
14	Ø12	169.33	-258.00	+183.19	+0.000916

Comprobaciones del pilar P12

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
15	Ø12	84.67	-258.00	+136.34	+0.000682
16	Ø12	0.00	-258.00	+89.48	+0.000447
17	Ø12	-84.67	-258.00	+42.62	+0.000213
18	Ø12	-169.33	-258.00	-4.23	-0.000021
19	Ø20	-254.00	-254.00	-51.38	-0.000257
20	Ø12	-258.00	-169.33	-59.85	-0.000299
21	Ø12	-258.00	-84.67	-66.10	-0.000330
22	Ø12	-258.00	0.00	-72.35	-0.000362
23	Ø12	-258.00	84.67	-78.59	-0.000393
24	Ø12	-258.00	169.33	-84.84	-0.000424

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	2031.20	147.97	-16.39
Cs	338.09	215.53	-23.77
T	90.24	-250.87	52.10

Producido por una versión de ZYPE

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{2279.05} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-46.03} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{396.06} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{2031.20} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{338.09} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{90.24} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{147.97} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,y} : \underline{-16.39} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{215.53} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-23.77} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-250.87} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{52.10} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0013}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0004}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{14.58} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{88.88} \text{ MPa}$$

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

La comprobación no procede

Diseño por capacidad. Momentos flectores en soportes. (NCSE-02)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad.



ÍNDICE

1. DESCRIPCIÓN.....	2
2. RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES.....	2
3. COMPROBACIONES DE RESISTENCIA.....	3
4. COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN.....	54
5. COMPROBACIONES DE FLECHA.....	55

Viga 2

3. COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

P4 - P3 (P4 - 1.298 m, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$32 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{12} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro máximo de la armadura.

$$\phi_{max} : \underline{12} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$164 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{6} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\phi_{max} : \underline{6} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Viga 2

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$11.94 \text{ cm}^2 \geq 2.97 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : \underline{11.94} \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s,min} : \underline{2.97} \text{ cm}^2$$

Siendo:

z : Brazo mecánico.

$$z : \underline{232.67} \text{ mm}$$

W : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : \underline{9000.00} \text{ cm}^3$$

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct,m,fl} : \underline{3.33} \text{ MPa}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Flexión positiva alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$5.15 \text{ cm}^2 \geq 2.97 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : \underline{5.15} \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s,min} : \underline{2.97} \text{ cm}^2$$

Siendo:

z : Brazo mecánico.

$$z : \underline{232.05} \text{ mm}$$

W : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : \underline{9000.00} \text{ cm}^3$$

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct,m,fl} : \underline{3.33} \text{ MPa}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.058} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{40.40} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{698.02} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.653} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{40.40} \text{ kN}$$

Viga 2

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

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{61.91} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.258 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

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:

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{698.02} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{-1.24} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{5.15} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1800.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{232.67} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.258 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{61.91} \text{ kN}$$

Viga 2

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{170} \text{ mm}$$

$$z : \underline{23.27} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$170 \text{ mm} \leq 194 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s : Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s : \underline{170} \text{ mm}$$

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

Siendo:

d : Canto útil de la sección.

$$d : \underline{258.53} \text{ mm}$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

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

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

$$178 \text{ mm} \leq 194 \text{ mm} \quad \checkmark$$

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.

$$d : \underline{258.53} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0011 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$r_w : \underline{0.0011}$$

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

s : Separación entre estribos.

$$s : \underline{170} \text{ mm}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

Viga 2

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0008}$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

$$f_{ctm} : \underline{2.56} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.077} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{53.55} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{698.02} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.865} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{53.55} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{61.91} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.258 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+SY".

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:

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{698.02} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{-1.43} \text{ MPa}$$

Viga 2

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$N_{Ed} : 0.00 \text{ kN}$$

$$A'_s : 5.15 \text{ cm}^2$$

$$A_c : 1800.00 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : 16.67 \text{ MPa}$$

$$b_w : 600.00 \text{ mm}$$

$$z : 232.67 \text{ mm}$$

$$n_1 : 0.600$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

$$q : 45.0 \text{ grados}$$

Producido por una versión preliminar de CYPE

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.258 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+SY".

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : 61.91 \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : 1.13 \text{ cm}^2$$

$$s : 170 \text{ mm}$$

$$z : 23.27 \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : 400.00 \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

$$q : 45.0 \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$170 \text{ mm} \leq 193 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

Viga 2

s: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

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.

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s: Separación entre estribos.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$s : \underline{170} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : \underline{193} \text{ mm}$$

$$d : \underline{257.83} \text{ mm}$$

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$178 \text{ mm} \leq 193 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : \underline{193} \text{ mm}$$

$$d : \underline{257.83} \text{ mm}$$

$$0.0011 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

$$r_w : \underline{0.0011}$$

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{170} \text{ mm}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0008}$$

$$f_{ctm} : \underline{2.56} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Viga 2

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'P4', para la combinación de hipótesis "Envolverte de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.488} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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.

$$\begin{aligned} N_{Ed} &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{Ed,x} &: \underline{-58.95} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

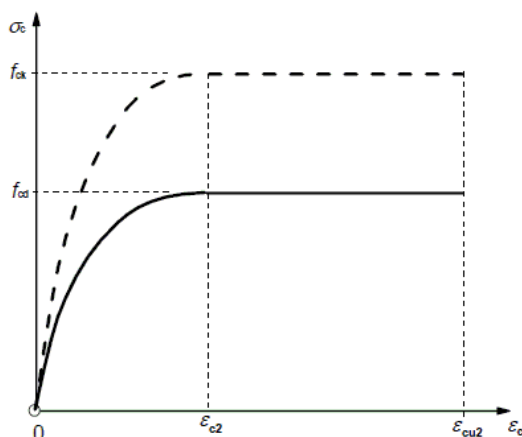
$$\begin{aligned} N_{Rd} &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{Rd,x} &: \underline{-120.73} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

Viga 2

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 16.67 MPa

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

α_{cc} : 1.00

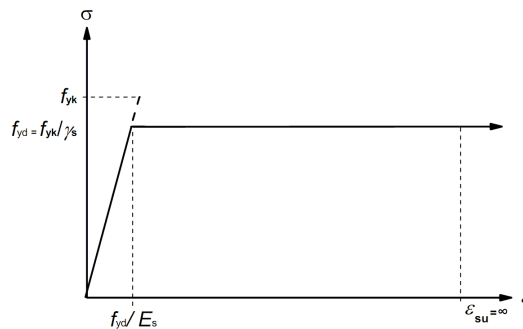
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{ck} : 25.00 MPa

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

γ_c : 1.5

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

ϵ_{su} : 0.0100

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

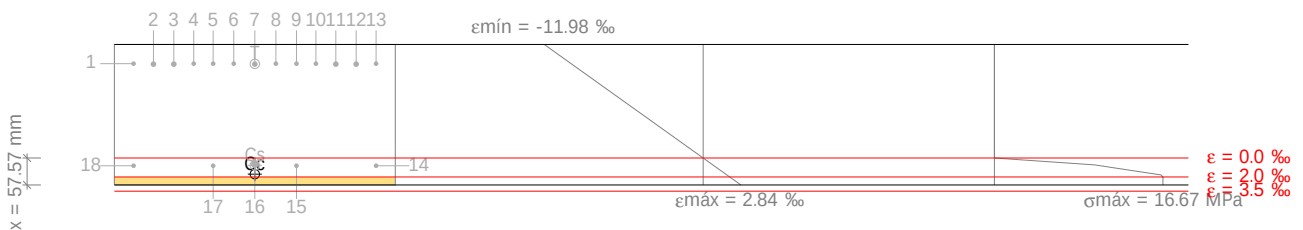
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

γ_s : 1.15

(a) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

El equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø10	-259.00	109.00	-434.78	-0.009950

Viga 2

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
2	Ø12	-216.50	108.00	-434.78	-0.009901
3	Ø12	-173.00	108.00	-434.78	-0.009901
4	Ø10	-130.50	109.00	-434.78	-0.009950
5	Ø10	-89.00	109.00	-434.78	-0.009950
6	Ø10	-45.00	109.00	-434.78	-0.009950
7	Ø12	0.00	108.00	-434.78	-0.009901
8	Ø10	45.00	109.00	-434.78	-0.009950
9	Ø10	89.00	109.00	-434.78	-0.009950
10	Ø10	130.50	109.00	-434.78	-0.009950
11	Ø12	173.00	108.00	-434.78	-0.009901
12	Ø12	216.50	108.00	-434.78	-0.009901
13	Ø10	259.00	109.00	-434.78	-0.009950
14	Ø10	259.00	-109.00	+163.65	+0.000818
15	Ø10	89.00	-109.00	+163.65	+0.000818
16	Ø16	0.00	-106.00	+134.02	+0.000670
17	Ø10	-89.00	-109.00	+163.65	+0.000818
18	Ø10	-259.00	-109.00	+163.65	+0.000818

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	440.69	0.00	-126.93
Cs	78.36	0.00	-107.97
T	519.05	0.00	108.53

Producción por Ma. Versión educativa de CYPE

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-120.73} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{440.69} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{78.36} \text{ kN}$$

$$T : \underline{519.05} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-126.93} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-107.97} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{108.53} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0028}$$

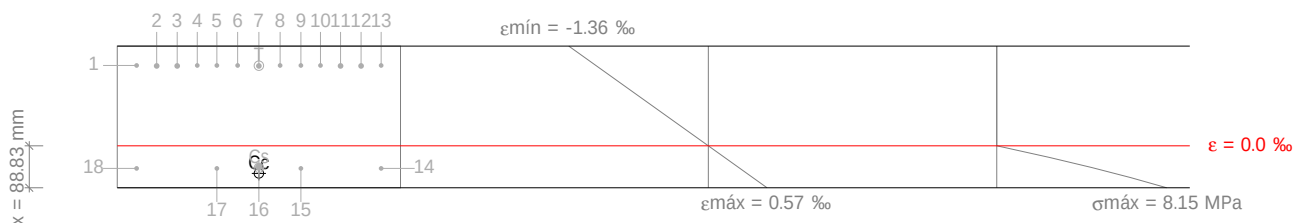
$$e_{smax} : \underline{0.0100}$$

$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$s_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Viga 2

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø10	-259.00	109.00	-218.39	-0.001092
2	Ø12	-216.50	108.00	-217.11	-0.001086
3	Ø12	-173.00	108.00	-217.11	-0.001086
4	Ø10	-130.50	109.00	-218.39	-0.001092
5	Ø10	-89.00	109.00	-218.39	-0.001092
6	Ø10	-45.00	109.00	-218.39	-0.001092
7	Ø12	0.00	108.00	-217.11	-0.001086
8	Ø10	45.00	109.00	-218.39	-0.001092
9	Ø10	89.00	109.00	-218.39	-0.001092
10	Ø10	130.50	109.00	-218.39	-0.001092
11	Ø12	173.00	108.00	-217.11	-0.001086
12	Ø12	216.50	108.00	-217.11	-0.001086
13	Ø10	259.00	109.00	-218.39	-0.001092
14	Ø10	259.00	-109.00	+61.39	+0.000307
15	Ø10	89.00	-109.00	+61.39	+0.000307
16	Ø16	0.00	-106.00	+57.54	+0.000288
17	Ø10	-89.00	-109.00	+61.39	+0.000307
18	Ø10	-259.00	-109.00	+61.39	+0.000307

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	229.14	0.00	-119.61
Cs	30.85	0.00	-107.88
T	259.99	0.00	108.53

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-58.95} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{229.14} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{30.85} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{259.99} \text{ kN}$$

Viga 2

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_t : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$e_{cc,x}$	:	<u>0.00</u>	mm
$e_{cc,y}$	:	<u>-119.61</u>	mm
$e_{cs,x}$	:	<u>0.00</u>	mm
$e_{cs,y}$	:	<u>-107.88</u>	mm
$e_{t,x}$	:	<u>0.00</u>	mm
$e_{t,y}$	:	<u>108.53</u>	mm
e_{cmax}	:	<u>0.0006</u>	
e_{smax}	:	<u>0.0011</u>	
s_{cmax}	:	<u>8.15</u>	MPa
s_{smax}	:	<u>218.39</u>	MPa

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

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'P4', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos máximos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.912} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_i)

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}	:	<u>0.00</u>	kN
$M_{Ed,x}$	:	<u>57.12</u>	kN·m
$M_{Ed,y}$	:	<u>0.00</u>	kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Rd}	:	<u>0.00</u>	kN
$M_{Rd,x}$	:	<u>62.66</u>	kN·m
$M_{Rd,y}$	:	<u>0.00</u>	kN·m

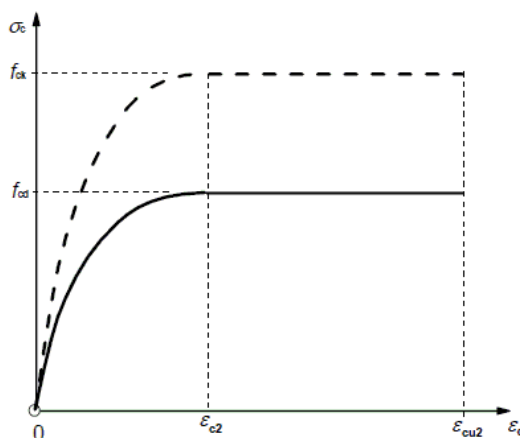
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Viga 2



e_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{cu2} : \underline{0.0035}$$

e_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

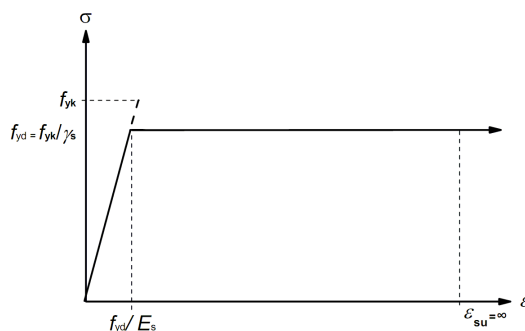
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(d) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

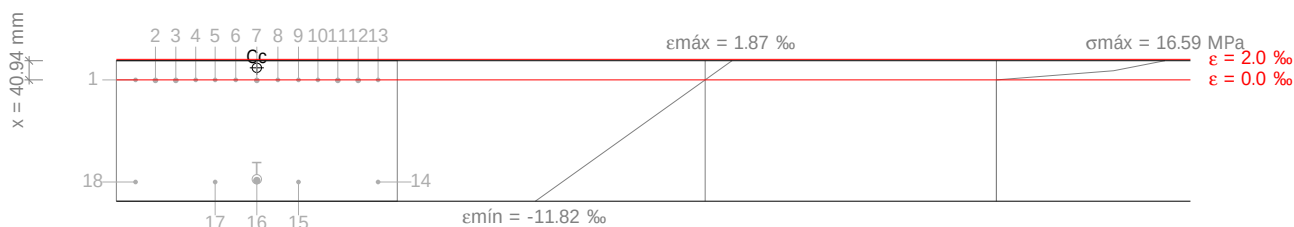
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Viga 2

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo p_simos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (MPa)	e
1	Ø10	-259.00	109.00	-0.51	-0.000003
2	Ø12	-216.50	108.00	-9.64	-0.000048
3	Ø12	-173.00	108.00	-9.64	-0.000048
4	Ø10	-130.50	109.00	-0.51	-0.000003
5	Ø10	-89.00	109.00	-0.51	-0.000003
6	Ø10	-45.00	109.00	-0.51	-0.000003
7	Ø12	0.00	108.00	-9.64	-0.000048
8	Ø10	45.00	109.00	-0.51	-0.000003
9	Ø10	89.00	109.00	-0.51	-0.000003
10	Ø10	130.50	109.00	-0.51	-0.000003
11	Ø12	173.00	108.00	-9.64	-0.000048
12	Ø12	216.50	108.00	-9.64	-0.000048
13	Ø10	259.00	109.00	-0.51	-0.000003
14	Ø10	259.00	-109.00	-500.00	-0.009950
15	Ø10	89.00	-109.00	-500.00	-0.009950
16	Ø16	0.00	-106.00	-500.00	-0.009813
17	Ø10	-89.00	-109.00	-500.00	-0.009950
18	Ø10	-259.00	-109.00	-500.00	-0.009950

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	263.38	0.00	134.81
C _s	0.00	0.00	0.00
T	263.38	0.00	-103.10

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{62.66} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{263.38} \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{0.00} \text{ kN}$$

Viga 2

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

T : 263.38 kN

$e_{cc,x}$: 0.00 mm

$e_{cc,y}$: 134.81 mm

e_{cs} : 0.00 mm

$e_{T,x}$: 0.00 mm

$e_{T,y}$: -103.10 mm

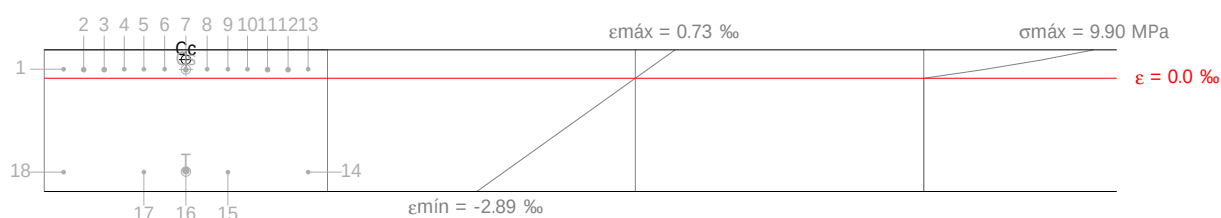
e_{cmax} : 0.0019

e_{smax} : 0.0100

s_{cmax} : 16.59 MPa

s_{smax} : 500.00 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø10	-259.00	109.00	+46.20	+0.000231
2	Ø12	-216.50	108.00	+43.79	+0.000219
3	Ø12	-173.00	108.00	+43.79	+0.000219
4	Ø10	-130.50	109.00	+46.20	+0.000231
5	Ø10	-89.00	109.00	+46.20	+0.000231
6	Ø10	-45.00	109.00	+46.20	+0.000231
7	Ø12	0.00	108.00	+43.79	+0.000219
8	Ø10	45.00	109.00	+46.20	+0.000231
9	Ø10	89.00	109.00	+46.20	+0.000231
10	Ø10	130.50	109.00	+46.20	+0.000231
11	Ø12	173.00	108.00	+43.79	+0.000219
12	Ø12	216.50	108.00	+43.79	+0.000219
13	Ø10	259.00	109.00	+46.20	+0.000231
14	Ø10	259.00	-109.00	-479.51	-0.002398
15	Ø10	89.00	-109.00	-479.51	-0.002398
16	Ø16	0.00	-106.00	-472.27	-0.002361
17	Ø10	-89.00	-109.00	-479.51	-0.002398
18	Ø10	-259.00	-109.00	-479.51	-0.002398

Viga 2

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	191.81	0.00	129.26
Cs	53.79	0.00	108.54
T	245.60	0.00	-107.84

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{57.12} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{191.81} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{53.79} \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{245.60} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{129.26} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{108.54} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-107.84} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0007}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0024}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{9.90} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{479.51} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Viga 2

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona y ductilidad de diseño de la estructura, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en vigas. (NCSE-02)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad.



Viga 2

P4 - P3 (1.623 m - 5.517 m, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$45 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{12} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro máximo de la armadura.

$$\phi_{max} : \underline{12} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$164 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{6} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\phi_{max} : \underline{6} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Viga 2

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$8.80 \text{ cm}^2 \geq 2.97 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : \underline{8.80} \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s,min} : \underline{2.97} \text{ cm}^2$$

Siendo:

z : Brazo mecánico.

$$z : \underline{232.52} \text{ mm}$$

W : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : \underline{9000.00} \text{ cm}^3$$

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct,m,fl} : \underline{3.33} \text{ MPa}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Flexión positiva alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$5.15 \text{ cm}^2 \geq 2.97 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : \underline{5.15} \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s,min} : \underline{2.97} \text{ cm}^2$$

Siendo:

z : Brazo mecánico.

$$z : \underline{232.05} \text{ mm}$$

W : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : \underline{9000.00} \text{ cm}^3$$

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct,m,fl} : \underline{3.33} \text{ MPa}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.035} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{24.34} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{698.31} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.439} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{24.34} \text{ kN}$$

Viga 2

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

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{55.41} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '5.517 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

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:

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{698.31} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{-2.10} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{8.70} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1800.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{232.77} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '5.517 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{55.41} \text{ kN}$$

Viga 2

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

$$z : \underline{23.28} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$190 \text{ mm} \leq 194 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s : Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

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

Siendo:

d : Canto útil de la sección.

$$d : \underline{258.63} \text{ mm}$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

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

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

$$178 \text{ mm} \leq 194 \text{ mm} \quad \checkmark$$

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.

$$d : \underline{258.63} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0010 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$r_w : \underline{0.0010}$$

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

s : Separación entre estribos.

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

Viga 2

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0008}$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

$$f_{ctm} : \underline{2.56} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.062} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{43.15} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{699.30} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.778} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{43.15} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{55.49} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '5.517 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa-0.3·SX-SY".

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:

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{699.30} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{-1.72} \text{ MPa}$$

Viga 2

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$N_{Ed} : 0.00 \text{ kN}$$

$$A'_s : 6.19 \text{ cm}^2$$

$$A_c : 1800.00 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : 16.67 \text{ MPa}$$

$$b_w : 600.00 \text{ mm}$$

$$z : 233.10 \text{ mm}$$

$$n_1 : 0.600$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

$$q : 45.0 \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '5.517 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa-0.3·SX-SY".

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : 55.49 \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : 1.13 \text{ cm}^2$$

$$s : 190 \text{ mm}$$

$$z : 23.31 \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : 400.00 \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

$$q : 45.0 \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$190 \text{ mm} \leq 194 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

Viga 2

s: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

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.

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s: Separación entre estribos.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{258.63} \text{ mm}$$

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$178 \text{ mm} \leq 194 \text{ mm} \quad \checkmark$$

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

$$d : \underline{258.63} \text{ mm}$$

$$0.0010 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

$$r_w : \underline{0.0010}$$

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0008}$$

$$f_{ctm} : \underline{2.56} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Viga 2

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.570 m', para la combinación de hipótesis "Envolverte de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.820} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{28.42} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{34.66} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

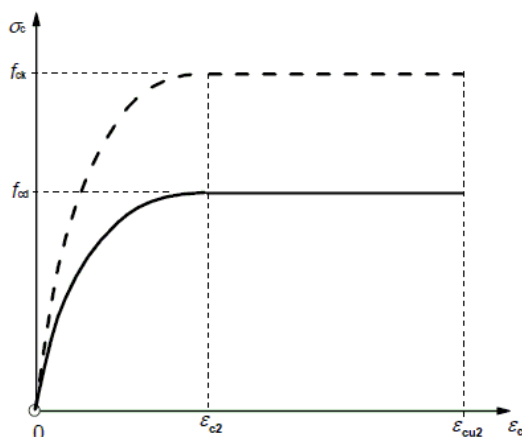
$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

Viga 2

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 16.67 MPa

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

α_{cc} : 1.00

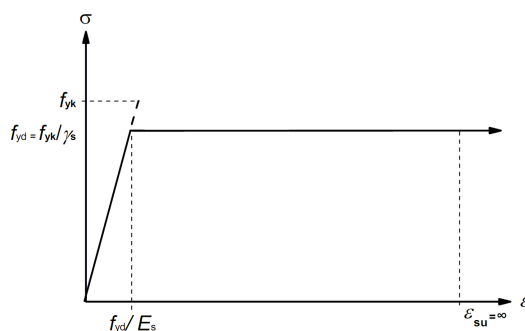
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{ck} : 25.00 MPa

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

γ_c : 1.5

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

ϵ_{su} : 0.0100

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

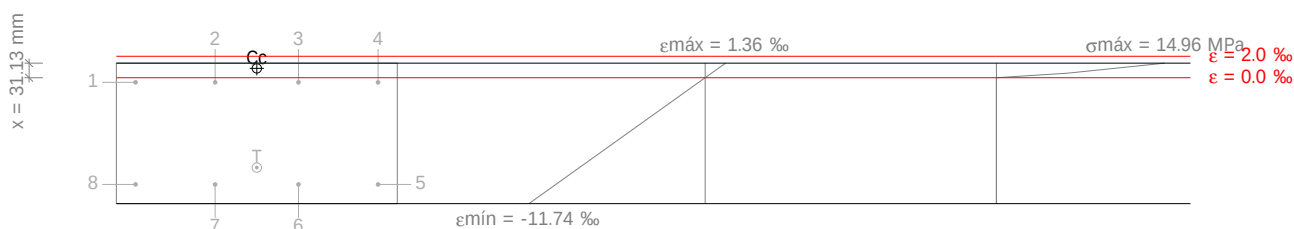
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

γ_s : 1.15

(a) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

El equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø10	-259.00	109.00	-86.18	-0.000431

Viga 2

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
2	Ø10	-89.00	109.00	-86.18	-0.000431
3	Ø10	89.00	109.00	-86.18	-0.000431
4	Ø10	259.00	109.00	-86.18	-0.000431
5	Ø10	259.00	-109.00	-434.78	-0.009950
6	Ø10	89.00	-109.00	-434.78	-0.009950
7	Ø10	-89.00	-109.00	-434.78	-0.009950
8	Ø10	-259.00	-109.00	-434.78	-0.009950

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	163.66	0.00	138.86
Cs	0.00	0.00	0.00
T	163.66	0.00	-72.94

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{34.66} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{163.66} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{0.00} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{163.66} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{138.86} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-72.94} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0014}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0100}$$

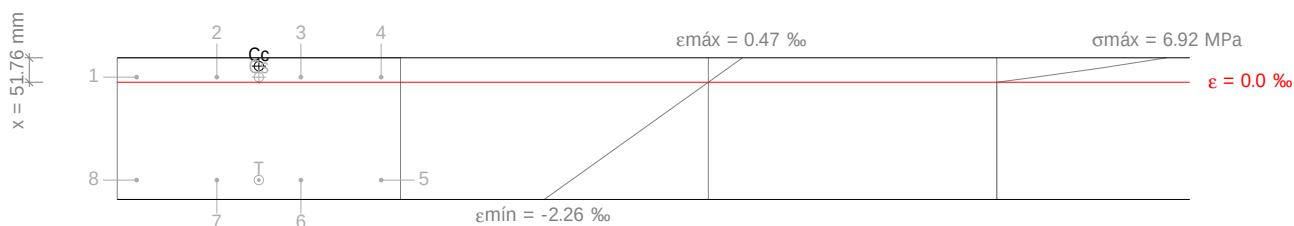
s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{14.96} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Viga 2

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø10	-259.00	109.00	+19.56	+0.000098
2	Ø10	-89.00	109.00	+19.56	+0.000098
3	Ø10	89.00	109.00	+19.56	+0.000098
4	Ø10	259.00	109.00	+19.56	+0.000098
5	Ø10	259.00	-109.00	-376.66	-0.001883
6	Ø10	89.00	-109.00	-376.66	-0.001883
7	Ø10	-89.00	-109.00	-376.66	-0.001883
8	Ø10	-259.00	-109.00	-376.66	-0.001883

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	112.19	0.00	132.38
Cs	6.14	0.00	109.00
T	118.33	0.00	-109.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{28.42} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{112.19} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{6.14} \text{ kN}$$

$$T : \underline{118.33} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{132.38} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{109.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-109.00} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0005}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0019}$$

$$s_{cmax} : \underline{6.92} \text{ MPa}$$

$$s_{smax} : \underline{376.66} \text{ MPa}$$

Viga 2

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

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '5.517 m', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos máximos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

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

η_i : 0.856 ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_i)

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} : 0.00 kN

$M_{Ed,x}$: 63.83 kN·m

$M_{Ed,y}$: 0.00 kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Rd} : 0.00 kN

$M_{Rd,x}$: 74.53 kN·m

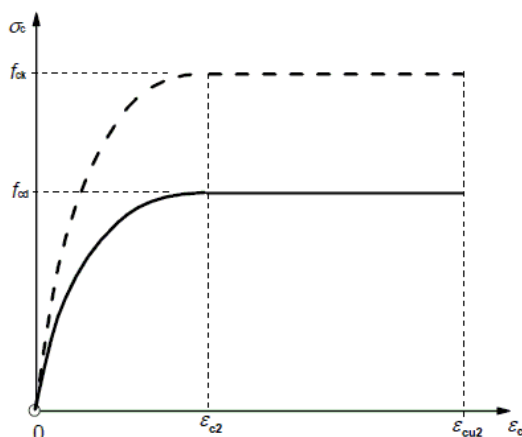
$M_{Rd,y}$: 0.00 kN·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

ϵ_{cu2} : 0.0035

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

ϵ_{c2} : 0.0020

Viga 2

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 16.67 MPa

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

α_{cc} : 1.00

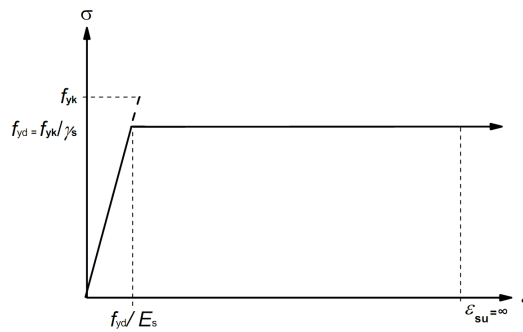
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{ck} : 25.00 MPa

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

γ_c : 1.5

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

ϵ_{su} : 0.0100

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 500.00 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

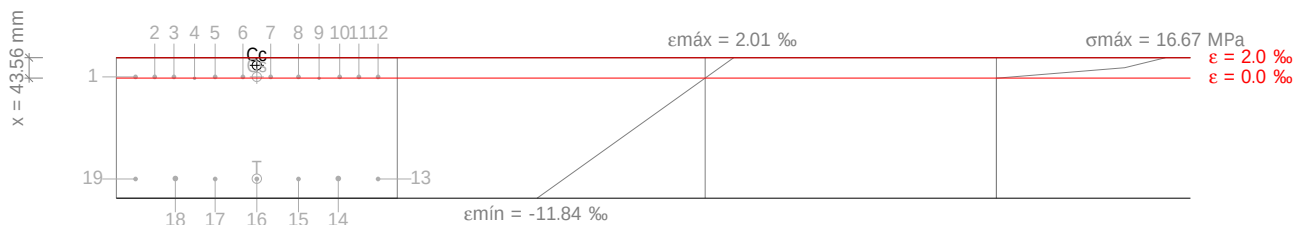
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

γ_s : 1.00

(a) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø10	-259.00	109.00	+23.63	+0.000118

Viga 2

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
2	Ø10	-218.00	109.00	+23.63	+0.000118
3	Ø10	-177.00	109.00	+23.63	+0.000118
4	Ø16	-133.00	106.00	-4.08	-0.000020
5	Ø10	-89.00	109.00	+23.63	+0.000118
6	Ø10	-29.67	109.00	+23.63	+0.000118
7	Ø10	29.67	109.00	+23.63	+0.000118
8	Ø10	89.00	109.00	+23.63	+0.000118
9	Ø16	133.00	106.00	-4.08	-0.000020
10	Ø10	177.00	109.00	+23.63	+0.000118
11	Ø10	218.00	109.00	+23.63	+0.000118
12	Ø10	259.00	109.00	+23.63	+0.000118
13	Ø10	259.00	-109.00	-500.00	-0.009950
14	Ø12	174.00	-108.00	-500.00	-0.009904
15	Ø10	89.00	-109.00	-500.00	-0.009950
16	Ø10	0.00	-109.00	-500.00	-0.009950
17	Ø10	-89.00	-109.00	-500.00	-0.009950
18	Ø12	-174.00	-108.00	-500.00	-0.009904
19	Ø10	-259.00	-109.00	-500.00	-0.009950

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	291.23	0.00	133.65
Cs	18.56	0.00	109.00
T	309.80	0.00	-108.40

Producción por una versión educativa de CYPE

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{74.53} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{291.23} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{18.56} \text{ kN}$$

$$T : \underline{309.80} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{133.65} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{109.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-108.40} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0020}$$

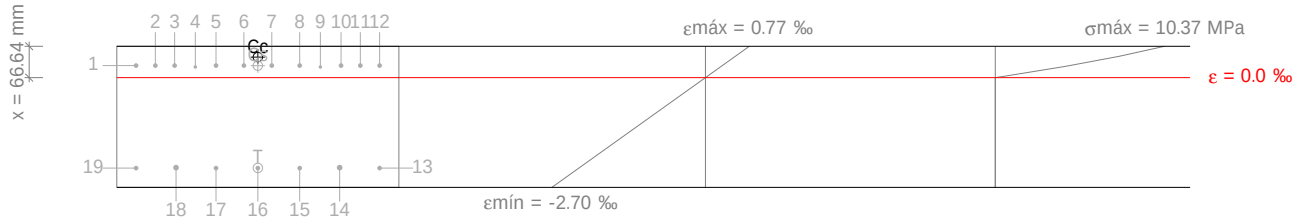
$$e_{smax} : \underline{0.0100}$$

$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$s_{smax} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Viga 2

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø10	-259.00	109.00	+59.32	+0.000297
2	Ø10	-218.00	109.00	+59.32	+0.000297
3	Ø10	-177.00	109.00	+59.32	+0.000297
4	Ø16	-133.00	106.00	+52.38	+0.000262
5	Ø10	-89.00	109.00	+59.32	+0.000297
6	Ø10	-29.67	109.00	+59.32	+0.000297
7	Ø10	29.67	109.00	+59.32	+0.000297
8	Ø10	89.00	109.00	+59.32	+0.000297
9	Ø16	133.00	106.00	+52.38	+0.000262
10	Ø10	177.00	109.00	+59.32	+0.000297
11	Ø10	218.00	109.00	+59.32	+0.000297
12	Ø10	259.00	109.00	+59.32	+0.000297
13	Ø10	259.00	-109.00	-444.96	-0.002225
14	Ø12	174.00	-108.00	-442.65	-0.002213
15	Ø10	89.00	-109.00	-444.96	-0.002225
16	Ø10	0.00	-109.00	-444.96	-0.002225
17	Ø10	-89.00	-109.00	-444.96	-0.002225
18	Ø12	-174.00	-108.00	-442.65	-0.002213
19	Ø10	-259.00	-109.00	-444.96	-0.002225

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	223.84	0.00	126.97
Cs	51.02	0.00	108.74
T	274.86	0.00	-108.64

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{63.83} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{223.84} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{51.02} \text{ kN}$$

Viga 2

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

T :	<u>274.86</u>	kN
$e_{cc,x}$:	<u>0.00</u>	mm
$e_{cc,y}$:	<u>126.97</u>	mm
$e_{cs,x}$:	<u>0.00</u>	mm
$e_{cs,y}$:	<u>108.74</u>	mm
$e_{T,x}$:	<u>0.00</u>	mm
$e_{T,y}$:	<u>-108.64</u>	mm
e_{cmax} :	<u>0.0008</u>	
e_{smax} :	<u>0.0022</u>	
s_{cmax} :	<u>10.37</u>	MPa
s_{smax} :	<u>444.96</u>	MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Viga 2

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona y ductilidad de diseño de la estructura, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en vigas. (NCSE-02)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad.



Viga 2

P4 - P3 (5.841 m - P3, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$31 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{10} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro máximo de la armadura.

$$\phi_{max} : \underline{10} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$184 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{6} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\phi_{max} : \underline{6} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Viga 2

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$10.49 \text{ cm}^2 \geq 2.96 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : \underline{10.49} \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s,min} : \underline{2.96} \text{ cm}^2$$

Siendo:

z : Brazo mecánico.

$$z : \underline{233.10} \text{ mm}$$

W : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : \underline{9000.00} \text{ cm}^3$$

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct,m,fl} : \underline{3.33} \text{ MPa}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Flexión positiva alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$6.19 \text{ cm}^2 \geq 2.97 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : \underline{6.19} \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s,min} : \underline{2.97} \text{ cm}^2$$

Siendo:

z : Brazo mecánico.

$$z : \underline{232.77} \text{ mm}$$

W : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : \underline{9000.00} \text{ cm}^3$$

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct,m,fl} : \underline{3.33} \text{ MPa}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.048} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{33.14} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{696.56} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.600} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{33.14} \text{ kN}$$

Viga 2

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

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{55.27} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p $\acute$ simos se producen en '6.232 m', para la combinaci3n de hip3tesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresi3n oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresi3n oblicua del alma se deduce de la siguiente expresi3n:

Cortante en la direcci3n Y:

Seg $\acute$ un Art $\acute$ culo A19.6.2.3(3), el valor de c $\acute$ culo del esfuerzo cortante m $\acute$ ximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresi3n, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{696.56} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cord3n comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensi3n media de compresi3n en el hormig3n, medida positiva, debida a la fuerza axial de c $\acute$ culo.

$$\sigma_{cp} : \underline{-1.49} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresi3n de c $\acute$ culo.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

A'_s : $\acute$ rea total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{6.19} \text{ cm}^2$$

A_c : $\acute$ rea total de la secci3n de hormig3n.

$$A_c : \underline{1800.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de c $\acute$ culo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de c $\acute$ culo a compresi3n del hormig3n.

b_w : Ancho m $\acute$ nimo entre los cordones de tracci3n y compresi3n. Art $\acute$ culo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mec $\acute$ nico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Art $\acute$ culo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{232.19} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducci3n de la resistencia del hormig3n fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : $\acute$ ngulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : $\acute$ ngulo entre la biela de compresi3n de hormig3n y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de c $\acute$ culo p $\acute$ simos se producen en '6.232 m', para la combinaci3n de hip3tesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracci3n en el alma.

Cortante en la direcci3n Y:

Seg $\acute$ un Art $\acute$ culo A19.6.2.3(3), el valor de c $\acute$ culo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su l $\acute$ mite el $\acute$ stico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{55.27} \text{ kN}$$

Viga 2

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

$$z : \underline{23.22} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$190 \text{ mm} \leq 193 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s : Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : \underline{193} \text{ mm}$$

Siendo:

d : Canto útil de la sección.

$$d : \underline{257.98} \text{ mm}$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

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

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

$$178 \text{ mm} \leq 193 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{t,max} : \underline{193} \text{ mm}$$

Siendo:

d : Canto útil de la sección.

$$d : \underline{257.98} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0010 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$r_w : \underline{0.0010}$$

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

s : Separación entre estribos.

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

Viga 2

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0008}$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

$$f_{ctm} : \underline{2.56} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.070} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{48.98} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{696.56} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.886} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{48.98} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{55.27} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '6.232 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa-0.3·SX-SY".

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:

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{696.56} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{-1.72} \text{ MPa}$$

Viga 2

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{6.19} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{1800.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{232.19} \text{ mm}$$

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Producido por una versión preliminar de CYPE

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '6.232 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa-0.3·SX-SY".

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{55.27} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

$$z : \underline{23.22} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$190 \text{ mm} \leq 193 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

Viga 2

s: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

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.

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s: Separación entre estribos.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : \underline{193} \text{ mm}$$

$$d : \underline{257.98} \text{ mm}$$

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$178 \text{ mm} \leq 193 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : \underline{193} \text{ mm}$$

$$d : \underline{257.98} \text{ mm}$$

$$0.0010 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

$$r_w : \underline{0.0010}$$

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0008}$$

$$f_{ctm} : \underline{2.56} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Viga 2

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '6.490 m', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.477} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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.

$$\begin{aligned} N_{Ed} &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{Ed,x} &: \underline{-57.16} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

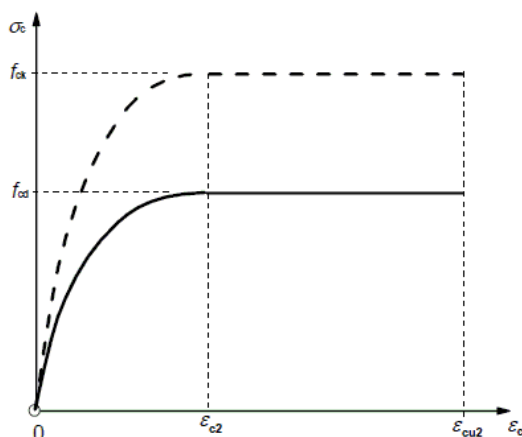
$$\begin{aligned} N_{Rd} &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{Rd,x} &: \underline{-119.93} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

Viga 2

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 16.67 MPa

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

α_{cc} : 1.00

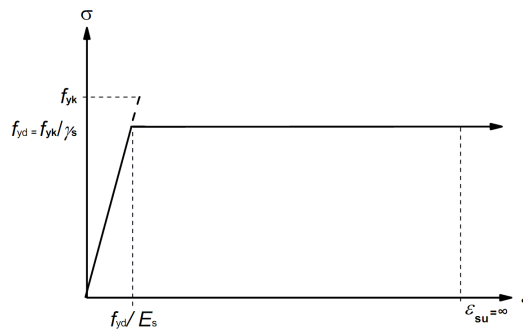
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{ck} : 25.00 MPa

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

γ_c : 1.5

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

ϵ_{su} : 0.0100

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

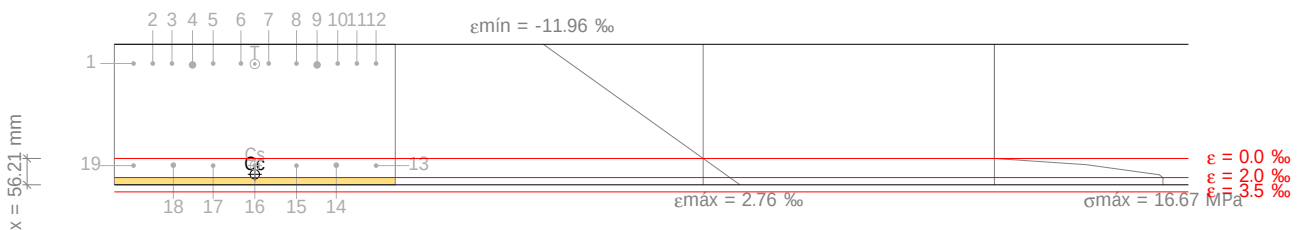
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

γ_s : 1.15

(a) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

El equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø10	-259.00	109.00	-434.78	-0.009950

Viga 2

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
2	Ø10	-218.00	109.00	-434.78	-0.009950
3	Ø10	-177.00	109.00	-434.78	-0.009950
4	Ø16	-133.00	106.00	-434.78	-0.009803
5	Ø10	-89.00	109.00	-434.78	-0.009950
6	Ø10	-29.67	109.00	-434.78	-0.009950
7	Ø10	29.67	109.00	-434.78	-0.009950
8	Ø10	89.00	109.00	-434.78	-0.009950
9	Ø16	133.00	106.00	-434.78	-0.009803
10	Ø10	177.00	109.00	-434.78	-0.009950
11	Ø10	218.00	109.00	-434.78	-0.009950
12	Ø10	259.00	109.00	-434.78	-0.009950
13	Ø10	259.00	-109.00	+149.21	+0.000746
14	Ø12	174.00	-108.00	+139.40	+0.000697
15	Ø10	89.00	-109.00	+149.21	+0.000746
16	Ø10	0.00	-109.00	+149.21	+0.000746
17	Ø10	-89.00	-109.00	+149.21	+0.000746
18	Ø12	-174.00	-108.00	+139.40	+0.000697
19	Ø10	-259.00	-109.00	+149.21	+0.000746

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	426.18	0.00	-127.61
Cs	90.13	0.00	-108.65
T	516.31	0.00	107.98

Producción por una versión educativa de CYPE

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-119.93} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{426.18} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{90.13} \text{ kN}$$

$$T : \underline{516.31} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-127.61} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-108.65} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{107.98} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0028}$$

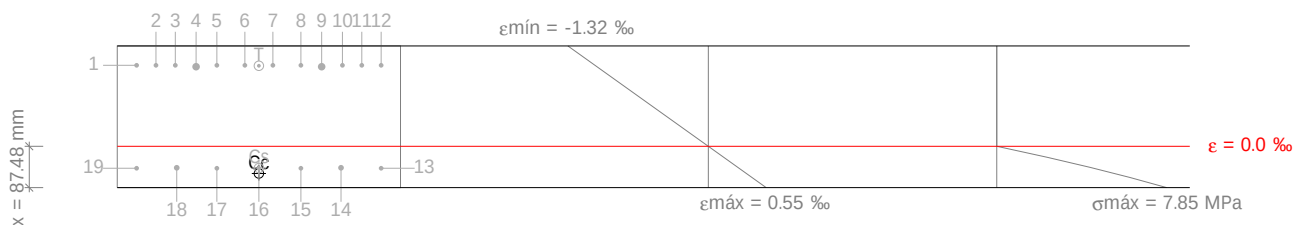
$$e_{smax} : \underline{0.0099}$$

$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$s_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Viga 2

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø10	-259.00	109.00	-213.77	-0.001069
2	Ø10	-218.00	109.00	-213.77	-0.001069
3	Ø10	-177.00	109.00	-213.77	-0.001069
4	Ø16	-133.00	106.00	-210.04	-0.001050
5	Ø10	-89.00	109.00	-213.77	-0.001069
6	Ø10	-29.67	109.00	-213.77	-0.001069
7	Ø10	29.67	109.00	-213.77	-0.001069
8	Ø10	89.00	109.00	-213.77	-0.001069
9	Ø16	133.00	106.00	-210.04	-0.001050
10	Ø10	177.00	109.00	-213.77	-0.001069
11	Ø10	218.00	109.00	-213.77	-0.001069
12	Ø10	259.00	109.00	-213.77	-0.001069
13	Ø10	259.00	-109.00	+57.93	+0.000290
14	Ø12	174.00	-108.00	+56.68	+0.000283
15	Ø10	89.00	-109.00	+57.93	+0.000290
16	Ø10	0.00	-109.00	+57.93	+0.000290
17	Ø10	-89.00	-109.00	+57.93	+0.000290
18	Ø12	-174.00	-108.00	+56.68	+0.000283
19	Ø10	-259.00	-109.00	+57.93	+0.000290

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	216.79	0.00	-120.11
Cs	35.57	0.00	-108.64
T	252.36	0.00	108.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-57.16} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{216.79} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{35.57} \text{ kN}$$

Viga 2

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

T :	<u>252.36</u>	kN
$e_{cc,x}$:	<u>0.00</u>	mm
$e_{cc,y}$:	<u>-120.11</u>	mm
$e_{cs,x}$:	<u>0.00</u>	mm
$e_{cs,y}$:	<u>-108.64</u>	mm
$e_{T,x}$:	<u>0.00</u>	mm
$e_{T,y}$:	<u>108.00</u>	mm
e_{cmax} :	<u>0.0005</u>	
e_{smax} :	<u>0.0011</u>	
s_{cmax} :	<u>7.85</u>	MPa
s_{smax} :	<u>213.77</u>	MPa

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

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '6.232 m', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos máximos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.953} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

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} :	<u>0.00</u>	kN
$M_{Ed,x}$:	<u>71.01</u>	kN·m
$M_{Ed,y}$:	<u>0.00</u>	kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Rd} :	<u>0.00</u>	kN
$M_{Rd,x}$:	<u>74.54</u>	kN·m
$M_{Rd,y}$:	<u>0.00</u>	kN·m

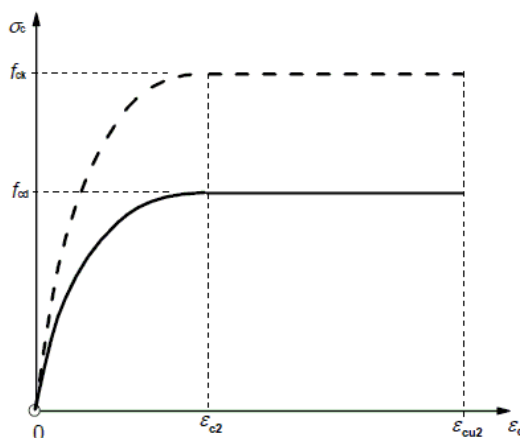
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Viga 2



e_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{cu2} : \underline{0.0035}$$

e_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

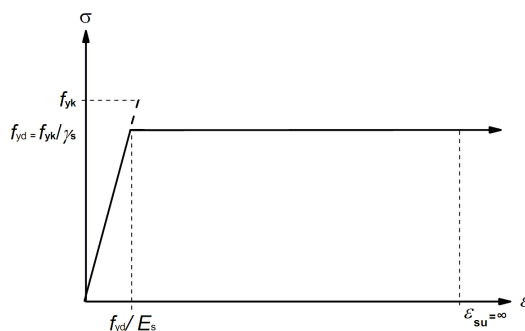
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(d) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

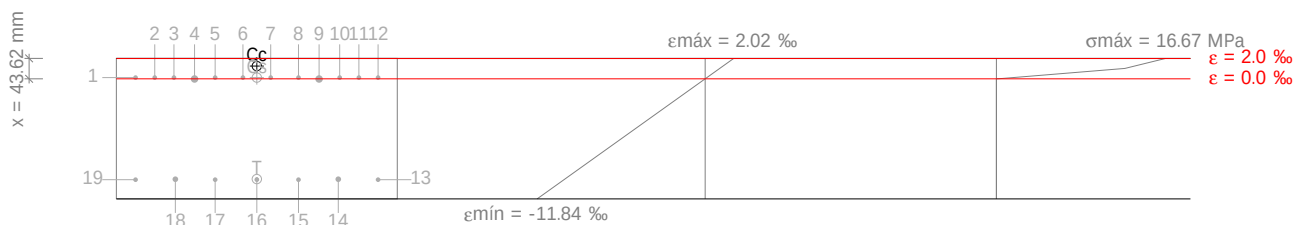
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Viga 2

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo p_simos:



Producido por una versión educativa de CYPE

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s _s (MPa)	e
1	Ø10	-259.00	109.00	+24.19	+0.000121
2	Ø10	-218.00	109.00	+24.19	+0.000121
3	Ø10	-177.00	109.00	+24.19	+0.000121
4	Ø16	-133.00	106.00	-3.53	-0.000018
5	Ø10	-89.00	109.00	+24.19	+0.000121
6	Ø10	-29.67	109.00	+24.19	+0.000121
7	Ø10	29.67	109.00	+24.19	+0.000121
8	Ø10	89.00	109.00	+24.19	+0.000121
9	Ø16	133.00	106.00	-3.53	-0.000018
10	Ø10	177.00	109.00	+24.19	+0.000121
11	Ø10	218.00	109.00	+24.19	+0.000121
12	Ø10	259.00	109.00	+24.19	+0.000121
13	Ø10	259.00	-109.00	-500.00	-0.009950
14	Ø12	174.00	-108.00	-500.00	-0.009904
15	Ø10	89.00	-109.00	-500.00	-0.009950
16	Ø10	0.00	-109.00	-500.00	-0.009950
17	Ø10	-89.00	-109.00	-500.00	-0.009950
18	Ø12	-174.00	-108.00	-500.00	-0.009904
19	Ø10	-259.00	-109.00	-500.00	-0.009950

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	291.87	0.00	133.62
C _s	19.00	0.00	109.00
T	310.87	0.00	-107.65

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{74.54} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{291.87} \text{ kN}$$

Viga 2

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

C_s : 19.00 kN

T : 310.87 kN

$e_{cc,x}$: 0.00 mm

$e_{cc,y}$: 133.62 mm

$e_{cs,x}$: 0.00 mm

$e_{cs,y}$: 109.00 mm

$e_{T,x}$: 0.00 mm

$e_{T,y}$: -107.65 mm

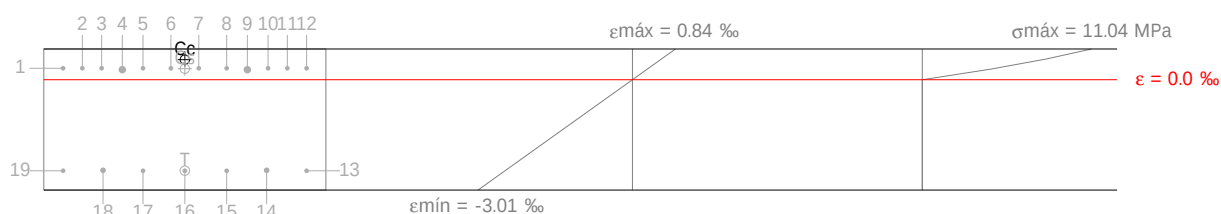
e_{cmax} : 0.0020

e_{smax} : 0.0099

s_{cmax} : 16.67 MPa

s_{smax} : 500.00 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø10	-259.00	109.00	+62.47	+0.000312
2	Ø10	-218.00	109.00	+62.47	+0.000312
3	Ø10	-177.00	109.00	+62.47	+0.000312
4	Ø16	-133.00	106.00	+54.78	+0.000274
5	Ø10	-89.00	109.00	+62.47	+0.000312
6	Ø10	-29.67	109.00	+62.47	+0.000312
7	Ø10	29.67	109.00	+62.47	+0.000312
8	Ø10	89.00	109.00	+62.47	+0.000312
9	Ø16	133.00	106.00	+54.78	+0.000274
10	Ø10	177.00	109.00	+62.47	+0.000312
11	Ø10	218.00	109.00	+62.47	+0.000312
12	Ø10	259.00	109.00	+62.47	+0.000312
13	Ø10	259.00	-109.00	-496.54	-0.002483
14	Ø12	174.00	-108.00	-493.97	-0.002470
15	Ø10	89.00	-109.00	-496.54	-0.002483
16	Ø10	0.00	-109.00	-496.54	-0.002483
17	Ø10	-89.00	-109.00	-496.54	-0.002483
18	Ø12	-174.00	-108.00	-493.97	-0.002470
19	Ø10	-259.00	-109.00	-496.54	-0.002483

Viga 2

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	235.63	0.00	127.33
Cs	71.10	0.00	108.07
T	306.73	0.00	-108.64

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{71.01} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{235.63} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{71.10} \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{306.73} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{127.33} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{108.07} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-108.64} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0008}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0025}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{11.04} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{496.54} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Viga 2

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona y ductilidad de diseño de la estructura, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en vigas. (NCSE-02)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad.



Viga 2

4. COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

P4 - P3

Cálculo del ancho de fisura: Cara superior (Código Estructural, Artículo A19.7.3.4)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Cálculo del ancho de fisura: Cara lateral derecha (Código Estructural, Artículo A19.7.3.4)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Cálculo del ancho de fisura: Cara inferior (Código Estructural, Artículo A19.7.3.4)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Cálculo del ancho de fisura: Cara lateral izquierda (Código Estructural, Artículo A19.7.3.4)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Área mínima de armadura (Criterio de CYPE, basado en: Código Estructural, Artículo A19.7.3.2)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Fisuración debida a tensiones tangenciales de cortante (Código Estructural, Artículo 7.3.3 (5))

A cumplirse las indicaciones del artículo 7.3.3 (5) el control de la fisuración debida a los efectos de las tensiones tangenciales por cortante se considera suficientemente asegurado.

Viga 2

5. COMPROBACIONES DE FLECHA

A plazo infinito (Cuasipermanente)	Activa (Cuasipermanente)	Estado
$f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = L/250$	$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/500$	
$f_{T,max}: 2.12 \text{ mm}$ $f_{T,lim}: 23.82 \text{ mm}$	$f_{A,max}: 1.33 \text{ mm}$ $f_{A,lim}: 11.73 \text{ mm}$	CUMPLE

Flecha total a plazo infinito para la combinación "Cuasipermanente" de acciones

La flecha máxima se produce en la sección "3.57 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso

$$f_{T,max} \leq f_{T,lim}$$

$$2.12 \text{ mm} \leq 23.82 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{T,lim}$: límite establecido para la flecha total a plazo infinito

$$f_{T,lim} : \underline{23.82} \text{ mm}$$

$$f_{T,lim} = L/250$$

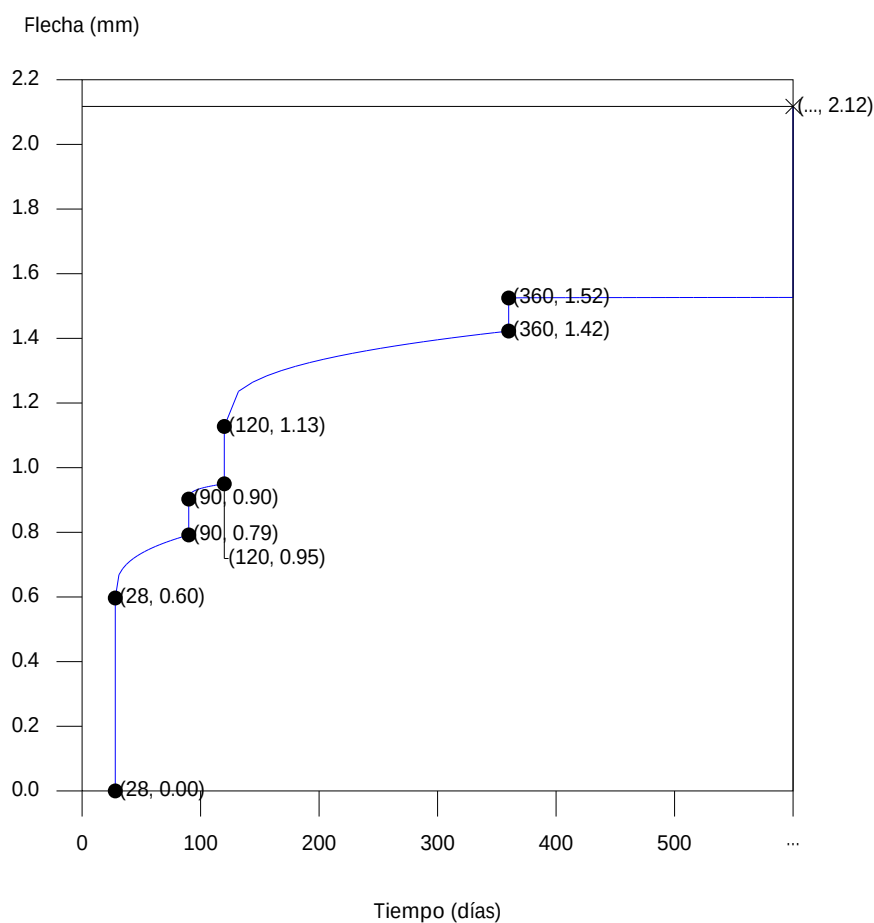
L: longitud de referencia

$$L : \underline{5.96} \text{ m}$$

$f_{T,max}$: valor máximo de la flecha total

$$f_{T,max} : \underline{2.12} \text{ mm}$$

Flecha total a plazo infinito



Escalón de carga	t_i (días)	t_r (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0, t_r)$ (mm)	$f_{tot}(t_r)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_r)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	0.60	0.60	0.19	0.79	0.79

Viga 2

Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_o(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_o, t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
2-3	90	120	0.79	0.11	0.90	0.05	0.95	0.95
3-4	120	360	0.95	0.18	1.13	0.30	1.42	1.42
4-∞	360	∞	1.42	0.10	1.52	0.59	2.12	2.12

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_o(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dif}(t_o, t_f)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i, t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total producida hasta el instante t_f

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

Flecha instantánea

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (MPa)	I_e (cm ⁴)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	31476.00	135000.00	0.60	0.60	0.60
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	32537.47	135000.00	0.71	0.11	0.71
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	32720.34	127116.68	0.89	0.18	0.89
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso	33225.21	117476.88	0.99	0.10	0.99

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i : flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c : módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t_i) = \left[\exp \left[0,25 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_i} \right)^{1/2} \right] \right] \right]^{0,3} \cdot E_c$$

E_c : módulo de deformación secante a los 28 días

I_e : momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Viga 2

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm ⁴)	$I_{e,i}$ (cm ⁴)
1	28 días	Peso propio	135000.00	135000.00
2	90 días	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería	135000.00	135000.00
3	120 días	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería, Cargas muertas - Pavimento	127116.68	127116.68
4	12 meses	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería, Cargas muertas - Pavimento, Sobrecarga de uso	117476.88	117476.88

Siendo:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$$I_{e,i} = \min_{j=1}^{j=i} (I_{e,v,j})$$

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso"

$$I_{e,v} : \underline{117476.88 \text{ cm}^4}$$

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,\text{caso A}} + \alpha_B \cdot I_{e,\text{caso B}} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,\text{caso C1}} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,\text{caso C2}} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,\text{caso D1}} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,\text{caso D2}}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i : coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0	1	0	0	0	0

I_{ec} : momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

$$I_{ec} : \underline{135000.00 \text{ cm}^4}$$

I_{ee1} : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

$$I_{ee1} : \underline{64907.52 \text{ cm}^4}$$

Viga 2

I_{ee2} : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

I_{ee2} : 135000.00 cm⁴

Se calcula mediante la fórmula de Bischoff:

$$\frac{1}{I_{ei}} = \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^2 \frac{1}{I_b} + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^2 \right] \frac{1}{I_r} \leq I_b$$

Sección	I_b (cm ⁴)	I_r (cm ⁴)	M_f (kN·m)	M_a (kN·m)	I_{ei} (cm ⁴)
Extremo (1)	135000.00	32576.35	-33.831	-41.753	64907.52
Centro de vano	135000.00	10338.92	30.972	15.602	135000.00
Extremo (2)	135000.00	32335.18	-33.921	-21.658	135000.00

Siendo:

I_b : momento de inercia de la sección bruta

I_r : momento de inercia de la sección fisurada

M_f : momento de fisuración de la sección

M_a : momento flector aplicado en la sección

Flecha diferida

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ($f_{dif}(t_i, t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i, t_f)$: flecha diferida por escalón de carga. Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum (\Delta f_i \cdot \lambda(t_i, t_f))$$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\sum \Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\varphi(t_i, t_f)$	$f_{dif}(t_i, t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	0.60	0.60	0.67	1.00	0.33	0.19
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	0.11	0.71	1.00	1.07	0.07	0.05
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	0.18	0.89	1.07	1.40	0.33	0.30
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso	0.10	0.99	1.40	2.00	0.60	0.59

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

Δf_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$\xi(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$\xi(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$\lambda(t_i, t_f)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i, t_f)

Viga 2

$$\varphi = \xi(t_r, t_f) = \xi(t_f) - \xi(t_i)$$

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Cuasipermanente"

La flecha máxima se produce en la sección "3.57 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso

$$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$$

$$1.33 \text{ mm} \leq 11.73 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa

$$f_{A,lim} : \underline{11.73} \text{ mm}$$

$$f_{A,lim} = L/500$$

L: longitud de referencia

$$L : \underline{5.87} \text{ m}$$

$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses"

$$f_{A,max} : \underline{1.33} \text{ mm}$$

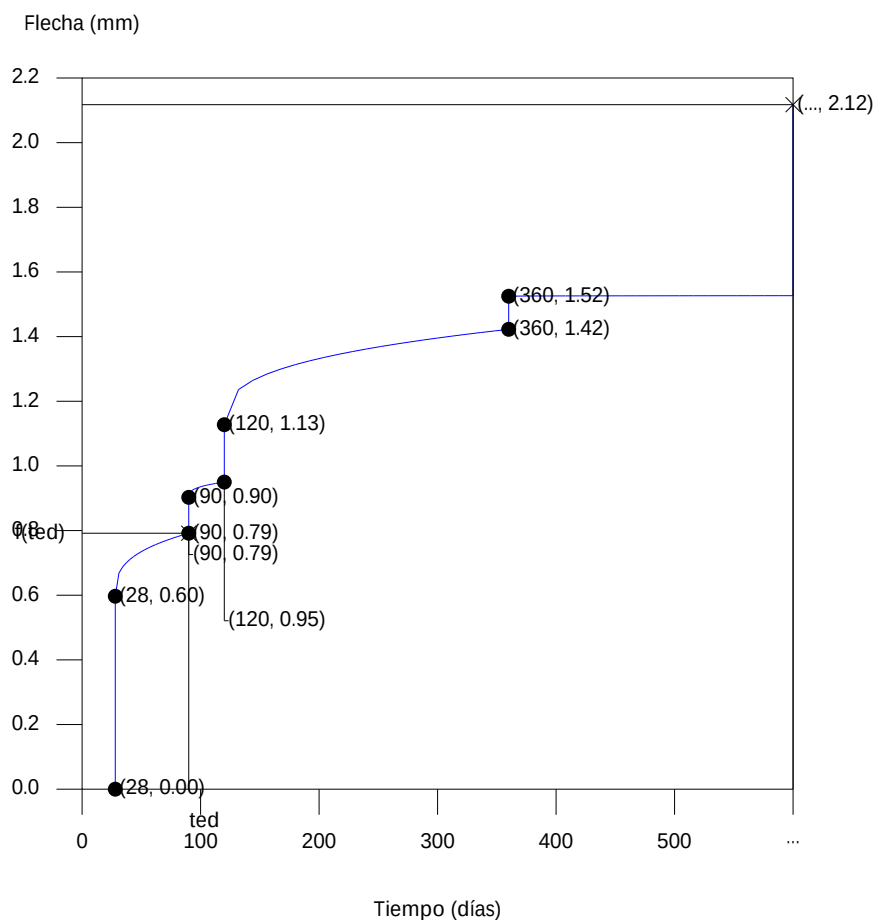
Flecha producida a partir del instante "3 meses", calculada como la diferencia entre la flecha total máxima y la flecha producida hasta dicho instante ($f(t_{ed})$)

$$f_{A,max} = f_{T,max}(t_{ed}, \infty) - f(t_{ed})$$

$f_{T,max}(t_{ed}, \infty)$: flecha total máxima producida a partir del instante "3 meses"

$$f_{T,max}(t_{ed}, \infty) : \underline{2.12} \text{ mm}$$

Flecha total a plazo infinito



Viga 2

Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0, t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	0.60	0.60	0.19	0.79	0.79
2-3	90	120	0.79	0.11	0.90	0.05	0.95	0.95
3-4	120	360	0.95	0.18	1.13	0.30	1.42	1.42
4-∞	360	∞	1.42	0.10	1.52	0.59	2.12	2.12

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dif}(t_0, t_f)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i, t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total producida hasta el instante t_f

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

Flecha instantánea

Producido por una versión educativa de CYPE

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (MPa)	I_e (cm ⁴)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	31476.00	135000.00	0.60	0.60	0.60
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	32537.47	135000.00	0.71	0.11	0.71
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	32720.34	127116.68	0.89	0.18	0.89
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso	33225.21	117476.88	0.99	0.10	0.99

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i : flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c : módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t_i) = \left(\exp \left[0,25 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_i} \right)^{1/2} \right] \right] \right)^{0,3} \cdot E_c$$

E_c : módulo de deformación secante a los 28 días

I_e : momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Viga 2

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm ⁴)	$I_{e,i}$ (cm ⁴)
1	28 días	Peso propio	135000.00	135000.00
2	90 días	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería	135000.00	135000.00
3	120 días	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería, Cargas muertas - Pavimento	127116.68	127116.68
4	12 meses	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería, Cargas muertas - Pavimento, Sobrecarga de uso	117476.88	117476.88

Siendo:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$$I_{e,i} = \min_{j=1}^{j=i} (I_{e,v,j})$$

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio + Cargas muertas - Tabiquería + Cargas muertas - Pavimento + Sobrecarga de uso"

$$I_{e,v} : \underline{117476.88 \text{ cm}^4}$$

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,\text{caso A}} + \alpha_B \cdot I_{e,\text{caso B}} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,\text{caso C1}} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,\text{caso C2}} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,\text{caso D1}} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,\text{caso D2}}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i : coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0	1	0	0	0	0

I_{ec} : momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

$$I_{ec} : \underline{135000.00 \text{ cm}^4}$$

I_{ee1} : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

$$I_{ee1} : \underline{64907.52 \text{ cm}^4}$$

Viga 2

I_{ee2} : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

$I_{ee2} : 135000.00 \text{ cm}^4$

Se calcula mediante la fórmula de Bischoff:

$$\frac{1}{I_{ei}} = \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^2 \frac{1}{I_b} + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^2 \right] \frac{1}{I_f} \leq I_b$$

Sección	I_b (cm ⁴)	I_f (cm ⁴)	M_f (kN·m)	M_a (kN·m)	I_{ei} (cm ⁴)
Extremo (1)	135000.00	32576.35	-33.831	-41.753	64907.52
Centro de vano	135000.00	10338.92	30.972	15.602	135000.00
Extremo (2)	135000.00	32335.18	-33.921	-21.658	135000.00

Siendo:

I_b : momento de inercia de la sección bruta

I_f : momento de inercia de la sección fisurada

M_f : momento de fisuración de la sección

M_a : momento flector aplicado en la sección

Flecha diferida

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ($f_{dif}(t_i, t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i, t_f)$: flecha diferida por escalón de carga. Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum (\Delta f_i \cdot \lambda(t_i, t_f))$$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\sum \Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\varphi(t_i, t_f)$	$f_{dif}(t_i, t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	0.60	0.60	0.67	1.00	0.33	0.19
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	0.11	0.71	1.00	1.07	0.07	0.05
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	0.18	0.89	1.07	1.40	0.33	0.30
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso	0.10	0.99	1.40	2.00	0.60	0.59

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

Δf_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$\lambda(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

Viga 2

$x(t_r)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$j(t_i, t_r)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i, t_r)

$$\varphi = \xi(t_i, t_r) = \xi(t_r) - \xi(t_i)$$

$f(t_{ed})$: flecha total producida hasta el instante "3 meses"

$f(t_{ed})$: 0.79 mm

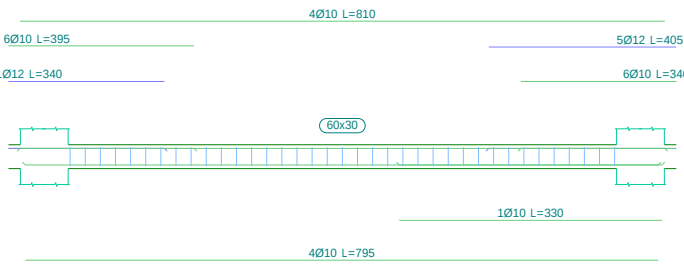
La flecha total producida hasta el instante " t_{ed} " asociado al momento de ejecución del elemento dañable (3 meses) se obtiene a partir de la historia total de cargas desarrollada anteriormente en el cálculo de la flecha total a plazo infinito.

ÍNDICE

1. DESCRIPCIÓN.....	2
2. RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES.....	2
3. COMPROBACIONES DE RESISTENCIA.....	3
4. COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN.....	54
5. COMPROBACIONES DE FLECHA.....	55

Viga 2

1. DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
	Geometría
	Dimensiones : 60x30 Luz libre : 6.9 m Recubrimiento geométrico superior : 3.0 cm Recubrimiento geométrico inferior : 3.0 cm Recubrimiento geométrico lateral : 3.0 cm
	Materiales
	Hormigón : HA-25, Yc=1.5 Armadura longitudinal : B 500 S, Ys=1.15 Armadura transversal : B 500 S, Ys=1.15

2. RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (CÓDIGO ESTRUCTURAL)																	Estado	
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M.S.	T _c	T _{tr}	T _{sl}	TNM _x	TV _x	TV _y	TV _s	TV _s	T,Disp _{tr}	T,Disp _{sl}	Disp. S.	Cap. S	
P11 - P28	Cumple	Cumple	'0.258 m' η = 68.8	'0.258 m' η = 76.0	'3.789 m' η = 85.8	'1.378 m' η = 91.6	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽³⁾	Cumple	CUMPLE h = 91.6
Notación: Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras Arm.: Armadura mínima y máxima Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) Q S.: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) N,M.S.: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) T_c: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. T_{tr}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. T_{sl}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. TNM_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. TV_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua TV_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua TV_s: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. TV_s: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. T,Disp_{tr}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. T,Disp_{sl}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. Disp. S.: Criterios de diseño por sismo Cap. S: Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en vigas. x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales. ⁽³⁾ Debido a las características de aceleración sísmica de la zona y ductilidad de diseño de la estructura, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.																			

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (CÓDIGO ESTRUCTURAL)						Estado
	W _{k,C,sup.}	W _{k,C,lat.Der.}	W _{k,C,inf.}	W _{k,C,lat.Izq.}	σ _{sr}	V _{fis}	
P11 - P28	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	CUMPLE
Notación: W_{k,C,sup.}: Cálculo del ancho de fisura: Cara superior W_{k,C,lat.Der.}: Cálculo del ancho de fisura: Cara lateral derecha W_{k,C,inf.}: Cálculo del ancho de fisura: Cara inferior W_{k,C,lat.Izq.}: Cálculo del ancho de fisura: Cara lateral izquierda s_{sr}: Área mínima de armadura V_{fis}: Fisuración debida a tensiones tangenciales de cortante x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.							

Viga	A plazo infinito (Cuasipermanente) $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = L/250$	Activa (Cuasipermanente) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/500$	Estado
P11 - P28	$f_{T,max}$: 2.55 mm $f_{T,lim}$: 27.56 mm	$f_{A,max}$: 1.66 mm $f_{A,lim}$: 13.78 mm	CUMPLE

Viga 2

3. COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

P11 - P28 (P11 - 1.378 m, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$34 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{10} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro máximo de la armadura.

$$\phi_{max} : \underline{10} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$184 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{6} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\phi_{max} : \underline{6} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Viga 2

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$8.99 \text{ cm}^2 \geq 2.96 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : \underline{8.99} \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s,min} : \underline{2.96} \text{ cm}^2$$

Siendo:

z : Brazo mecánico.

$$z : \underline{232.99} \text{ mm}$$

W : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : \underline{9000.00} \text{ cm}^3$$

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct,m,fl} : \underline{3.33} \text{ MPa}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Flexión positiva alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$3.14 \text{ cm}^2 \geq 2.96 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : \underline{3.14} \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s,min} : \underline{2.96} \text{ cm}^2$$

Siendo:

z : Brazo mecánico.

$$z : \underline{233.10} \text{ mm}$$

W : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : \underline{9000.00} \text{ cm}^3$$

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct,m,fl} : \underline{3.33} \text{ MPa}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.055} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{38.15} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{698.96} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.688} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{38.15} \text{ kN}$$

Viga 2

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

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{55.47} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.258 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

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:

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{698.96} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.76} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{3.14} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1800.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{232.99} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.258 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{55.47} \text{ kN}$$

Viga 2

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

$$z : \underline{23.30} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$190 \text{ mm} \leq 194 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s : Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

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

Siendo:

d : Canto útil de la sección.

$$d : \underline{258.87} \text{ mm}$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

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

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

$$178 \text{ mm} \leq 194 \text{ mm} \quad \checkmark$$

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.

$$d : \underline{258.87} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0010 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$r_w : \underline{0.0010}$$

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

s : Separación entre estribos.

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

Viga 2

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0008}$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

$$f_{ctm} : \underline{2.56} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.060} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{42.15} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{698.96} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.760} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{42.15} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{55.47} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.258 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+SY".

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:

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{698.96} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.87} \text{ MPa}$$

Viga 2

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$N_{Ed} : 0.00 \text{ kN}$$

$$A'_s : 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_c : 1800.00 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : 16.67 \text{ MPa}$$

$$b_w : 600.00 \text{ mm}$$

$$z : 232.99 \text{ mm}$$

$$n_1 : 0.600$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

$$q : 45.0 \text{ grados}$$

Producido por una versión preliminar de CYPE

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.258 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+SY".

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : 55.47 \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : 1.13 \text{ cm}^2$$

$$s : 190 \text{ mm}$$

$$z : 23.30 \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : 400.00 \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

$$q : 45.0 \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$190 \text{ mm} \leq 194 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

Viga 2

s: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

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.

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s: Separación entre estribos.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{258.87} \text{ mm}$$

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$178 \text{ mm} \leq 194 \text{ mm} \quad \checkmark$$

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

$$d : \underline{258.87} \text{ mm}$$

$$0.0010 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

$$r_w : \underline{0.0010}$$

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0008}$$

$$f_{ctm} : \underline{2.56} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Viga 2

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'P11', para la combinación de hipótesis "Envolverte de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.633} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-58.81} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-92.92} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

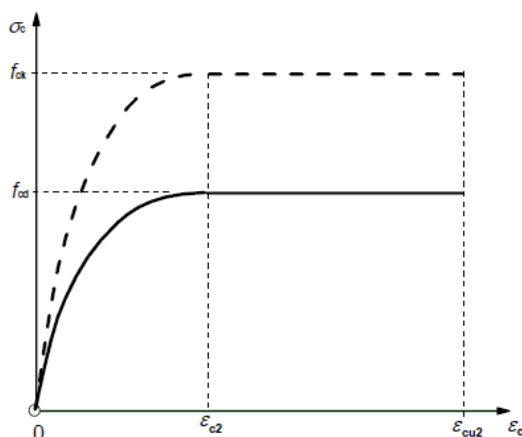
$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

Viga 2

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67 \text{ MPa}}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

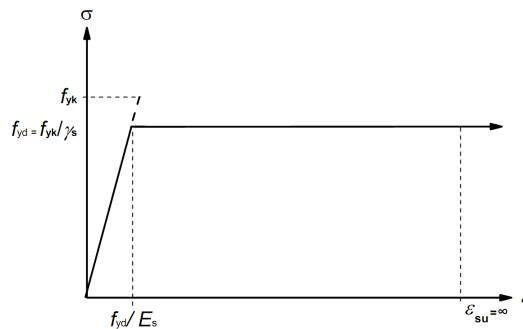
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00 \text{ MPa}}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$\epsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78 \text{ MPa}}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

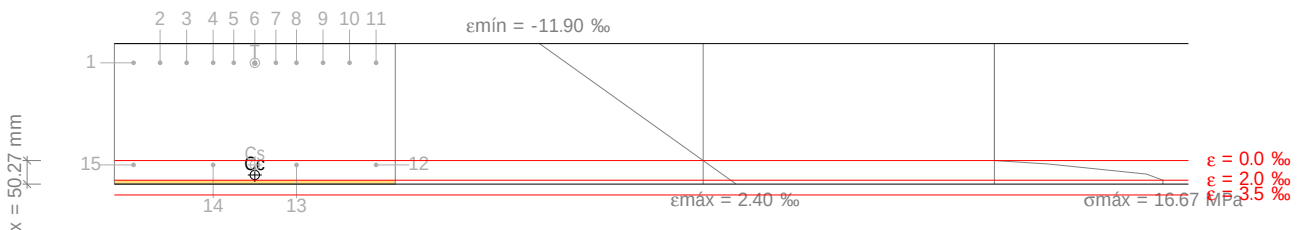
$$f_{yk} : \underline{500.00 \text{ MPa}}$$

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

(a) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

El equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø10	-259.00	109.00	-434.78	-0.009950

Viga 2

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
2	Ø10	-202.33	109.00	-434.78	-0.009950
3	Ø10	-145.67	109.00	-434.78	-0.009950
4	Ø10	-89.00	109.00	-434.78	-0.009950
5	Ø10	-45.00	109.00	-434.78	-0.009950
6	Ø12	0.00	108.00	-434.78	-0.009902
7	Ø10	45.00	109.00	-434.78	-0.009950
8	Ø10	89.00	109.00	-434.78	-0.009950
9	Ø10	145.67	109.00	-434.78	-0.009950
10	Ø10	202.33	109.00	-434.78	-0.009950
11	Ø10	259.00	109.00	-434.78	-0.009950
12	Ø10	259.00	-109.00	+88.41	+0.000442
13	Ø10	89.00	-109.00	+88.41	+0.000442
14	Ø10	-89.00	-109.00	+88.41	+0.000442
15	Ø10	-259.00	-109.00	+88.41	+0.000442

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	362.88	0.00	-130.51
Cs	27.77	0.00	-109.00
T	390.65	0.00	108.87

Producido por la Versión Educativa de CYPE

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-92.92} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{362.88} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{27.77} \text{ kN}$$

$$T : \underline{390.65} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-130.51} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-109.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{108.87} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0024}$$

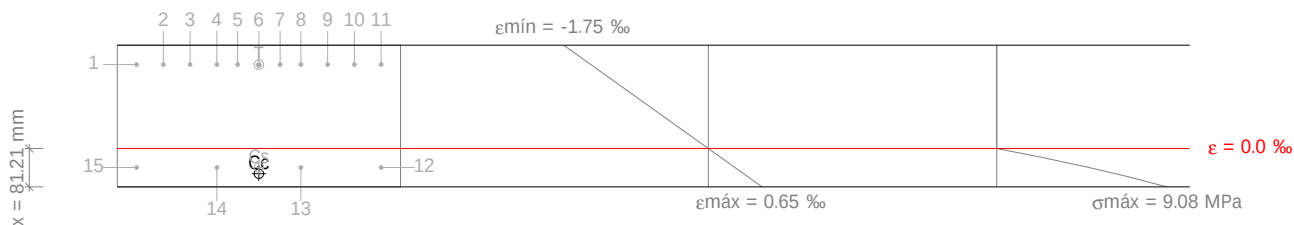
$$e_{smax} : \underline{0.0099}$$

$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$s_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Viga 2

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø10	-259.00	109.00	-284.83	-0.001424
2	Ø10	-202.33	109.00	-284.83	-0.001424
3	Ø10	-145.67	109.00	-284.83	-0.001424
4	Ø10	-89.00	109.00	-284.83	-0.001424
5	Ø10	-45.00	109.00	-284.83	-0.001424
6	Ø12	0.00	108.00	-283.23	-0.001416
7	Ø10	45.00	109.00	-284.83	-0.001424
8	Ø10	89.00	109.00	-284.83	-0.001424
9	Ø10	145.67	109.00	-284.83	-0.001424
10	Ø10	202.33	109.00	-284.83	-0.001424
11	Ø10	259.00	109.00	-284.83	-0.001424
12	Ø10	259.00	-109.00	+64.42	+0.000322
13	Ø10	89.00	-109.00	+64.42	+0.000322
14	Ø10	-89.00	-109.00	+64.42	+0.000322
15	Ø10	-259.00	-109.00	+64.42	+0.000322

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	235.50	0.00	-122.11
Cs	20.24	0.00	-109.00
T	255.74	0.00	108.87

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-58.81} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{235.50} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{20.24} \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{255.74} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-122.11} \text{ mm}$$

Viga 2

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-109.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{108.87} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0007}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0014}$$

$$s_{cmax} : \underline{9.08} \text{ MPa}$$

$$s_{smax} : \underline{284.83} \text{ MPa}$$

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

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.378 m', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos máximos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.916} \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{36.38} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{39.71} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

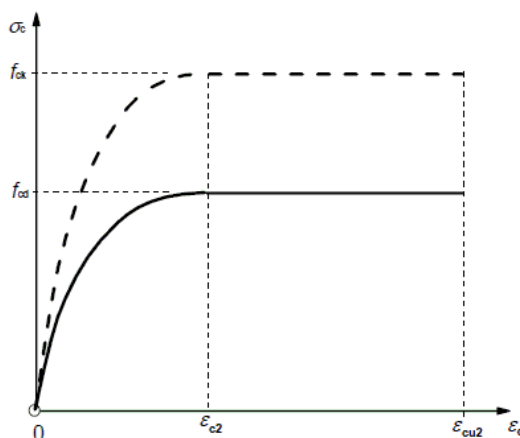
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Viga 2



e_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{cu2} : \underline{0.0035}$$

e_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

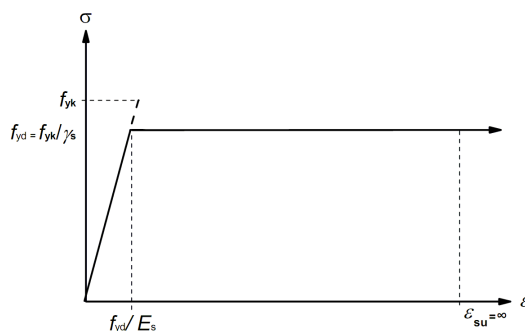
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(d) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

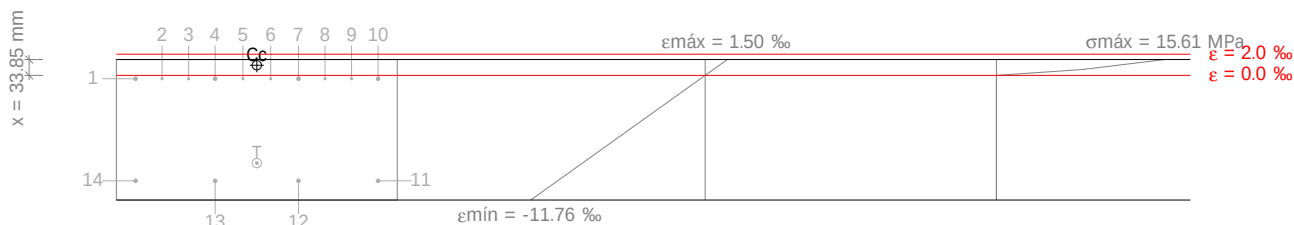
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Viga 2

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Producido por una versión educativa de CYPE

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø10	-259.00	109.00	-63.17	-0.000316
2	Ø10	-202.33	109.00	-63.17	-0.000316
3	Ø10	-145.67	109.00	-63.17	-0.000316
4	Ø10	-89.00	109.00	-63.17	-0.000316
5	Ø10	-29.67	109.00	-63.17	-0.000316
6	Ø10	29.67	109.00	-63.17	-0.000316
7	Ø10	89.00	109.00	-63.17	-0.000316
8	Ø10	145.67	109.00	-63.17	-0.000316
9	Ø10	202.33	109.00	-63.17	-0.000316
10	Ø10	259.00	109.00	-63.17	-0.000316
11	Ø10	259.00	-109.00	-500.00	-0.009950
12	Ø10	89.00	-109.00	-500.00	-0.009950
13	Ø10	-89.00	-109.00	-500.00	-0.009950
14	Ø10	-259.00	-109.00	-500.00	-0.009950

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	190.09	0.00	137.78
Cs	0.00	0.00	0.00
T	190.09	0.00	-71.14

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{39.71} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{190.09} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{0.00} \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{190.09} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{137.78} \text{ mm}$$

Viga 2

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

e_{cs} : 0.00 mm

$e_{T,x}$: 0.00 mm

$e_{T,y}$: -71.14 mm

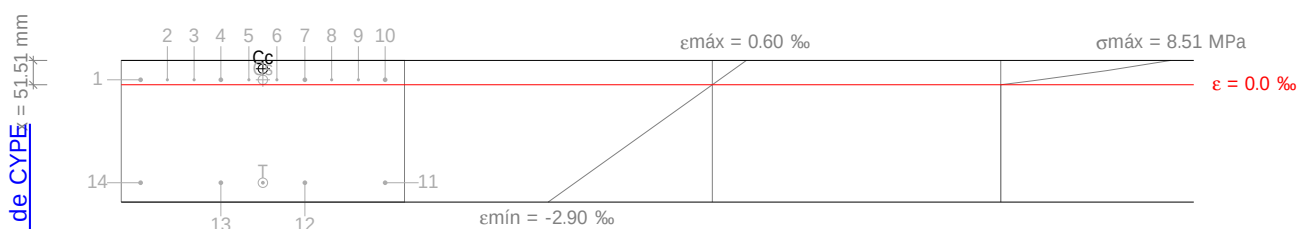
e_{cmax} : 0.0015

e_{smax} : 0.0100

s_{cmax} : 15.61 MPa

s_{smax} : 500.00 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø10	-259.00	109.00	+24.50	+0.000123
2	Ø10	-202.33	109.00	+24.50	+0.000123
3	Ø10	-145.67	109.00	+24.50	+0.000123
4	Ø10	-89.00	109.00	+24.50	+0.000123
5	Ø10	-29.67	109.00	+24.50	+0.000123
6	Ø10	29.67	109.00	+24.50	+0.000123
7	Ø10	89.00	109.00	+24.50	+0.000123
8	Ø10	145.67	109.00	+24.50	+0.000123
9	Ø10	202.33	109.00	+24.50	+0.000123
10	Ø10	259.00	109.00	+24.50	+0.000123
11	Ø10	259.00	-109.00	-483.73	-0.002419
12	Ø10	89.00	-109.00	-483.73	-0.002419
13	Ø10	-89.00	-109.00	-483.73	-0.002419
14	Ø10	-259.00	-109.00	-483.73	-0.002419

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	139.17	0.00	132.35
Cs	12.80	0.00	109.00
T	151.97	0.00	-109.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

N_{Ed} : 0.00 kN

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$M_{Ed,x}$: 36.38 kN·m

Viga 2

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{139.17} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{12.80} \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{151.97} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{132.35} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{109.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-109.00} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0006}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0024}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{8.51} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{483.73} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Viga 2

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona y ductilidad de diseño de la estructura, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en vigas. (NCSE-02)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad.



Viga 2

P11 - P28 (1.378 m - 5.856 m, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$47 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{10} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro máximo de la armadura.

$$\phi_{max} : \underline{10} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$184 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{6} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\phi_{max} : \underline{6} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Viga 2

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$5.23 \text{ cm}^2 \geq 2.96 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : \underline{5.23} \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s,min} : \underline{2.96} \text{ cm}^2$$

Siendo:

z : Brazo mecánico.

$$z : \underline{233.10} \text{ mm}$$

W : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : \underline{9000.00} \text{ cm}^3$$

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct,m,fl} : \underline{3.33} \text{ MPa}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Flexión positiva alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$3.14 \text{ cm}^2 \geq 2.96 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : \underline{3.14} \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s,min} : \underline{2.96} \text{ cm}^2$$

Siendo:

z : Brazo mecánico.

$$z : \underline{233.10} \text{ mm}$$

W : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : \underline{9000.00} \text{ cm}^3$$

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct,m,fl} : \underline{3.33} \text{ MPa}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.036} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{25.47} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{699.30} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.459} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{25.47} \text{ kN}$$

Viga 2

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

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{55.49} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p^{és}imos se producen en '1.378 m', para la combinaci3n de hip3tesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresi3n oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresi3n oblicua del alma se deduce de la siguiente expresi3n:

Cortante en la direcci3n Y:

Seg^{ún} Art^ículo A19.6.2.3(3), el valor de c3lculo del esfuerzo cortante m3ximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresi3n, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{699.30} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cord3n comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensi3n media de compresi3n en el hormig3n, medida positiva, debida a la fuerza axil de c3lculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{-1.26} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresi3n de c3lculo.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

A'_s : 3rea total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{5.23} \text{ cm}^2$$

A_c : 3rea total de la secci3n de hormig3n.

$$A_c : \underline{1800.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de c3lculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de c3lculo a compresi3n del hormig3n.

b_w : Ancho m^{ín}imo entre los cordones de tracci3n y compresi3n. Art^ículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mec3nico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Art^ículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{233.10} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducci3n de la resistencia del hormig3n fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : 3ngulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : 3ngulo entre la biela de compresi3n de hormig3n y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de c3lculo p^{és}imos se producen en '1.378 m', para la combinaci3n de hip3tesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracci3n en el alma.

Cortante en la direcci3n Y:

Seg^{ún} Art^ículo A19.6.2.3(3), el valor de c3lculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su l^ímite el3stico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{55.49} \text{ kN}$$

Viga 2

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

$$z : \underline{23.31} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$190 \text{ mm} \leq 194 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s : Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

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

Siendo:

d : Canto útil de la sección.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$d : \underline{259.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

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

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

$$178 \text{ mm} \leq 194 \text{ mm} \quad \checkmark$$

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.

$$d : \underline{259.00} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0010 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$r_w : \underline{0.0010}$$

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

Viga 2

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0008}$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

$$f_{ctm} : \underline{2.56} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.048} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{33.86} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{699.30} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.610} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{33.86} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{55.49} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.378 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+SY".

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:

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{699.30} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.87} \text{ MPa}$$

Viga 2

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$A'_s : \underline{3.14} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \underline{1800.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$z : \underline{233.10} \text{ mm}$$

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Producido por una versión preliminar de CYPE

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.378 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SX+SY".

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{55.49} \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

$$z : \underline{23.31} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$190 \text{ mm} \leq 194 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

Viga 2

s: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

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.

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s: Separación entre estribos.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{259.00} \text{ mm}$$

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$178 \text{ mm} \leq 194 \text{ mm} \quad \checkmark$$

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

$$d : \underline{259.00} \text{ mm}$$

$$0.0010 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

$$r_w : \underline{0.0010}$$

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0008}$$

$$f_{ctm} : \underline{2.56} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Viga 2

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.789 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

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

η_i : 0.858 ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_i)

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} : 0.00 kN

$M_{Ed,x}$: 29.76 kN·m

$M_{Ed,y}$: 0.00 kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Rd} : 0.00 kN

$M_{Rd,x}$: 34.66 kN·m

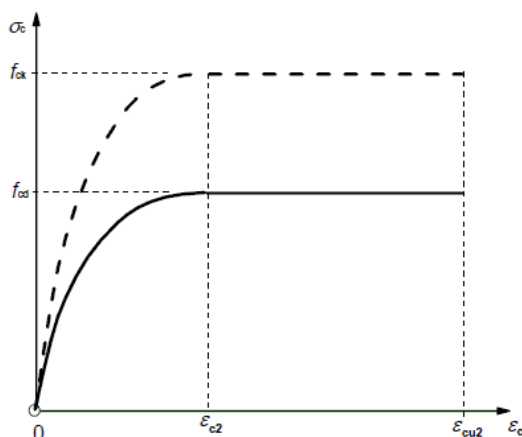
$M_{Rd,y}$: 0.00 kN·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

ϵ_{cu2} : 0.0035

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

ϵ_{c2} : 0.0020

Viga 2

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 16.67 MPa

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

α_{cc} : 1.00

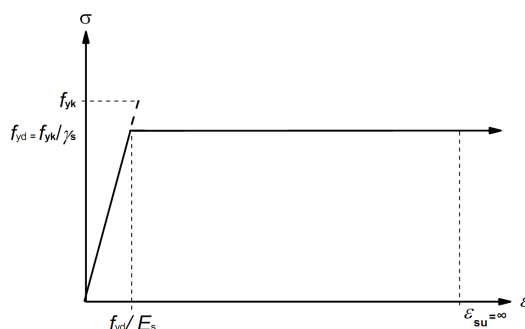
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{ck} : 25.00 MPa

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

γ_c : 1.5

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

ϵ_{su} : 0.0100

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

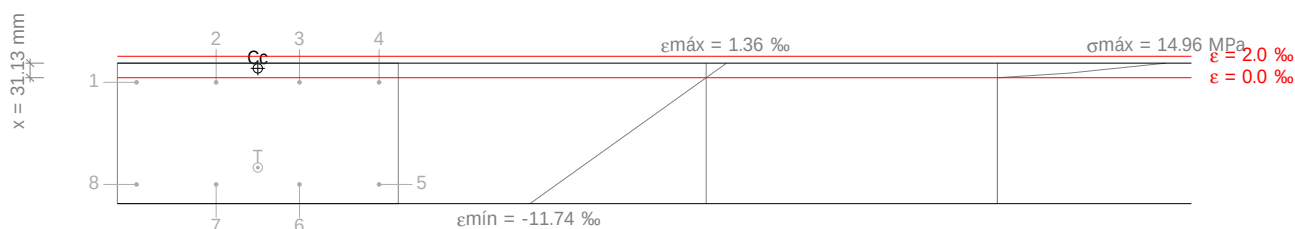
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

γ_s : 1.15

(a) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

El equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø10	-259.00	109.00	-86.18	-0.000431

Viga 2

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
2	Ø10	-89.00	109.00	-86.18	-0.000431
3	Ø10	89.00	109.00	-86.18	-0.000431
4	Ø10	259.00	109.00	-86.18	-0.000431
5	Ø10	259.00	-109.00	-434.78	-0.009950
6	Ø10	89.00	-109.00	-434.78	-0.009950
7	Ø10	-89.00	-109.00	-434.78	-0.009950
8	Ø10	-259.00	-109.00	-434.78	-0.009950

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	163.66	0.00	138.86
Cs	0.00	0.00	0.00
T	163.66	0.00	-72.94

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{34.66} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{163.66} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{0.00} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{163.66} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{138.86} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-72.94} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0014}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0100}$$

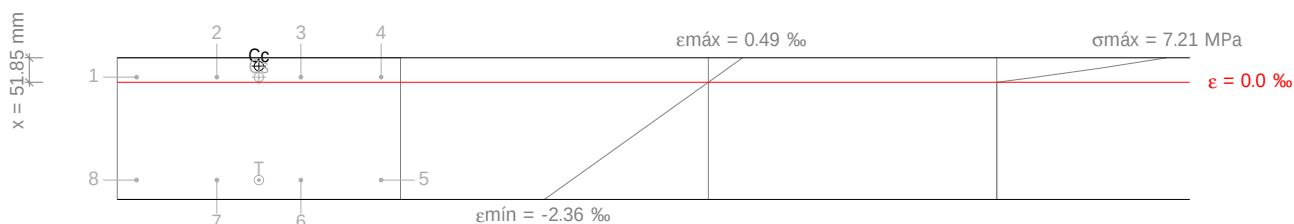
s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{14.96} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Viga 2

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø10	-259.00	109.00	+20.65	+0.000103
2	Ø10	-89.00	109.00	+20.65	+0.000103
3	Ø10	89.00	109.00	+20.65	+0.000103
4	Ø10	259.00	109.00	+20.65	+0.000103
5	Ø10	259.00	-109.00	-394.47	-0.001972
6	Ø10	89.00	-109.00	-394.47	-0.001972
7	Ø10	-89.00	-109.00	-394.47	-0.001972
8	Ø10	-259.00	-109.00	-394.47	-0.001972

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	117.44	0.00	132.33
Cs	6.49	0.00	109.00
T	123.93	0.00	-109.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{29.76} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{117.44} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{6.49} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{123.93} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{132.33} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{109.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-109.00} \text{ mm}$$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0005}$$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0020}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{7.21} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{394.47} \text{ MPa}$$

Viga 2

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

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.378 m', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos máximos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

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

η_i : 0.916 ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_i)

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} : 0.00 kN

$M_{Ed,x}$: 36.38 kN·m

$M_{Ed,y}$: 0.00 kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Rd} : 0.00 kN

$M_{Rd,x}$: 39.71 kN·m

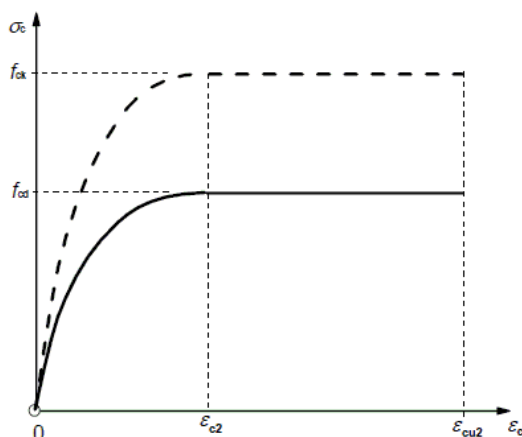
$M_{Rd,y}$: 0.00 kN·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

ϵ_{cu2} : 0.0035

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

ϵ_{c2} : 0.0020

Viga 2

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 16.67 MPa

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

α_{cc} : 1.00

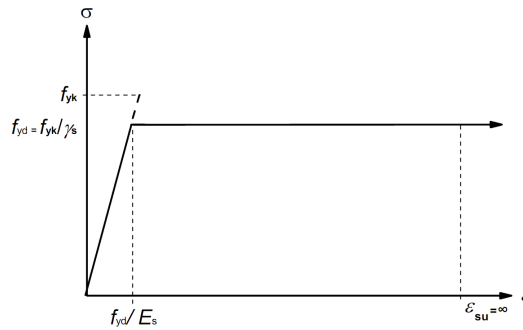
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{ck} : 25.00 MPa

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

γ_c : 1.5

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

e_{su} : 0.0100

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 500.00 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

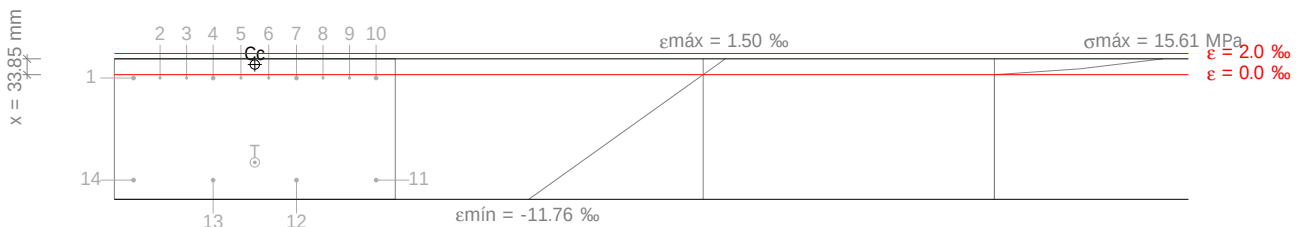
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

γ_s : 1.00

(a) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

El equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø10	-259.00	109.00	-63.17	-0.000316

Viga 2

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (MPa)	e
2	Ø10	-202.33	109.00	-63.17	-0.000316
3	Ø10	-145.67	109.00	-63.17	-0.000316
4	Ø10	-89.00	109.00	-63.17	-0.000316
5	Ø10	-29.67	109.00	-63.17	-0.000316
6	Ø10	29.67	109.00	-63.17	-0.000316
7	Ø10	89.00	109.00	-63.17	-0.000316
8	Ø10	145.67	109.00	-63.17	-0.000316
9	Ø10	202.33	109.00	-63.17	-0.000316
10	Ø10	259.00	109.00	-63.17	-0.000316
11	Ø10	259.00	-109.00	-500.00	-0.009950
12	Ø10	89.00	-109.00	-500.00	-0.009950
13	Ø10	-89.00	-109.00	-500.00	-0.009950
14	Ø10	-259.00	-109.00	-500.00	-0.009950

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	190.09	0.00	137.78
C _s	0.00	0.00	0.00
T	190.09	0.00	-71.14

Producido por una Versión Educativa de CYPE

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{39.71} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{190.09} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$T : \underline{190.09} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{137.78} \text{ mm}$$

$$e_{cs} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-71.14} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0015}$$

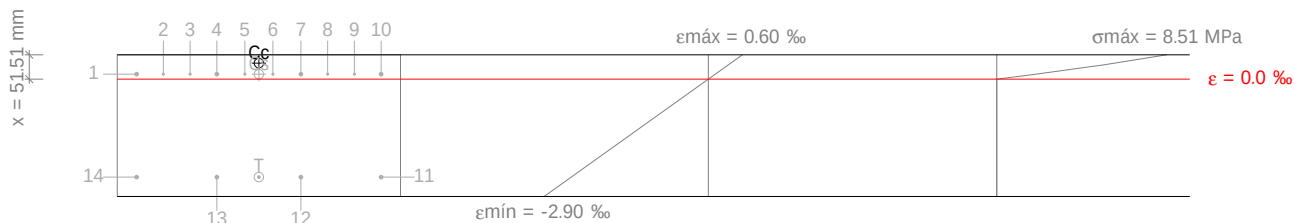
$$e_{smax} : \underline{0.0100}$$

$$s_{cmax} : \underline{15.61} \text{ MPa}$$

$$s_{smax} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Viga 2

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø10	-259.00	109.00	+24.50	+0.000123
2	Ø10	-202.33	109.00	+24.50	+0.000123
3	Ø10	-145.67	109.00	+24.50	+0.000123
4	Ø10	-89.00	109.00	+24.50	+0.000123
5	Ø10	-29.67	109.00	+24.50	+0.000123
6	Ø10	29.67	109.00	+24.50	+0.000123
7	Ø10	89.00	109.00	+24.50	+0.000123
8	Ø10	145.67	109.00	+24.50	+0.000123
9	Ø10	202.33	109.00	+24.50	+0.000123
10	Ø10	259.00	109.00	+24.50	+0.000123
11	Ø10	259.00	-109.00	-483.73	-0.002419
12	Ø10	89.00	-109.00	-483.73	-0.002419
13	Ø10	-89.00	-109.00	-483.73	-0.002419
14	Ø10	-259.00	-109.00	-483.73	-0.002419

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	139.17	0.00	132.35
Cs	12.80	0.00	109.00
T	151.97	0.00	-109.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{36.38} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{139.17} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{12.80} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{151.97} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{132.35} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{109.00} \text{ mm}$$

Viga 2

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$e_{T,x}$: 0.00 mm

$e_{T,y}$: -109.00 mm

e_{cmax} : 0.0006

e_{smax} : 0.0024

s_{cmax} : 8.51 MPa

s_{smax} : 483.73 MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales.
Flexión alrededor del eje X. (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X.
Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y.
Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X.
Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y.
Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Viga 2

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona y ductilidad de diseño de la estructura, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en vigas. (NCSE-02)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad.



Viga 2

P11 - P28 (5.856 m - P28, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (Código Estructural, Artículos A19.5.3, A19.8.2 y A19.9.5)

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, no debe ser inferior a s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$23 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{10} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro máximo de la armadura.

$$\phi_{max} : \underline{10} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo A19.8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$184 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{max}$$

$$s_1 : \underline{6} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\phi_{max} : \underline{6} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Viga 2

Armadura mínima y máxima (Código Estructural, Artículo A19.9.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$10.53 \text{ cm}^2 \geq 2.97 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : \underline{10.53} \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s,min} : \underline{2.97} \text{ cm}^2$$

Siendo:

z : Brazo mecánico.

$$z : \underline{232.72} \text{ mm}$$

W : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : \underline{9000.00} \text{ cm}^3$$

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct,m,fl} : \underline{3.33} \text{ MPa}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Flexión positiva alrededor del eje x:

El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$ (Artículo A19.9.2.1.1(1)).

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$3.93 \text{ cm}^2 \geq 2.96 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_s : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : \underline{3.93} \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s,min} : \underline{2.96} \text{ cm}^2$$

Siendo:

z : Brazo mecánico.

$$z : \underline{233.10} \text{ mm}$$

W : Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra más traccionada.

$$W : \underline{9000.00} \text{ cm}^3$$

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct,m,fl} : \underline{3.33} \text{ MPa}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.049} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{33.99} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{698.17} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.613} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{33.99} \text{ kN}$$

Viga 2

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

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{55.40} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '6.631 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

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:

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{698.17} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.95} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{3.93} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1800.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$z : \underline{232.72} \text{ mm}$$

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$n_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '6.631 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : \underline{55.40} \text{ kN}$$

Viga 2

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

$$z : \underline{23.27} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$190 \text{ mm} \leq 194 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s : Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

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

Siendo:

d : Canto útil de la sección.

$$d : \underline{258.58} \text{ mm}$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

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

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

$$178 \text{ mm} \leq 194 \text{ mm} \quad \checkmark$$

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.

$$d : \underline{258.58} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

$$0.0010 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

$$r_w : \underline{0.0010}$$

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

s : Separación entre estribos.

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

Viga 2

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0008}$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

$$f_{ctm} : \underline{2.56} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (Código Estructural, Artículos A19.6.2.2, A19.6.2.3 y A19.9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.057} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{39.49} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,max,Vy} : \underline{698.17} \text{ kN}$$

$$\eta_2 = \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.713} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{39.49} \text{ kN}$$

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

$$V_{Rd,s,Vy} : \underline{55.40} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '6.631 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa-0.3·SX-SY".

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:

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión, se obtiene de:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{698.17} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{-1.09} \text{ MPa}$$

Viga 2

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

n_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante.

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$N_{Ed} : 0.00 \text{ kN}$$

$$A'_s : 3.93 \text{ cm}^2$$

$$A_c : 1800.00 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : 16.67 \text{ MPa}$$

$$b_w : 600.00 \text{ mm}$$

$$z : 232.72 \text{ mm}$$

$$n_1 : 0.600$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

$$q : 45.0 \text{ grados}$$

Producido por una versión preliminar de CYPE

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '6.631 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa-0.3·SX-SY".

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Según Artículo A19.6.2.3(3), el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico se obtiene de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,s} : 55.40 \text{ kN}$$

Donde:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s : Separación entre estribos.

z : Para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$$

Siendo:

f_{ywk} : Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

α : Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$A_{sw} : 1.13 \text{ cm}^2$$

$$s : 190 \text{ mm}$$

$$z : 23.27 \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : 400.00 \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

$$q : 45.0 \text{ grados}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo A19.9.2.2(6)):

$$s \leq s_{l,max}$$

$$190 \text{ mm} \leq 194 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

Viga 2

s: Separación entre estribos.

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

Siendo:

d: Canto útil de la sección.

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

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.

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}$$

La cuantía de la armadura de cortante ρ_w no debe ser menor que $\rho_{w,min}$ (Artículo A19.9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha)}$$

Siendo:

A_{sw} : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

s: Separación entre estribos.

b_w : Ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión. Artículo A19.6.2.3(1), Figura A19.6.5

a: Ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}}$$

Siendo:

f_{ctm} : Resistencia media a tracción.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Siendo:

f_{ck} : [MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{258.58} \text{ mm}$$

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$178 \text{ mm} \leq 194 \text{ mm} \quad \checkmark$$

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

$$d : \underline{258.58} \text{ mm}$$

$$0.0010 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

$$r_w : \underline{0.0010}$$

$$A_{sw} : \underline{1.13} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{190} \text{ mm}$$

$$b_w : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$a : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$r_{w,min} : \underline{0.0008}$$

$$f_{ctm} : \underline{2.56} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

Viga 2

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(Código Estructural, Artículos A19.5.2, A19.5.8.3.1, A19.5.8.8 y A19.6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '6.889 m', para la combinación de hipótesis "Envolverte de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.535} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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.

$$\begin{aligned} N_{Ed} &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{Ed,x} &: \underline{-72.40} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

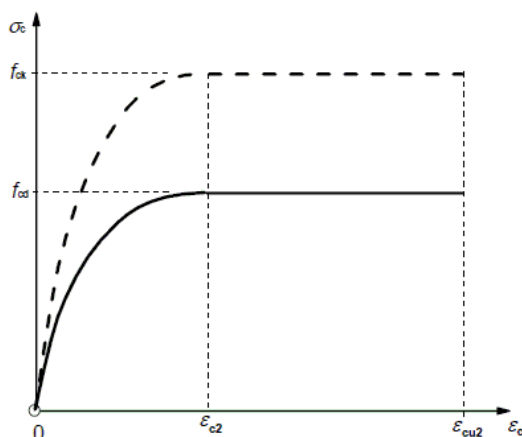
$$\begin{aligned} N_{Rd} &: \underline{0.00} \text{ kN} \\ M_{Rd,x} &: \underline{-135.37} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$\epsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$\epsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

Viga 2

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 16.67 MPa

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

α_{cc} : 1.00

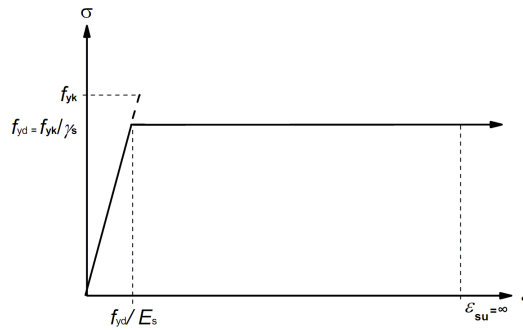
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{ck} : 25.00 MPa

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

γ_c : 1.5

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

ϵ_{su} : 0.0100

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

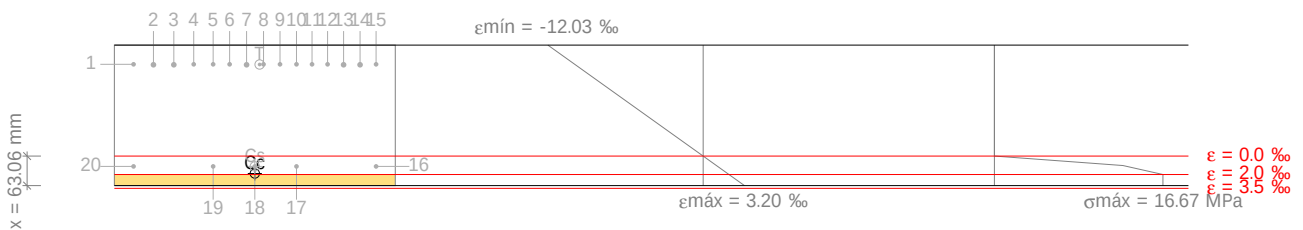
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

γ_s : 1.15

(a) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

El equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø10	-259.00	109.00	-434.78	-0.009950

Viga 2

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
2	Ø12	-216.50	108.00	-434.78	-0.009899
3	Ø12	-173.00	108.00	-434.78	-0.009899
4	Ø10	-130.50	109.00	-434.78	-0.009950
5	Ø10	-89.00	109.00	-434.78	-0.009950
6	Ø10	-53.80	109.00	-434.78	-0.009950
7	Ø12	-17.60	108.00	-434.78	-0.009899
8	Ø10	18.60	109.00	-434.78	-0.009950
9	Ø10	53.80	109.00	-434.78	-0.009950
10	Ø10	89.00	109.00	-434.78	-0.009950
11	Ø10	122.20	109.00	-434.78	-0.009950
12	Ø10	155.40	109.00	-434.78	-0.009950
13	Ø12	189.60	108.00	-434.78	-0.009899
14	Ø12	224.80	108.00	-434.78	-0.009899
15	Ø10	259.00	109.00	-434.78	-0.009950
16	Ø10	259.00	-109.00	+224.08	+0.001120
17	Ø10	89.00	-109.00	+224.08	+0.001120
18	Ø10	0.00	-109.00	+224.08	+0.001120
19	Ø10	-89.00	-109.00	+224.08	+0.001120
20	Ø10	-259.00	-109.00	+224.08	+0.001120

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	499.35	0.00	-124.17
Cs	88.00	0.00	-109.00
T	587.35	0.00	108.58

Procedimiento para una versión educativa de CYPE

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-135.37} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$C_c : \underline{499.35} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{88.00} \text{ kN}$$

$$T : \underline{587.35} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-124.17} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-109.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{108.58} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0032}$$

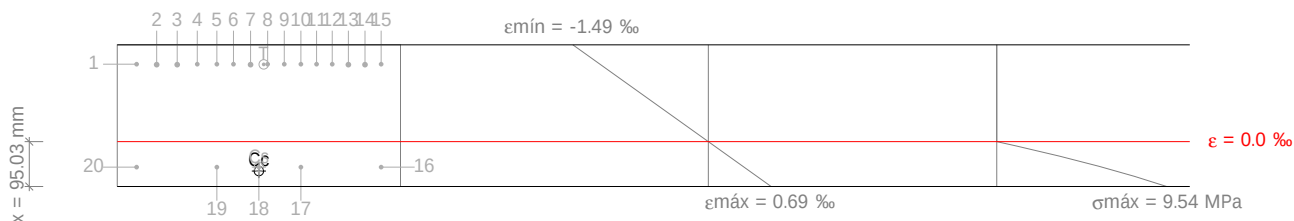
$$e_{smax} : \underline{0.0099}$$

$$s_{cmax} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$s_{smax} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

Viga 2

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø10	-259.00	109.00	-238.74	-0.001194
2	Ø12	-216.50	108.00	-237.28	-0.001186
3	Ø12	-173.00	108.00	-237.28	-0.001186
4	Ø10	-130.50	109.00	-238.74	-0.001194
5	Ø10	-89.00	109.00	-238.74	-0.001194
6	Ø10	-53.80	109.00	-238.74	-0.001194
7	Ø12	-17.60	108.00	-237.28	-0.001186
8	Ø10	18.60	109.00	-238.74	-0.001194
9	Ø10	53.80	109.00	-238.74	-0.001194
10	Ø10	89.00	109.00	-238.74	-0.001194
11	Ø10	122.20	109.00	-238.74	-0.001194
12	Ø10	155.40	109.00	-238.74	-0.001194
13	Ø12	189.60	108.00	-237.28	-0.001186
14	Ø12	224.80	108.00	-237.28	-0.001186
15	Ø10	259.00	109.00	-238.74	-0.001194
16	Ø10	259.00	-109.00	+78.66	+0.000393
17	Ø10	89.00	-109.00	+78.66	+0.000393
18	Ø10	0.00	-109.00	+78.66	+0.000393
19	Ø10	-89.00	-109.00	+78.66	+0.000393
20	Ø10	-259.00	-109.00	+78.66	+0.000393

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	290.80	0.00	-117.29
Cs	30.89	0.00	-109.00
T	321.69	0.00	108.58

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-72.40} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{290.80} \text{ kN}$$

Viga 2

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

C_s	:	<u>30.89</u>	kN
T	:	<u>321.69</u>	kN
$e_{cc,x}$	:	<u>0.00</u>	mm
$e_{cc,y}$	:	<u>-117.29</u>	mm
$e_{cs,x}$	:	<u>0.00</u>	mm
$e_{cs,y}$	:	<u>-109.00</u>	mm
$e_{T,x}$	:	<u>0.00</u>	mm
$e_{T,y}$	:	<u>108.58</u>	mm
e_{cmax}	:	<u>0.0007</u>	
e_{smax}	:	<u>0.0012</u>	
s_{cmax}	:	<u>9.54</u>	MPa
s_{smax}	:	<u>238.74</u>	MPa

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

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '5.856 m', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos máximos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.867} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

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}	:	<u>0.00</u>	kN
$M_{Ed,x}$	:	<u>42.58</u>	kN·m
$M_{Ed,y}$	:	<u>0.00</u>	kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Rd}	:	<u>0.00</u>	kN
$M_{Rd,x}$	:	<u>49.09</u>	kN·m
$M_{Rd,y}$	:	<u>0.00</u>	kN·m

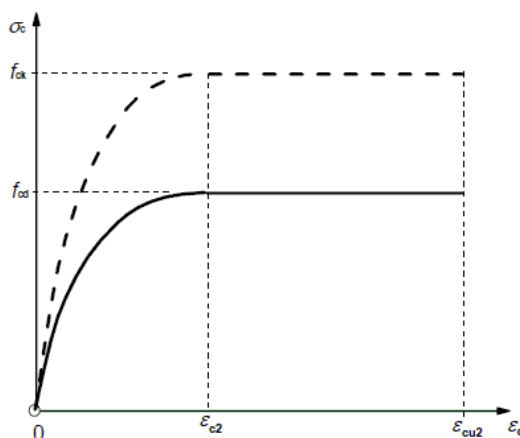
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo A19.6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón comprimido se derivan del diagrama de cálculo tensión-deformación indicado en el apartado A19.3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Viga 2



e_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{cu2} : \underline{0.0035}$$

e_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla A19.3.1.

$$e_{c2} : \underline{0.0020}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{16.67} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

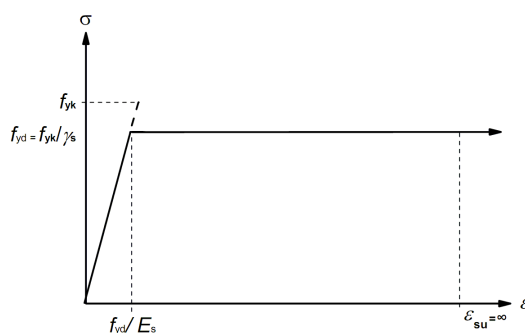
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(d) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo A19.3.2, Figura A19.3.8



e_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo A19.3.2.7(2.b).

$$e_{su} : \underline{0.0100}$$

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{500.00} \text{ MPa}$$

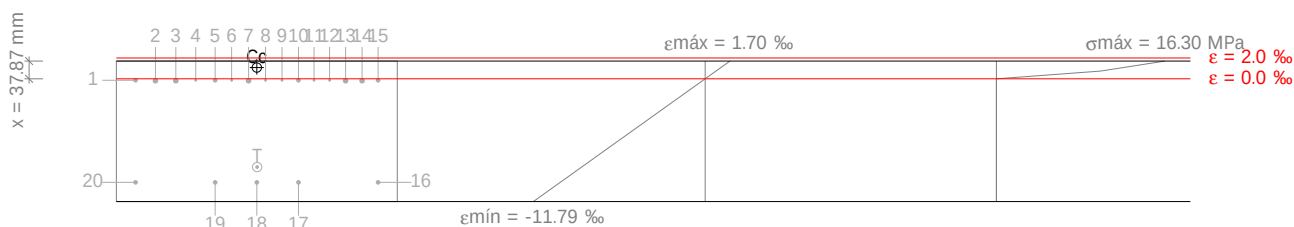
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Viga 2

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Producido por una versión educativa de CYPE

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S _s (MPa)	e
1	Ø10	-259.00	109.00	-28.13	-0.000141
2	Ø12	-216.50	108.00	-37.13	-0.000186
3	Ø12	-173.00	108.00	-37.13	-0.000186
4	Ø10	-130.50	109.00	-28.13	-0.000141
5	Ø10	-89.00	109.00	-28.13	-0.000141
6	Ø10	-53.80	109.00	-28.13	-0.000141
7	Ø12	-17.60	108.00	-37.13	-0.000186
8	Ø10	18.60	109.00	-28.13	-0.000141
9	Ø10	53.80	109.00	-28.13	-0.000141
10	Ø10	89.00	109.00	-28.13	-0.000141
11	Ø10	122.20	109.00	-28.13	-0.000141
12	Ø10	155.40	109.00	-28.13	-0.000141
13	Ø12	189.60	108.00	-37.13	-0.000186
14	Ø12	224.80	108.00	-37.13	-0.000186
15	Ø10	259.00	109.00	-28.13	-0.000141
16	Ø10	259.00	-109.00	-500.00	-0.009950
17	Ø10	89.00	-109.00	-500.00	-0.009950
18	Ø10	0.00	-109.00	-500.00	-0.009950
19	Ø10	-89.00	-109.00	-500.00	-0.009950
20	Ø10	-259.00	-109.00	-500.00	-0.009950

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	231.07	0.00	136.12
C _s	0.00	0.00	0.00
T	231.07	0.00	-76.34

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{49.09} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

Viga 2

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_c : 231.07 kN

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

C_s : 0.00 kN

T : Resultante de tracciones en el acero.

T : 231.07 kN

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{cc,x}$: 0.00 mm

$e_{cc,y}$: 136.12 mm

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : 0.00 mm

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$e_{T,x}$: 0.00 mm

$e_{T,y}$: -76.34 mm

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

e_{cmax} : 0.0017

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

e_{smax} : 0.0100

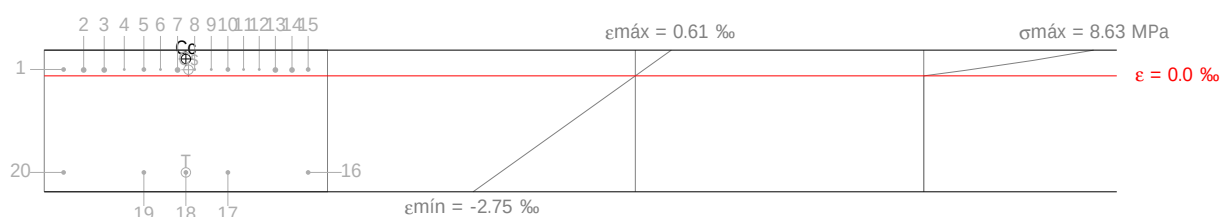
s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

s_{cmax} : 16.30 MPa

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

s_{smax} : 500.00 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø10	-259.00	109.00	+30.24	+0.000151
2	Ø12	-216.50	108.00	+28.00	+0.000140
3	Ø12	-173.00	108.00	+28.00	+0.000140
4	Ø10	-130.50	109.00	+30.24	+0.000151
5	Ø10	-89.00	109.00	+30.24	+0.000151
6	Ø10	-53.80	109.00	+30.24	+0.000151
7	Ø12	-17.60	108.00	+28.00	+0.000140
8	Ø10	18.60	109.00	+30.24	+0.000151
9	Ø10	53.80	109.00	+30.24	+0.000151
10	Ø10	89.00	109.00	+30.24	+0.000151
11	Ø10	122.20	109.00	+30.24	+0.000151
12	Ø10	155.40	109.00	+30.24	+0.000151
13	Ø12	189.60	108.00	+28.00	+0.000140
14	Ø12	224.80	108.00	+28.00	+0.000140
15	Ø10	259.00	109.00	+30.24	+0.000151
16	Ø10	259.00	-109.00	-458.54	-0.002293
17	Ø10	89.00	-109.00	-458.54	-0.002293
18	Ø10	0.00	-109.00	-458.54	-0.002293

Viga 2

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
19	Ø10	-89.00	-109.00	-458.54	-0.002293
20	Ø10	-259.00	-109.00	-458.54	-0.002293

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	149.48	0.00	131.32
Cs	30.59	0.00	108.48
T	180.07	0.00	-109.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{42.58} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{149.48} \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{30.59} \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{180.07} \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{131.32} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{108.48} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-109.00} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0006}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0023}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$s_{cmax} : \underline{8.63} \text{ MPa}$$

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$s_{smax} : \underline{458.54} \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (Código Estructural, Artículo A19.11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Viga 2

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (Código Estructural, Artículo A19.6.3.2(2))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(4))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (Código Estructural, Artículo A19.9.2.3(3))

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona y ductilidad de diseño de la estructura, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en vigas. (NCSE-02)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad.



Producto por una estructura de tipo

Viga 2

4. COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

P11 - P28

Cálculo del ancho de fisura: Cara superior (Código Estructural, Artículo A19.7.3.4)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Cálculo del ancho de fisura: Cara lateral derecha (Código Estructural, Artículo A19.7.3.4)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Cálculo del ancho de fisura: Cara inferior (Código Estructural, Artículo A19.7.3.4)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Cálculo del ancho de fisura: Cara lateral izquierda (Código Estructural, Artículo A19.7.3.4)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Área mínima de armadura (Criterio de CYPE, basado en: Código Estructural, Artículo A19.7.3.2)

La comprobación no procede, ya que la tensión de tracción máxima en el hormigón no supera la resistencia a tracción del mismo.

Fisuración debida a tensiones tangenciales de cortante (Código Estructural, Artículo 7.3.3 (5))

A cumplirse las indicaciones del artículo 7.3.3 (5) el control de la fisuración debida a los efectos de las tensiones tangenciales por cortante se considera suficientemente asegurado.

Viga 2

5. COMPROBACIONES DE FLECHA

A plazo infinito (Cuasipermanente) $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = L/250$	Activa (Cuasipermanente) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/500$	Estado
$f_{T,max}$: 2.55 mm $f_{T,lim}$: 27.56 mm	$f_{A,max}$: 1.66 mm $f_{A,lim}$: 13.78 mm	CUMPLE

Flecha total a plazo infinito para la combinación "Cuasipermanente" de acciones

La flecha máxima se produce en la sección "3.79 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso

$$f_{T,max} \leq f_{T,lim}$$

$$2.55 \text{ mm} \leq 27.56 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{T,lim}$: límite establecido para la flecha total a plazo infinito

$$f_{T,lim} : \underline{27.56} \text{ mm}$$

$$f_{T,lim} = L/250$$

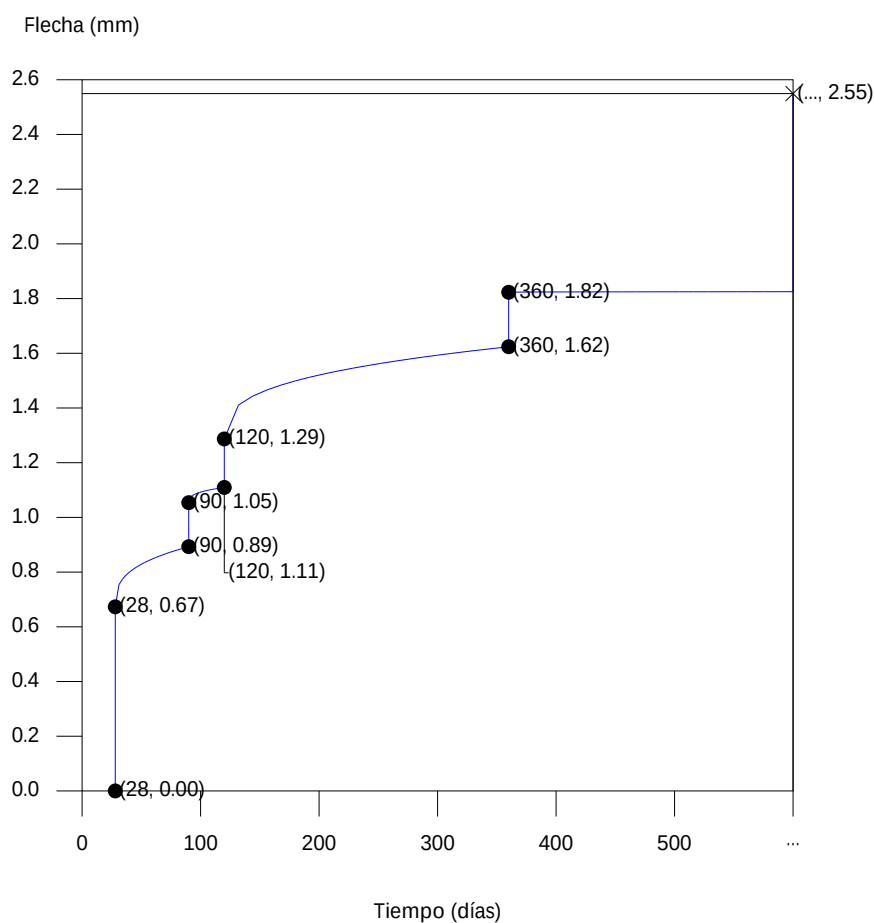
L: longitud de referencia

$$L : \underline{6.89} \text{ m}$$

$f_{T,max}$: valor máximo de la flecha total

$$f_{T,max} : \underline{2.55} \text{ mm}$$

Flecha total a plazo infinito



Escalón de carga	t_i (días)	t_r (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0, t_r)$ (mm)	$f_{tot}(t_r)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_r)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	0.67	0.67	0.22	0.89	0.89

Viga 2

Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_o(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_o, t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
2-3	90	120	0.89	0.16	1.05	0.06	1.11	1.11
3-4	120	360	1.11	0.18	1.29	0.34	1.62	1.62
4-∞	360	∞	1.62	0.20	1.82	0.73	2.55	2.55

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_o(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dif}(t_o, t_f)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i, t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total producida hasta el instante t_f

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

Flecha instantánea

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (MPa)	I_e (cm ⁴)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	31476.00	135000.00	0.67	0.67	0.67
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	32537.47	135000.00	0.83	0.16	0.83
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	32720.34	135000.00	1.01	0.18	1.01
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso	33225.21	117085.26	1.21	0.20	1.21

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i : flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c : módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t_i) = \left[\exp \left[0,25 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_i} \right)^{1/2} \right] \right] \right]^{0,3} \cdot E_c$$

E_c : módulo de deformación secante a los 28 días

I_e : momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Viga 2

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm ⁴)	$I_{e,i}$ (cm ⁴)
1	28 días	Peso propio	135000.00	135000.00
2	90 días	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería	135000.00	135000.00
3	120 días	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería, Cargas muertas - Pavimento	135000.00	135000.00
4	12 meses	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería, Cargas muertas - Pavimento, Sobrecarga de uso	117085.26	117085.26

Siendo:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$$I_{e,i} = \min_{j=1}^{j=i} (I_{e,v,j})$$

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso"

$$I_{e,v} : \underline{117085.26} \text{ cm}^4$$

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,\text{caso A}} + \alpha_B \cdot I_{e,\text{caso B}} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,\text{caso C1}} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,\text{caso C2}} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,\text{caso D1}} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,\text{caso D2}}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i : coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0	1	0	0	0	0

I_{ec} : momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

$$I_{ec} : \underline{135000.00} \text{ cm}^4$$

I_{ee1} : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

$$I_{ee1} : \underline{63341.04} \text{ cm}^4$$

Viga 2

I_{ee2} : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

I_{ee2} : 135000.00 cm⁴

Se calcula mediante la fórmula de Bischoff:

$$\frac{1}{I_{ei}} = \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^2 \frac{1}{I_b} + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^2 \right] \frac{1}{I_f} \leq I_b$$

Sección	I_b (cm ⁴)	I_f (cm ⁴)	M_f (kN·m)	M_a (kN·m)	I_{ei} (cm ⁴)
Extremo (1)	135000.00	25786.75	-32.734	-38.237	63341.04
Centro de vano	135000.00	10338.92	30.972	16.836	135000.00
Extremo (2)	135000.00	35993.26	-34.165	-25.985	135000.00

Siendo:

I_b : momento de inercia de la sección bruta

I_f : momento de inercia de la sección fisurada

M_f : momento de fisuración de la sección

M_a : momento flector aplicado en la sección

Flecha diferida

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ($f_{dif}(t_i, t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i, t_f)$: flecha diferida por escalón de carga. Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum (\Delta f_i \cdot \lambda(t_i, t_f))$$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\sum \Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\varphi(t_i, t_f)$	$f_{dif}(t_i, t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	0.67	0.67	0.67	1.00	0.33	0.22
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	0.16	0.83	1.00	1.07	0.07	0.06
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	0.18	1.01	1.07	1.40	0.33	0.34
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso	0.20	1.21	1.40	2.00	0.60	0.73

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

Δf_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$\xi(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$\xi(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$j(t_i, t_f)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i, t_f)

Viga 2

$$\varphi = \xi(t_r, t_f) = \xi(t_f) - \xi(t_i)$$

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Cuasipermanente"

La flecha máxima se produce en la sección "3.79 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso

$$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$$

$$1.66 \text{ mm} \leq 13.78 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa

$$f_{A,lim} : \underline{13.78} \text{ mm}$$

$$f_{A,lim} = L/500$$

L: longitud de referencia

$$L : \underline{6.89} \text{ m}$$

$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses"

$$f_{A,max} : \underline{1.66} \text{ mm}$$

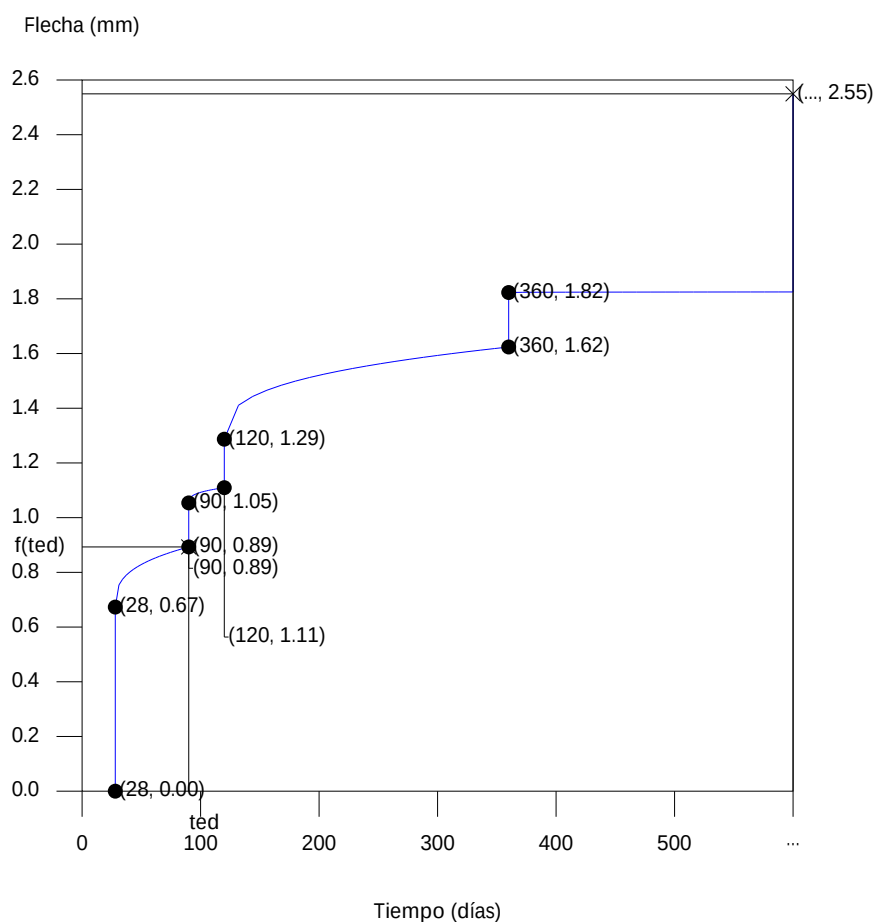
Flecha producida a partir del instante "3 meses", calculada como la diferencia entre la flecha total máxima y la flecha producida hasta dicho instante ($f(t_{ed})$)

$$f_{A,max} = f_{T,max}(t_{ed}, \infty) - f(t_{ed})$$

$f_{T,max}(t_{ed}, \infty)$: flecha total máxima producida a partir del instante "3 meses"

$$f_{T,max}(t_{ed}, \infty) : \underline{2.55} \text{ mm}$$

Flecha total a plazo infinito



Viga 2

Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0, t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	0.67	0.67	0.22	0.89	0.89
2-3	90	120	0.89	0.16	1.05	0.06	1.11	1.11
3-4	120	360	1.11	0.18	1.29	0.34	1.62	1.62
4-∞	360	∞	1.62	0.20	1.82	0.73	2.55	2.55

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dif}(t_0, t_f)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i, t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total producida hasta el instante t_f

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

Flecha instantánea

Producido por una versión educativa de CYPE

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (MPa)	I_e (cm ⁴)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	31476.00	135000.00	0.67	0.67	0.67
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	32537.47	135000.00	0.83	0.16	0.83
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	32720.34	135000.00	1.01	0.18	1.01
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso	33225.21	117085.26	1.21	0.20	1.21

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i : flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c : módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t_i) = \left(\exp \left[0,25 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_i} \right)^{1/2} \right] \right] \right)^{0,3} \cdot E_c$$

E_c : módulo de deformación secante a los 28 días

I_e : momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Viga 2

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm4)	$I_{e,i}$ (cm4)
1	28 días	Peso propio	135000.00	135000.00
2	90 días	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería	135000.00	135000.00
3	120 días	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería, Cargas muertas - Pavimento	135000.00	135000.00
4	12 meses	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería, Cargas muertas - Pavimento, Sobrecarga de uso	117085.26	117085.26

Siendo:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$$I_{e,i} = \min_{j=1}^{j=i} (I_{e,v,j})$$

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio + Cargas muertas - Tabiquería + Cargas muertas - Pavimento + Sobrecarga de uso"

$$I_{e,v} : \underline{117085.26} \text{ cm}^4$$

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,\text{caso A}} + \alpha_B \cdot I_{e,\text{caso B}} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,\text{caso C1}} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,\text{caso C2}} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,\text{caso D1}} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,\text{caso D2}}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i : coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0	1	0	0	0	0

I_{ec} : momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

$$I_{ec} : \underline{135000.00} \text{ cm}^4$$

I_{ee1} : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

$$I_{ee1} : \underline{63341.04} \text{ cm}^4$$

Viga 2

I_{ee2} : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

$I_{ee2} : 135000.00 \text{ cm}^4$

Se calcula mediante la fórmula de Bischoff:

$$\frac{1}{I_{ei}} = \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^2 \frac{1}{I_b} + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^2 \right] \frac{1}{I_f} \leq I_b$$

Sección	I_b (cm ⁴)	I_f (cm ⁴)	M_f (kN·m)	M_a (kN·m)	I_{ei} (cm ⁴)
Extremo (1)	135000.00	25786.75	-32.734	-38.237	63341.04
Centro de vano	135000.00	10338.92	30.972	16.836	135000.00
Extremo (2)	135000.00	35993.26	-34.165	-25.985	135000.00

Siendo:

I_b : momento de inercia de la sección bruta

I_f : momento de inercia de la sección fisurada

M_f : momento de fisuración de la sección

M_a : momento flector aplicado en la sección

Flecha diferida

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ($f_{dif}(t_i, t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i, t_f)$: flecha diferida por escalón de carga. Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum (\Delta f_i \cdot \lambda(t_i, t_f))$$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\sum \Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\varphi(t_i, t_f)$	$f_{dif}(t_i, t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	0.67	0.67	0.67	1.00	0.33	0.22
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	0.16	0.83	1.00	1.07	0.07	0.06
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	0.18	1.01	1.07	1.40	0.33	0.34
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso	0.20	1.21	1.40	2.00	0.60	0.73

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

Δf_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$\lambda(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

Viga 2

$x(t_r)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$j(t_i, t_r)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i, t_r)

$$\varphi = \xi(t_i, t_r) = \xi(t_r) - \xi(t_i)$$

$f(t_{ed})$: flecha total producida hasta el instante "3 meses"

$f(t_{ed})$: 0.89 mm

La flecha total producida hasta el instante " t_{ed} " asociado al momento de ejecución del elemento dañable (3 meses) se obtiene a partir de la historia total de cargas desarrollada anteriormente en el cálculo de la flecha total a plazo infinito.

ÍNDICE

1. SISMO.....	2
1.1. Datos generales de sismo.....	2
1.2. Espectro de cálculo.....	3
1.2.1. Espectro elástico de aceleraciones.....	3
1.2.2. Espectro de diseño de aceleraciones.....	4
1.3. Coeficientes de participación.....	5
1.4. Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta.....	6
1.5. Cortante sísmico combinado por planta.....	7
1.5.1. Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta.....	7
1.5.2. Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta.....	9
1.5.3. Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte en arranques.....	9



SISMO

Norma utilizada: NCSE-02

Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02

Método de cálculo: Análisis mediante espectros de respuesta (NCSE-02, 3.6.2)

1.1. Datos generales de sismo

Caracterización del emplazamiento

a_b : Aceleración básica (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

a_b : 0.150 g

K: Coeficiente de contribución (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

K : 1.00

Tipo de suelo (NCSE-02, 2.4): Tipo II

Sistema estructural

Ductilidad (NCSE-02, Tabla 3.1): Ductilidad baja

W: Amortiguamiento (NCSE-02, Tabla 3.1)

W : 5.00 %

Tipo de construcción (NCSE-02, 2.2): Construcciones de importancia normal

Parámetros de cálculo

Número de modos de vibración que intervienen en el análisis: Automático, hasta alcanzar un porcentaje exigido de masa desplazada (90 %)

Grados de libertad que intervienen en el análisis: No se han considerado las plantas bajo rasante en el modelo dinámico

Acción de sobrecarga de uso

: 0.50

Acción de sobrecarga de nieve

: 0.50

Efectos de la componente sísmica vertical

No se consideran

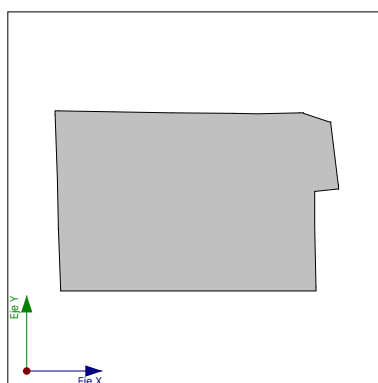
No se realiza análisis de los efectos de 2º orden

Criterio de armado a aplicar por ductilidad: Ninguno

Direcciones de análisis

Acción sísmica según X

Acción sísmica según Y



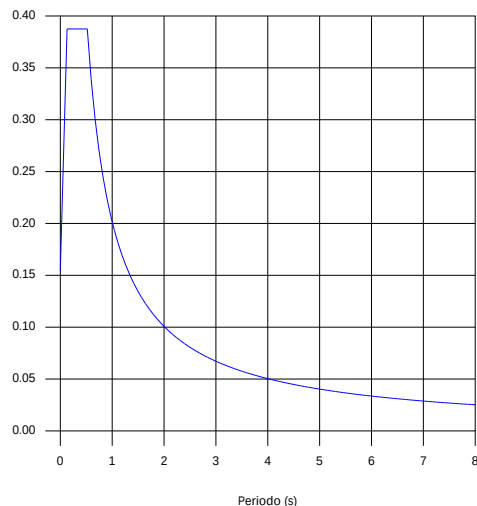
Proyección en planta de la obra



1.2. Espectro de cálculo

1.2.1. Espectro elástico de aceleraciones

Coef. Amplificación (g)



Coef. Amplificación:

$$S_{ae} = a_c \cdot \alpha(T)$$

Donde:

$$\alpha(T) = 1 + (2,5 \cdot v - 1) \cdot \frac{T}{T_A} \quad T < T_A$$

$$\alpha(T) = 2,5 \cdot v \quad T_A \leq T \leq T_B$$

$$\alpha(T) = \frac{K \cdot C}{T} \cdot v \quad T > T_B$$

es el espectro normalizado de respuesta elástica.

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 0.388 g.

NCSE-02 (2.2, 2.3 y 2.4)

Parámetros necesarios para la definición del espectro

a Aceleración sísmica de cálculo (NCSE-02, 2.2)

a_c : 0.155 g

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

a_b : Aceleración básica (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

a_b : 0.150 g

r: Coeficiente adimensional de riesgo

r : 1.00

Tipo de construcción: Construcciones de importancia normal

S: Coeficiente de amplificación del terreno (NCSE-02, 2.2)

S : 1.03

$$S = \frac{C}{1,25}$$

$$\rho \cdot a_b \leq 0,1g$$

$$S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \cdot \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \cdot \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$$

$$0,1g < \rho \cdot a_b < 0,4g$$

$$S = 1,0$$

$$0,4g \leq \rho \cdot a_b$$

C: Coeficiente del terreno (NCSE-02, 2.4)

C : 1.30

Tipo de suelo (NCSE-02, 2.4): Tipo II

a_b : Aceleración básica (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

a_b : 0.150 g

r: Coeficiente adimensional de riesgo

r : 1.00

n: Coeficiente dependiente del amortiguamiento (NCSE-02, 2.5)

n : 1.00

$$v = \left(\frac{5}{\Omega} \right)^{0,4}$$

W: Amortiguamiento (NCSE-02, Tabla 3.1)

W : 5.00 %

T_A : Periodo característico del espectro (NCSE-02, 2.3)

T_A : 0.13 s

$$T_A = \frac{K \cdot C}{10}$$

K: Coeficiente de contribución (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

K : 1.00

C: Coeficiente del terreno (NCSE-02, 2.4)

C : 1.30

Tipo de suelo (NCSE-02, 2.4): Tipo II

T_B : Periodo característico del espectro (NCSE-02, 2.3)

T_B : 0.52 s



Justificación de la acción sísmica

MODELO EN CYPE DE ESTRUCTURA TFG

Fecha: 07/07/24

$$T_B = \frac{K \cdot C}{2,5}$$

K: Coeficiente de contribución (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

K : 1.00

C: Coeficiente del terreno (NCSE-02, 2.4)

C : 1.30

Tipo de suelo (NCSE-02, 2.4): Tipo II

1.2.2. Espectro de diseño de aceleraciones

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por el coeficiente (μ) correspondiente a cada dirección de análisis.

$$S_a = a_c \cdot \left(1 + \left(2,5 \cdot \frac{v}{\mu} - 1 \right) \cdot \frac{T}{T_A} \right) \quad T < T_A$$

$$S_a = a_c \cdot 2,5 \cdot \frac{v}{\mu} \quad T_A \leq T \leq T_B$$

$$S_a = a_c \cdot \frac{K \cdot C}{T} \cdot \frac{v}{\mu} \quad T > T_B$$

b: Coeficiente de respuesta

b : 0.50

$$\beta = \frac{v}{\mu}$$

n: Coeficiente dependiente del amortiguamiento (NCSE-02, 2.5)

n : 1.00

$$v = \left(\frac{5}{\Omega} \right)^{0,4}$$

W: Amortiguamiento (NCSE-02, Tabla 3.1)

W : 5.00 %

m: Coeficiente de comportamiento por ductilidad (NCSE-02, 3.7.3.1)

m : 2.00

Ductilidad (NCSE-02, Tabla 3.1): Ductilidad baja

a_c : Aceleración sísmica de cálculo (NCSE-02, 2.2)

a_c : 0.155 g

K: Coeficiente de contribución (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

K : 1.00

C: Coeficiente del terreno (NCSE-02, 2.4)

C : 1.30

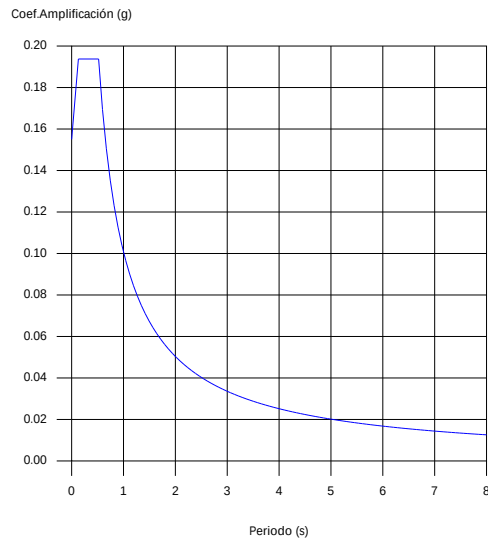
T_A : Periodo característico del espectro (NCSE-02, 2.3)

T_A : 0.13 s

T_B : Periodo característico del espectro (NCSE-02, 2.3)

T_B : 0.52 s

NCSE-02 (3.6.2.2)



1.3. Coeficientes de participación

Modo	T	L_x	L_y	L_{gz}	M_x	M_y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.864	0.0107	0.3334	0.9427	0.08 %	82.66 %	R = 2 A = 1.146 m/s ² D = 21.676 mm	R = 2 A = 1.146 m/s ² D = 21.676 mm
Modo 2	0.791	0.1584	0.0172	0.9872	71.39 %	0.84 %	R = 2 A = 1.253 m/s ² D = 19.8375 mm	R = 2 A = 1.253 m/s ² D = 19.8375 mm
Modo 3	0.648	0.0315	0.0114	0.9994	14.53 %	1.89 %	R = 2 A = 1.529 m/s ² D = 16.2777 mm	R = 2 A = 1.529 m/s ² D = 16.2777 mm
Modo 4	0.191	0.0388	0.2155	0.9757	0.36 %	11.15 %	R = 2 A = 1.901 m/s ² D = 1.75281 mm	R = 2 A = 1.901 m/s ² D = 1.75281 mm
Modo 5	0.183	0.2133	0.0555	0.9754	10.66 %	0.72 %	R = 2 A = 1.901 m/s ² D = 1.61419 mm	R = 2 A = 1.901 m/s ² D = 1.61419 mm
Total					97.02 %	97.26 %		

T: Periodo de vibración en segundos.

L_x , L_y : Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.

L_{gz} : Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.

M_x , M_y : Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

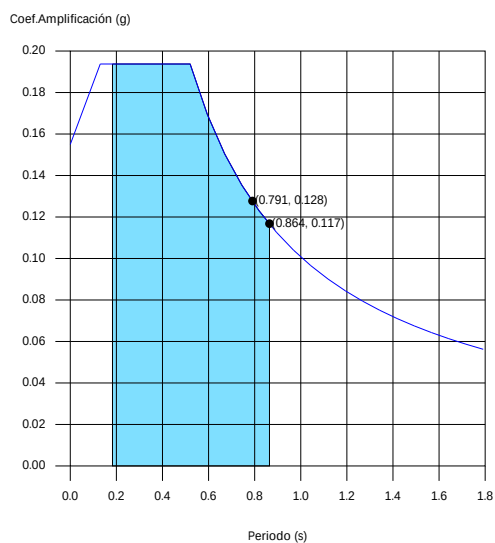
Representación de los periodos modales



Justificación de la acción sísmica

MODELO EN CYPE DE ESTRUCTURA TFG

Fecha: 07/07/24



Se representa el rango de periodos abarcado por los modos estudiados, con indicación de los modos en los que se desplaza más del 30% de la masa:

Hipótesis Sismo 1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.864	0.117
Modo 2	0.791	0.128

4. Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e _x (m)	e _y (m)
Nivel 6_COTA MÁXIMA	(21.54, -11.49)	(21.20, -8.10)	0.34	-3.38
Nivel 5_CUBIERTA	(19.74, -8.07)	(21.25, -7.97)	-1.52	-0.10
Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	(22.43, -13.55)	(22.23, -14.41)	0.20	0.86
Nivel 3_ENTREPLANTA	(20.69, -12.45)	(22.17, -13.95)	-1.47	1.49
Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	(20.07, -13.45)	(21.84, -11.83)	-1.77	-1.62
Nivel 1_PRIMERA PLANTA	(20.11, -13.43)	(21.84, -11.83)	-1.73	-1.60

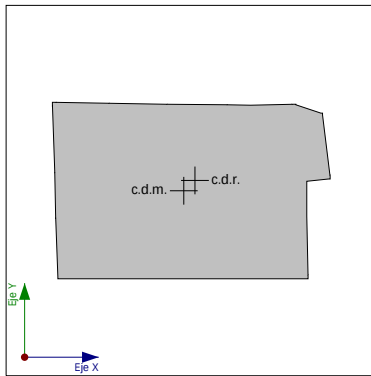
c.d.m.: Coordenadas del centro de masas de la planta (X,Y)

c.d.r.: Coordenadas del centro de rigidez de la planta (X,Y)

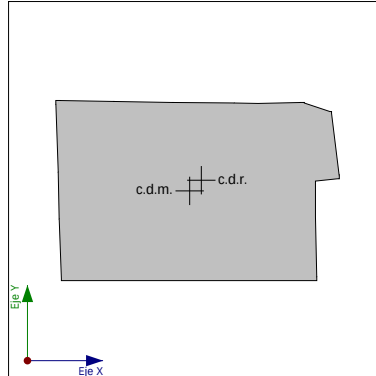
e_x: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X)

e_y: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y)

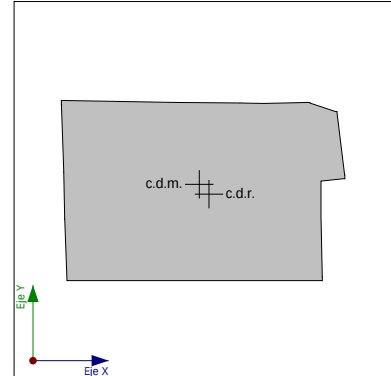
Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta



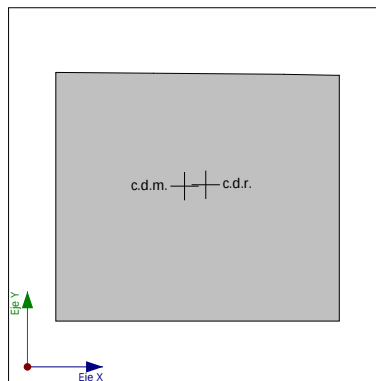
Nivel 1 PRIMERA PLANTA



Nivel 2 SEGUNDA PLANTA



Nivel 3 ENTREPLANTA



Nivel 5 CUBIERTA

Producción de la Versión educativa de CYPE

5. Cortante sísmico combinado por planta

El valor máximo del cortante por planta en una hipótesis sísmica dada se obtiene mediante la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de los correspondientes cortantes modales.

Si la obra tiene vigas con vinculación exterior o estructuras 3D integradas, los esfuerzos de dichos elementos no se muestran en el siguiente listado.

5.1. Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta

Los valores que se muestran en las siguientes tablas no están ajustados por el factor de modificación calculado en el apartado 'Corrección por cortante basal'.

Hipótesis sísmica: Sismo X1

Planta	Q_x (kN)	$F_{eq,x}$ (kN)	Q_y (kN)	$F_{eq,y}$ (kN)
Nivel 6_COTA MÁXIMA	744.295	744.295	173.989	173.989
Nivel 5_CUBIERTA	460.592	1194.228	116.890	280.879
Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	534.298	78.392	138.684	21.886
Nivel 3_ENTREPLANTA	1841.956	1327.134	385.765	259.244
Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	2695.014	1123.065	437.372	268.553
Nivel 1_PRIMERA PLANTA	3213.945	860.979	576.518	299.884

Hipótesis sísmica: Sismo Y1

Planta	Q_x (kN)	$F_{eq,x}$ (kN)	Q_y (kN)	$F_{eq,y}$ (kN)
Nivel 6_COTA MÁXIMA	136.900	136.900	998.246	998.246
Nivel 5_CUBIERTA	108.393	242.316	503.431	1483.041
Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	130.534	25.765	558.185	55.303
Nivel 3_ENTREPLANTA	380.477	259.591	1845.772	1307.296
Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	428.465	279.937	2660.791	1096.570
Nivel 1_PRIMERA PLANTA	576.709	322.944	3186.637	878.503

Cortantes sísmicos máximos por planta

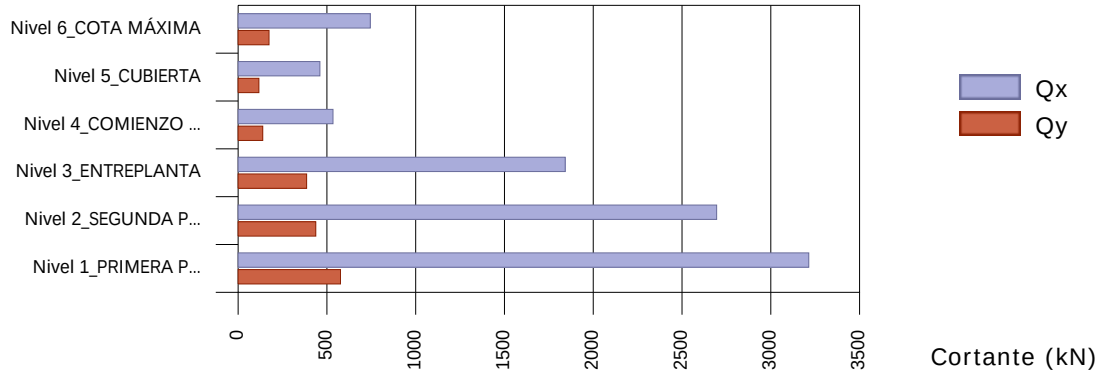


Justificación de la acción sísmica

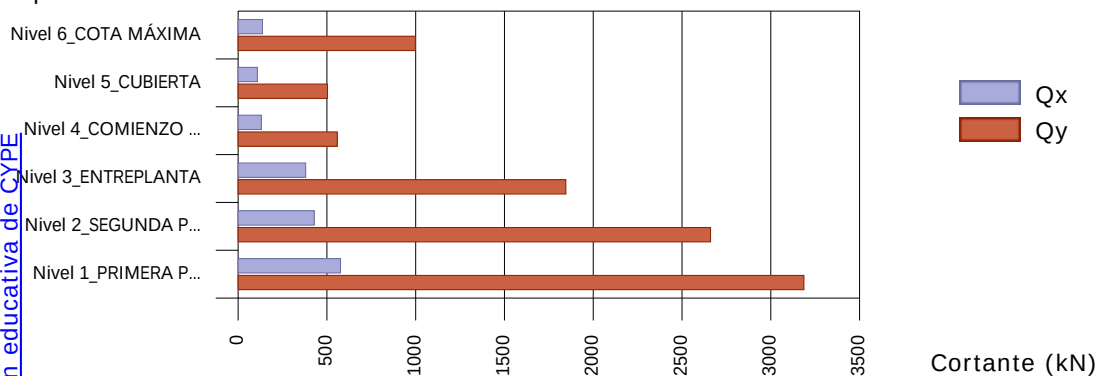
MODELO EN CYPE DE ESTRUCTURA TFG

Fecha: 07/07/24

Hipótesis sísmica: Sismo X1



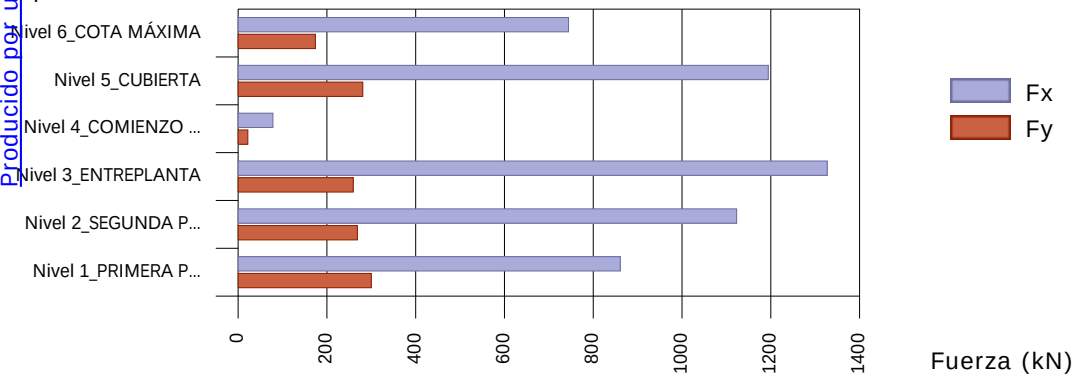
Hipótesis sísmica: Sismo Y1



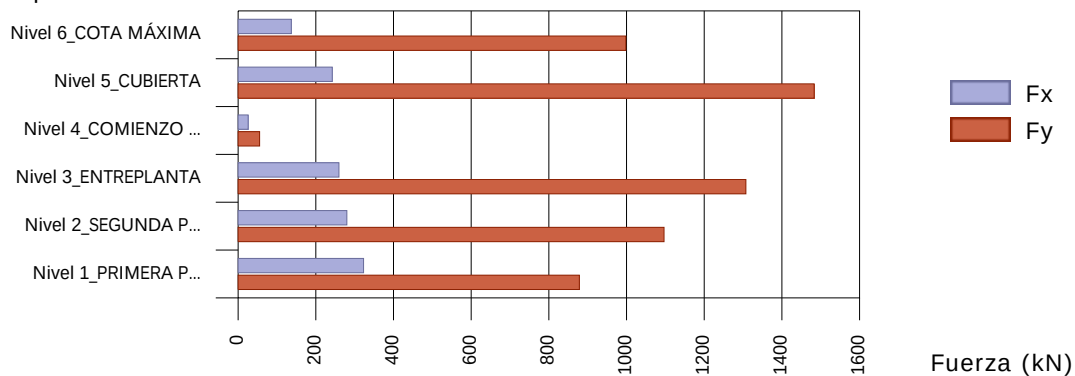
Producido por una versión educativa de CYPE

Fuerzas sísmicas equivalentes por planta

Hipótesis sísmica: Sismo X1



Hipótesis sísmica: Sismo Y1





Justificación de la acción sísmica

MODELO EN CYPE DE ESTRUCTURA TFG

Fecha: 07/07/24

1.5.2. Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta

El porcentaje de cortante sísmico de la columna 'Muros' incluye el cortante resistido por muros, pantallas y elementos de arriostramiento.

Hipótesis sísmica: Sismo X1

Planta	%Q _x		%Q _y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Nivel 6_COTA MÁXIMA	100.00	0.00	100.00	0.00
Nivel 5_CUBIERTA	31.50	68.50	35.28	64.72
Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	100.00	0.00	100.00	0.00
Nivel 3_ENTREPLANTA	100.00	0.00	100.00	0.00
Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	100.00	0.00	100.00	0.00
Nivel 1_PRIMERA PLANTA	100.00	0.00	100.00	0.00

Hipótesis sísmica: Sismo Y1

Planta	%Q _x		%Q _y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Nivel 6_COTA MÁXIMA	100.00	0.00	100.00	0.00
Nivel 5_CUBIERTA	26.18	73.82	36.00	64.00
Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	100.00	0.00	100.00	0.00
Nivel 3_ENTREPLANTA	100.00	0.00	100.00	0.00
Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	100.00	0.00	100.00	0.00
Nivel 1_PRIMERA PLANTA	100.00	0.00	100.00	0.00

1.5.3. Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte en arranques

El porcentaje de cortante sísmico de la columna 'Muros' incluye el cortante resistido por muros, pantallas y elementos de arriostramiento.

Hipótesis sísmica	%Q _x		%Q _y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Sismo X1	100.00	0.00	100.00	0.00
Sismo Y1	100.00	0.00	100.00	0.00

ÍNDICE

1. SISMO.....	2
1.1. Datos generales de sismo.....	2
1.2. Espectro de cálculo.....	3
1.2.1. Espectro elástico de aceleraciones.....	3
1.2.2. Espectro de diseño de aceleraciones.....	4
1.3. Coeficientes de participación.....	5
1.4. Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta.....	6
1.5. Cortante sísmico combinado por planta.....	7
1.5.1. Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta.....	7
1.5.2. Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta.....	9
1.5.3. Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte en arranques.....	9



SISMO

Norma utilizada: NCSE-02

Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02

Método de cálculo: Análisis mediante espectros de respuesta (NCSE-02, 3.6.2)

1.1. Datos generales de sismo

Caracterización del emplazamiento

a_b : Aceleración básica (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

a_b : 0.070 g

K: Coeficiente de contribución (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

K : 1.00

Tipo de suelo (NCSE-02, 2.4): Tipo II

Sistema estructural

Ductilidad (NCSE-02, Tabla 3.1): Ductilidad baja

W: Amortiguamiento (NCSE-02, Tabla 3.1)

W : 5.00 %

Tipo de construcción (NCSE-02, 2.2): Construcciones de importancia normal

Parámetros de cálculo

Número de modos de vibración que intervienen en el análisis: Automático, hasta alcanzar un porcentaje exigido de masa desplazada (90 %)

Grados de libertad que intervienen en el análisis: No se han considerado las plantas bajo rasante en el modelo dinámico

Acción de sobrecarga de uso

: 0.50

Acción de sobrecarga de nieve

: 0.50

Efectos de la componente sísmica vertical

No se consideran

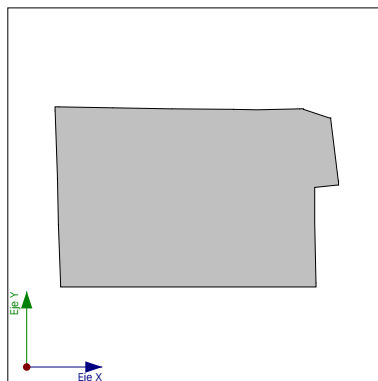
No se realiza análisis de los efectos de 2º orden

Criterio de armado a aplicar por ductilidad: Ninguno

Direcciones de análisis

Acción sísmica según X

Acción sísmica según Y



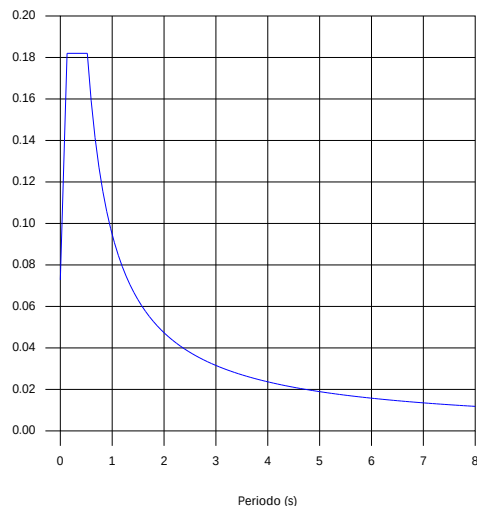
Proyección en planta de la obra



1.2. Espectro de cálculo

1.2.1. Espectro elástico de aceleraciones

Coef. Amplificación (g)



Coef. Amplificación:

$$S_{ae} = a_c \cdot \alpha(T)$$

Donde:

$$\alpha(T) = 1 + (2,5 \cdot v - 1) \cdot \frac{T}{T_A} \quad T < T_A$$

$$\alpha(T) = 2,5 \cdot v \quad T_A \leq T \leq T_B$$

$$\alpha(T) = \frac{K \cdot C}{T} \cdot v \quad T > T_B$$

es el espectro normalizado de respuesta elástica.

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 0.182 g.

NCSE-02 (2.2, 2.3 y 2.4)

Parámetros necesarios para la definición del espectro

a Aceleración sísmica de cálculo (NCSE-02, 2.2)

a_c : 0.073 g

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

a_b : Aceleración básica (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

a_b : 0.070 g

r: Coeficiente adimensional de riesgo

r : 1.00

Tipo de construcción: Construcciones de importancia normal

S: Coeficiente de amplificación del terreno (NCSE-02, 2.2)

S : 1.04

$$S = \frac{C}{1,25}$$

$$\rho \cdot a_b \leq 0,1g$$

$$S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \cdot \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \cdot \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$$

$$0,1g < \rho \cdot a_b < 0,4g$$

$$S = 1,0$$

$$0,4g \leq \rho \cdot a_b$$

C: Coeficiente del terreno (NCSE-02, 2.4)

C : 1.30

Tipo de suelo (NCSE-02, 2.4): Tipo II

a_b : Aceleración básica (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

a_b : 0.070 g

r: Coeficiente adimensional de riesgo

r : 1.00

n: Coeficiente dependiente del amortiguamiento (NCSE-02, 2.5)

n : 1.00

$$v = \left(\frac{5}{\Omega} \right)^{0,4}$$

W: Amortiguamiento (NCSE-02, Tabla 3.1)

W : 5.00 %

T_A : Periodo característico del espectro (NCSE-02, 2.3)

T_A : 0.13 s

$$T_A = \frac{K \cdot C}{10}$$

K: Coeficiente de contribución (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

K : 1.00

C: Coeficiente del terreno (NCSE-02, 2.4)

C : 1.30

Tipo de suelo (NCSE-02, 2.4): Tipo II

T_B : Periodo característico del espectro (NCSE-02, 2.3)

T_B : 0.52 s



Justificación de la acción sísmica

MODELO EN CYPE DE ESTRUCTURA TFG

Fecha: 07/07/24

$$T_B = \frac{K \cdot C}{2,5}$$

K: Coeficiente de contribución (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

K : 1.00

C: Coeficiente del terreno (NCSE-02, 2.4)

C : 1.30

Tipo de suelo (NCSE-02, 2.4): Tipo II

1.2.2. Espectro de diseño de aceleraciones

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por el coeficiente (μ) correspondiente a cada dirección de análisis.

$$S_a = a_c \cdot \left(1 + \left(2,5 \cdot \frac{v}{\mu} - 1 \right) \cdot \frac{T}{T_A} \right) \quad T < T_A$$

$$S_a = a_c \cdot 2,5 \cdot \frac{v}{\mu} \quad T_A \leq T \leq T_B$$

$$S_a = a_c \cdot \frac{K \cdot C}{T} \cdot \frac{v}{\mu} \quad T > T_B$$

b: Coeficiente de respuesta

b : 0.50

$$\beta = \frac{v}{\mu}$$

n: Coeficiente dependiente del amortiguamiento (NCSE-02, 2.5)

n : 1.00

$$v = \left(\frac{5}{\Omega} \right)^{0,4}$$

W: Amortiguamiento (NCSE-02, Tabla 3.1)

W : 5.00 %

m: Coeficiente de comportamiento por ductilidad (NCSE-02, 3.7.3.1)

m : 2.00

Ductilidad (NCSE-02, Tabla 3.1): Ductilidad baja

a_c : Aceleración sísmica de cálculo (NCSE-02, 2.2)

a_c : 0.073 g

K: Coeficiente de contribución (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

K : 1.00

C: Coeficiente del terreno (NCSE-02, 2.4)

C : 1.30

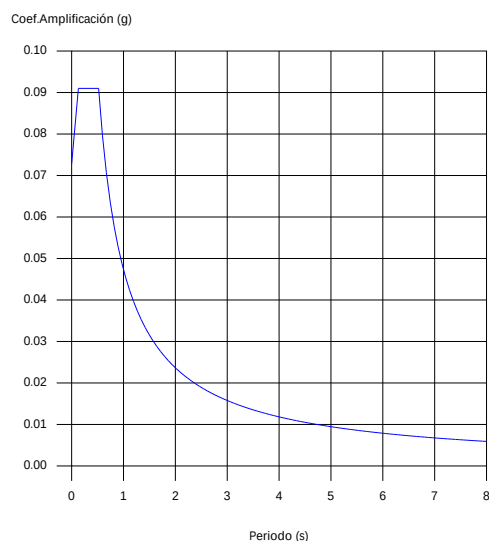
T_A : Periodo característico del espectro (NCSE-02, 2.3)

T_A : 0.13 s

T_B : Periodo característico del espectro (NCSE-02, 2.3)

T_B : 0.52 s

NCSE-02 (3.6.2.2)



1.3. Coeficientes de participación

Modo	T	L_x	L_y	L_{gz}	M_x	M_y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.864	0.0107	0.3334	0.9427	0.08 %	82.66 %	R = 2 A = 0.538 m/s ² D = 10.1807 mm	R = 2 A = 0.538 m/s ² D = 10.1807 mm
Modo 2	0.791	0.1584	0.0172	0.9872	71.39 %	0.84 %	R = 2 A = 0.588 m/s ² D = 9.31718 mm	R = 2 A = 0.588 m/s ² D = 9.31718 mm
Modo 3	0.648	0.0315	0.0114	0.9994	14.53 %	1.89 %	R = 2 A = 0.718 m/s ² D = 7.64519 mm	R = 2 A = 0.718 m/s ² D = 7.64519 mm
Modo 4	0.191	0.0388	0.2155	0.9757	0.36 %	11.15 %	R = 2 A = 0.893 m/s ² D = 0.82325 mm	R = 2 A = 0.893 m/s ² D = 0.82325 mm
Modo 5	0.183	0.2133	0.0555	0.9754	10.66 %	0.72 %	R = 2 A = 0.893 m/s ² D = 0.75814 mm	R = 2 A = 0.893 m/s ² D = 0.75814 mm
Total					97.02 %	97.26 %		

T: Periodo de vibración en segundos.

L_x , L_y : Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.

L_{gz} : Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.

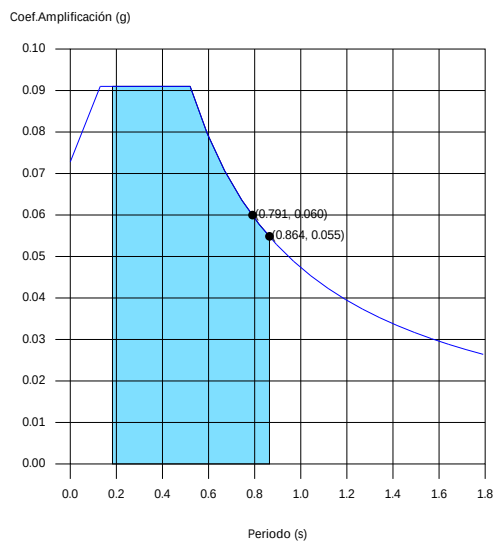
M_x , M_y : Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

Representación de los periodos modales



Se representa el rango de periodos abarcado por los modos estudiados, con indicación de los modos en los que se desplaza más del 30% de la masa:

Hipótesis Sismo 1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.864	0.055
Modo 2	0.791	0.060

4. Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e _x (m)	e _y (m)
Nivel 6_COTA MÁXIMA	(21.54, -11.49)	(21.20, -8.10)	0.34	-3.38
Nivel 5_CUBIERTA	(19.74, -8.07)	(21.25, -7.97)	-1.52	-0.10
Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	(22.43, -13.55)	(22.23, -14.41)	0.20	0.86
Nivel 3_ENTREPLANTA	(20.69, -12.45)	(22.17, -13.95)	-1.47	1.49
Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	(20.07, -13.45)	(21.84, -11.83)	-1.77	-1.62
Nivel 1_PRIMERA PLANTA	(20.11, -13.43)	(21.84, -11.83)	-1.73	-1.60

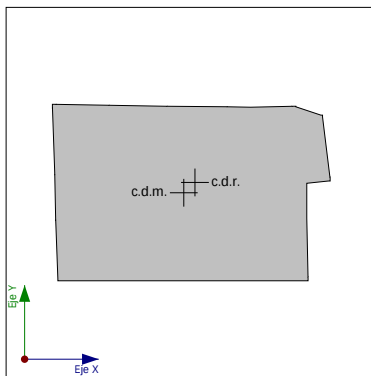
c.d.m.: Coordenadas del centro de masas de la planta (X,Y)

c.d.r.: Coordenadas del centro de rigidez de la planta (X,Y)

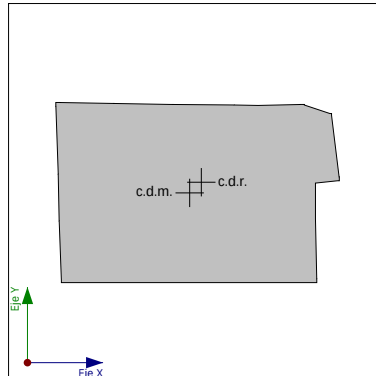
e_x: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X)

e_y: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y)

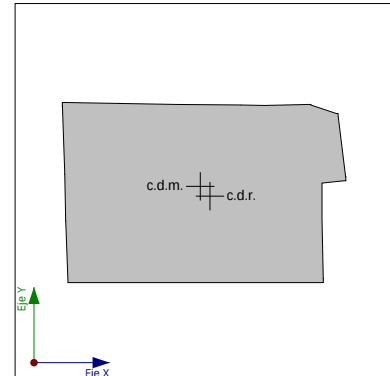
Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta



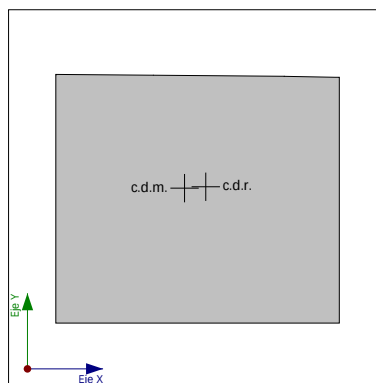
Nivel 1 PRIMERA PLANTA



Nivel 2 SEGUNDA PLANTA



Nivel 3 ENTREPLANTA



Nivel 5 CUBIERTA

Producción de la Versión educativa de CYPE

5. Cortante sísmico combinado por planta

El valor máximo del cortante por planta en una hipótesis sísmica dada se obtiene mediante la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de los correspondientes cortantes modales.

Si la obra tiene vigas con vinculación exterior o estructuras 3D integradas, los esfuerzos de dichos elementos no se muestran en el siguiente listado.

5.1. Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta

Los valores que se muestran en las siguientes tablas no están ajustados por el factor de modificación calculado en el apartado 'Corrección por cortante basal'.

Hipótesis sísmica: Sismo X1

Planta	Q_x (kN)	$F_{eq,x}$ (kN)	Q_y (kN)	$F_{eq,y}$ (kN)
Nivel 6_COTA MÁXIMA	349.576	349.576	81.718	81.718
Nivel 5_CUBIERTA	216.328	560.898	54.900	131.922
Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	250.946	36.819	65.137	10.279
Nivel 3_ENTREPLANTA	865.120	623.321	181.184	121.760
Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	1265.779	527.475	205.422	126.133
Nivel 1_PRIMERA PLANTA	1509.507	404.380	270.776	140.848

Hipótesis sísmica: Sismo Y1

Planta	Q_x (kN)	$F_{eq,x}$ (kN)	Q_y (kN)	$F_{eq,y}$ (kN)
Nivel 6_COTA MÁXIMA	64.299	64.299	468.851	468.851
Nivel 5_CUBIERTA	50.909	113.810	236.449	696.547
Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	61.309	12.101	262.165	25.974
Nivel 3_ENTREPLANTA	178.700	121.923	866.912	614.003
Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	201.239	131.479	1249.705	515.031
Nivel 1_PRIMERA PLANTA	270.866	151.678	1496.682	412.610



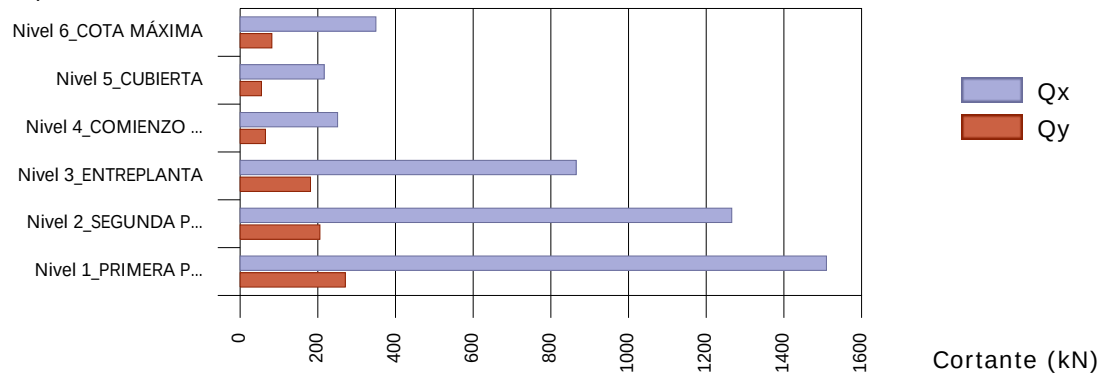
Justificación de la acción sísmica

MODELO EN CYPE DE ESTRUCTURA TFG

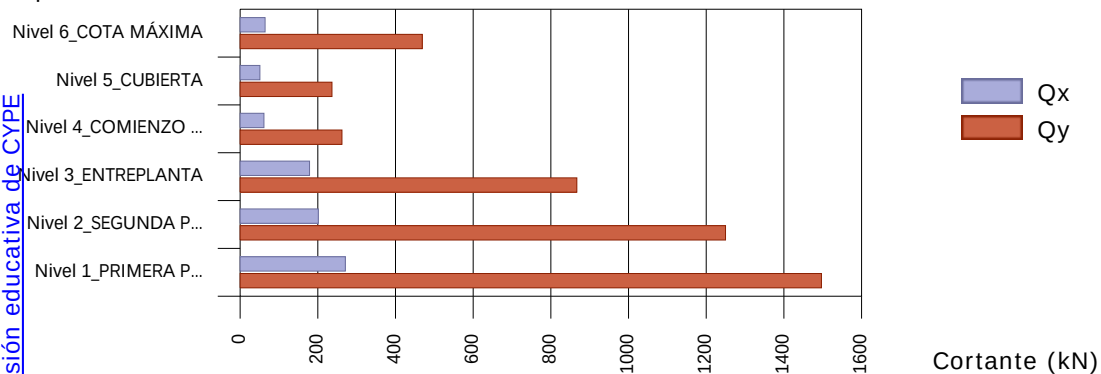
Fecha: 07/07/24

Cortantes sísmicos máximos por planta

Hipótesis sísmica: Sismo X1

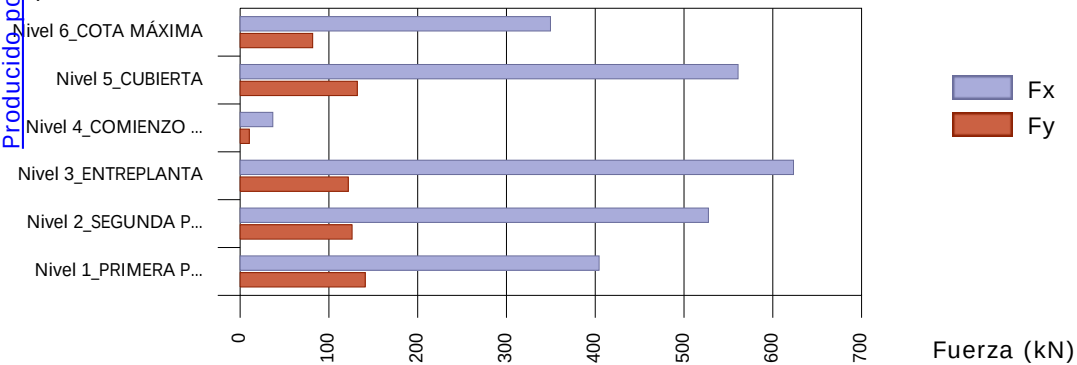


Hipótesis sísmica: Sismo Y1

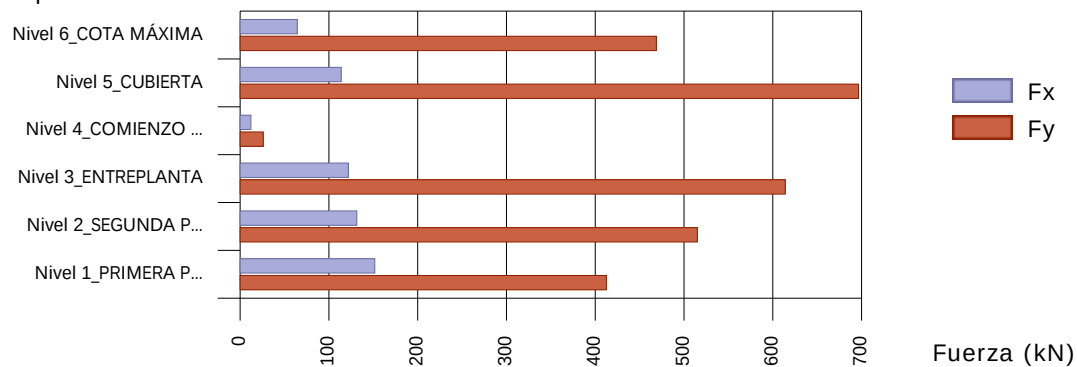


Fuerzas sísmicas equivalentes por planta

Hipótesis sísmica: Sismo X1



Hipótesis sísmica: Sismo Y1





Justificación de la acción sísmica

MODELO EN CYPE DE ESTRUCTURA TFG

Fecha: 07/07/24

1.5.2. Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte y por planta

El porcentaje de cortante sísmico de la columna 'Muros' incluye el cortante resistido por muros, pantallas y elementos de arriostramiento.

Hipótesis sísmica: Sismo X1

Planta	%Q _x		%Q _y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Nivel 6_COTA MÁXIMA	100.00	0.00	100.00	0.00
Nivel 5_CUBIERTA	31.50	68.50	35.28	64.72
Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	100.00	0.00	100.00	0.00
Nivel 3_ENTREPLANTA	100.00	0.00	100.00	0.00
Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	100.00	0.00	100.00	0.00
Nivel 1_PRIMERA PLANTA	100.00	0.00	100.00	0.00

Hipótesis sísmica: Sismo Y1

Planta	%Q _x		%Q _y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Nivel 6_COTA MÁXIMA	100.00	0.00	100.00	0.00
Nivel 5_CUBIERTA	26.18	73.82	36.00	64.00
Nivel 4_COMIENZO CUBIERTA	100.00	0.00	100.00	0.00
Nivel 3_ENTREPLANTA	100.00	0.00	100.00	0.00
Nivel 2_SEGUNDA PLANTA	100.00	0.00	100.00	0.00
Nivel 1_PRIMERA PLANTA	100.00	0.00	100.00	0.00

1.5.3. Porcentaje de cortante sísmico resistido por tipo de soporte en arranques

El porcentaje de cortante sísmico de la columna 'Muros' incluye el cortante resistido por muros, pantallas y elementos de arriostramiento.

Hipótesis sísmica	%Q _x		%Q _y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Sismo X1	100.00	0.00	100.00	0.00
Sismo Y1	100.00	0.00	100.00	0.00