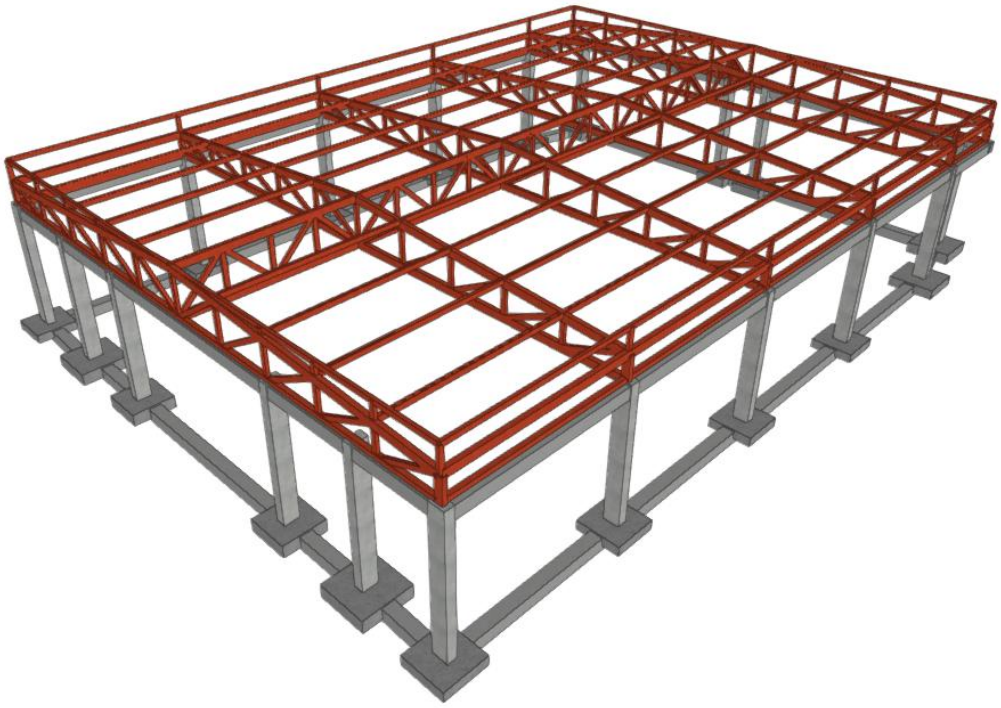
CENTRO VIDA CUMARAL

MEMORIA DE CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL SALON MULTIPLE



REALIZÓ:
ING. FERNEY YESID BELTRÁN AVILA
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

DICIEMBRE 2025
VILLAVICENCIO, META

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCION 4
2. INFORMACION DEL PROYECTO 4
2.1 UBICACIÓN 4
3. INFORMACIÓN BÁSICA DEL DISEÑO 5
4. GEOMETRIA 6
5. MATERIALES 8
6. NORMATIVAS 8
7. METODOLOGÍA 8
7.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO 9
8. CARGAS 10
9. VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES 13
10. JUSTIFICACION DE LA ACCION SISMICA 14
11. JUSTIFICACION DE LA ACCION DEL VIENTO 22
12. CARGAS DE VIENTO APLICADAS A LA ESTRUCTURA 27
13. COMBINACIONES DE CARGA 28
13.1 VERIFICACIÓN DE DERIVAS 32
13.2 DEFLEXIONES 36
14. CIMENTACION 38
14.1 ZAPATAS 38
14.2 VIGAS DE CIMENTACION 44
15. ELEMENTOS ESTRUCTURALES 47
15.1 COLUMNAS 48
16. VIGAS AEREAS 116
16.1.1 VIGAS 25x40cm 117
16.1.2 VIGAS 30x45cm 179
17. DISEÑO DE CUBIERTA 254
17.1 DISEÑO DE PERFIL 250x150x5mm 255
17.2 DISEÑO DE PERFIL 150x100x4mm 274
17.3 DISEÑO DE CORREAS C 160x60x15x2.5mm 280
17.4 DISEÑO DE PLACA DE CONTRAPISO 295
18. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 303

Villavicencio, Diciembre de 2025

Señores:

La Ciudad,

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Yo, **FERNEY YESID BELTRÁN AVILA**, Ingeniero Civil con matrícula profesional 25202-154901 CND, e identificado con CC. 86.085.810 de Villavicencio, certifico que avalo, en calidad de ingeniero consultor el estudio estructural de:

Proyecto: **CENTRO VIDA CUAMARAL**

Departamento: Meta.

Este diseño se desarrolló de acuerdo con la Reglamento Colombiano Sismo-Resistente (NSR-10), con sus respectivos decretos normativos posteriores aplicables.

Aclaro que hago el aval del estudio realizado, siempre y cuando en la etapa de construcción se sigan y se hayan seguido todas y cada una de las especificaciones y recomendaciones, suscritas en el mismo.

Cordialmente,

FERNEY YESID BELTRÁN AVILA

Ingeniero Civil

M. P. 25202-154901 CND

1. INTRODUCCION

El presente documento corresponde a las memorias de diseño y cálculo estructural para el proyecto **“CENTRO VIDA CUMARAL”.**

2. INFORMACION DEL PROYECTO

2.1 UBICACIÓN

El proyecto se encuentra ubicado en el Municipio de Cumaral, departamento del Meta.



Imagen 1 Mapa de localización geográfica del proyecto

3. INFORMACIÓN BÁSICA DEL DISEÑO

Ubicación del proyecto:	Cumaral, Meta
Número de pisos:	1
Altura en metros desde el N + 0:	6.00 m
Uso del proyecto:	Estructuras de ocupación especial
Clasificación de la edificación Grupo de Uso:	Grupo II
Coeficiente de importancia Tabla A.2.5-1 NSR-10	1.1
Tipo de sistema estructural Tablas A.3-1 a A.3-4	Sistema estructural porticos de concreto resistente a momento (DES).
Capacidad de disipación de energía del Sistema Estructural	DES
Zona de amenaza sísmica:	ALTA
Coeficiente de disipación de energía Ro Tablas A.3-1 a A.3-4	7
Estructura inferior más rígida que la superior	Si
Método de análisis sísmico	Dinámico (Modal espectral)
Espectro Sísmico de diseño	NSR10 – Suelo D
Tipo de perfil de suelo	D
Se requiere interacción Suelo – Estructura A.3.4.2.2	NO
Tipo de cimentación a emplear:	Zapatas aisladas
Resistencia de concreto	21 Mpa
Concreto de limpieza	11 Mpa
Acero para barras de refuerzo	420 Mpa

4. GEOMETRIA

A continuación, se listan las dimensiones de la estructura diseñada junto con la geometría:

Largo: 28.40 m

Ancho: 21.00 m

Alto: 6.00 m

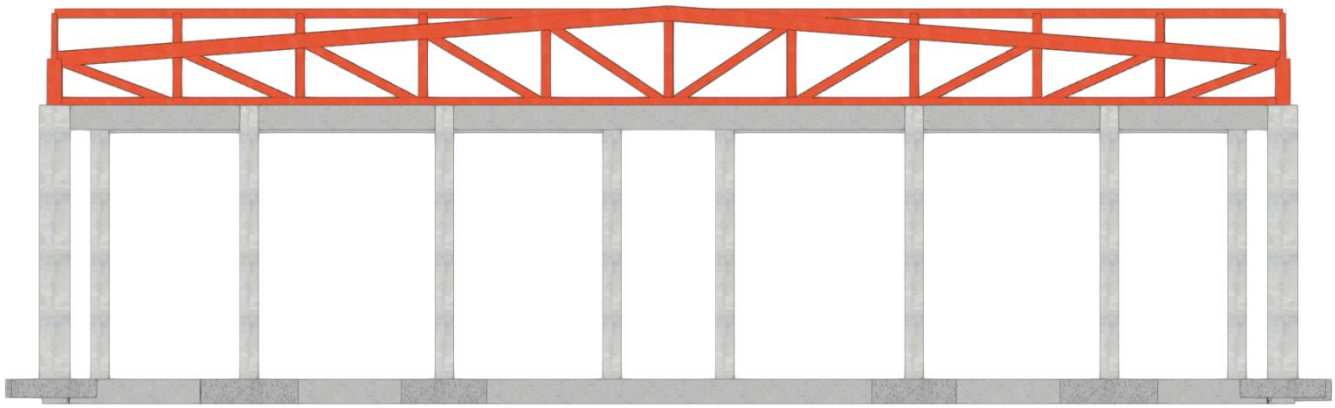


Imagen 2 Corte Transversal

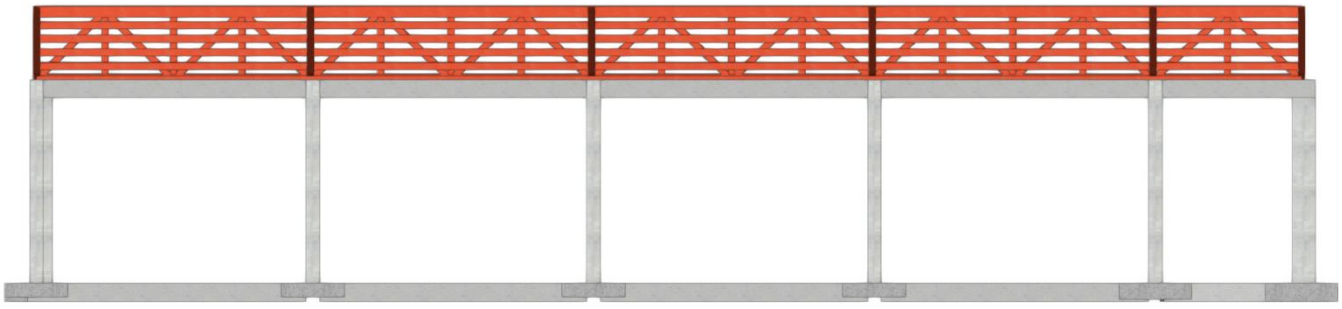


Imagen 3 Corte longitudinal

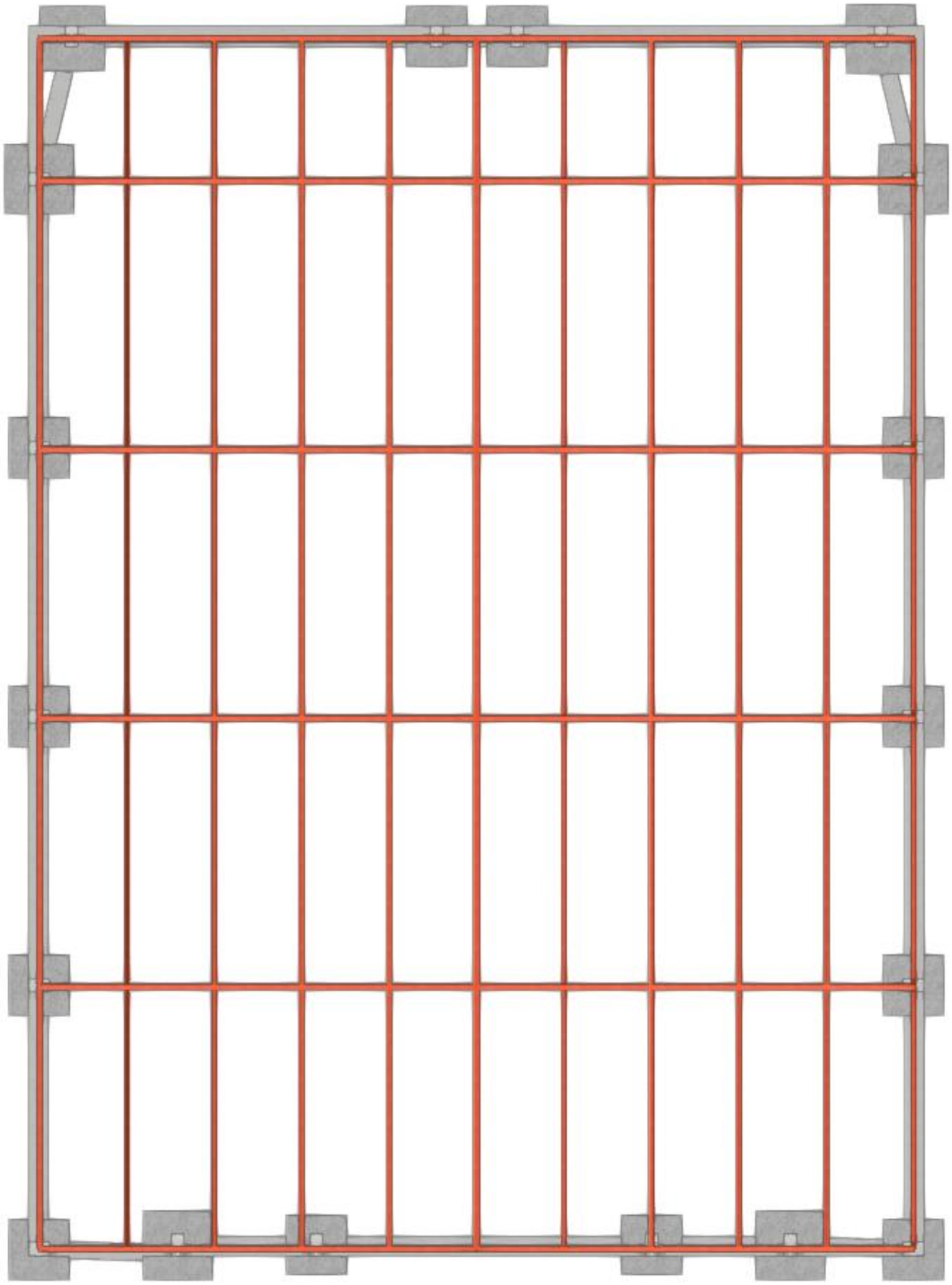


Imagen 4 Vista en planta

5. MATERIALES

Concreto para placas: f´c= 21 Mpa.
Concreto para columnas y vigas: f'c=21 Mpa.
Concreto para zapatas y vigas de cimientación: f'c=21 Mpa.
Concreto de limpieza: f'c=11 Mpa

Aceros:
Acero para barras de refuerzo: fy= 420 MPa.

Los perfiles estructurales fueron diseñados con especificaciones ASTM A1011.

6. NORMATIVAS

El diseño de los elementos se desarrollará utilizando los siguientes códigos de diseño con base a los requerimientos del método de estado Límite de Resistencia, CARGAS ÚLTIMAS:

- NSR-10

7. METODOLOGÍA

Los siguientes criterios de diseño expuestos vienen de la experiencia del diseñador estructural y de su análisis de la estructura existente. Dichos criterios determinan el análisis estructural y el comportamiento de la estructura con los cambios propuestos:

Para el adecuado desarrollo del proyecto se procedió a seguir los lineamientos establecidos en la tabla A.1.3.1 de la NSR-10, en la cual se establecen los pasos mínimos requeridos para el desarrollo del diseño estructural. Con este procedimiento como guía se procede a:

- Definir el tipo de Sistema a estructural a emplear de acuerdo con las características del proyecto.
- Evaluar las cargas tanto gravitacionales como horizontales que actuaran sobre la estructura. Definiendo para estas últimas el espectro de diseño sísmico.
- Elaborar un modelo matemático tridimensional en el programa CYPECAD, el cual permite simular la estructura en tres dimensiones estableciendo todas las características geométricas propias de la edificación. Esto con el objeto de determinar las secciones requeridas para los elementos estructurales.
- Determinar las irregularidades que se puedan presentar en la estructura tanto en planta, como en altura o de ausencia de redundancia.
- Obtener los desplazamientos máximos que se presentarán en la estructura, para así calcular los desplazamientos relativos entre pisos.
- Estudiar y analizar los resultados obtenidos, para así hacer el diseño detallado de cada uno de los elementos estructurales conforme al grado de disipación de energía establecido.

7.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Modelo Estructural.

El análisis estructural fue desarrollado en el programa **CYPECAD** el cual permiten realizar el análisis y diseño en el área de la ingeniería estructural y sísmica. El programa emplea el método de los elementos finitos para obtener los resultados del análisis de cada uno de los elementos modelados.

Para efectos de determinar los desplazamientos laterales y las fuerzas en los elementos, se emplean los valores basados en la sección bruta EcIg para todos los elementos.

Los apoyos en la base son considerados como empotrados según lo permitido por el reglamento NSR.10. Los diafragmas de entrepiso son considerados como diafragmas rígidos. Los diagramas de entrepiso son considerados rígidos en su plano.

Efectos ortogonales

De acuerdo con lo establecido en el reglamento NSR-10 en A.3.6.3. se deben tener en cuenta los efectos ortogonales en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, en los siguientes casos:

• En estructuras que tienen irregularidades en planta del tipo 1ap, 1bp o 5P

• En las columnas que hagan parte del sistema de resistencia sísmica de la estructura.

Los efectos ortogonales se tienen en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular.

Torsión accidental

De acuerdo con lo establecido en el reglamento NSR-10 en A.3.6.7, cuando se realiza el análisis estático, debe suponerse que la masa de todos los pisos está desplazada transversalmente, hacia cualquiera de los dos lados, del centro de masa calculado de cada piso, una distancia igual al 5 por ciento (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso, medida en la dirección perpendicular a la dirección en estudio. En el presente proyecto si se considera la torsión accidental.

8. CARGAS

Cargas Gravitacionales

Las cargas gravitaciones empleadas en el modelo, son: la carga muerta, la carga viva. Para la carga muerta, en el modelo el programa CYPECAD asume el peso propio de los elementos.

Listado de cargas muertas adicionales :

Descripción	Carga (KN/m2)	L aferente (m)	Carga (KN/m)
Cielo raso con láminas de yeso	0.25		
Muros de 15cm pañetado en ambas caras por m2 de superficie vertical	2.50	1.50	3.75
Cubierta liviana tipo Sandwich	0.11		
Canal de agua			1.32

En la carga muerta se incluyen como carga sobreimpuesta, el peso de los acabados, cielorrasos, peso de las particiones que existen sobre las placas, elementos de fachada y escaleras.

Cargas Vivas

Descripción	Carga (KN/m2)	L aferente (m)	Carga (KN/m)
Cubierta liviana	0.50		

CARGAS DE VIENTO

- Carga viento en compresión: -0.4 kN/m2
- Carga viento en succión: 0.4 kN/m2

Asignación de cargas en el modelo de análisis :

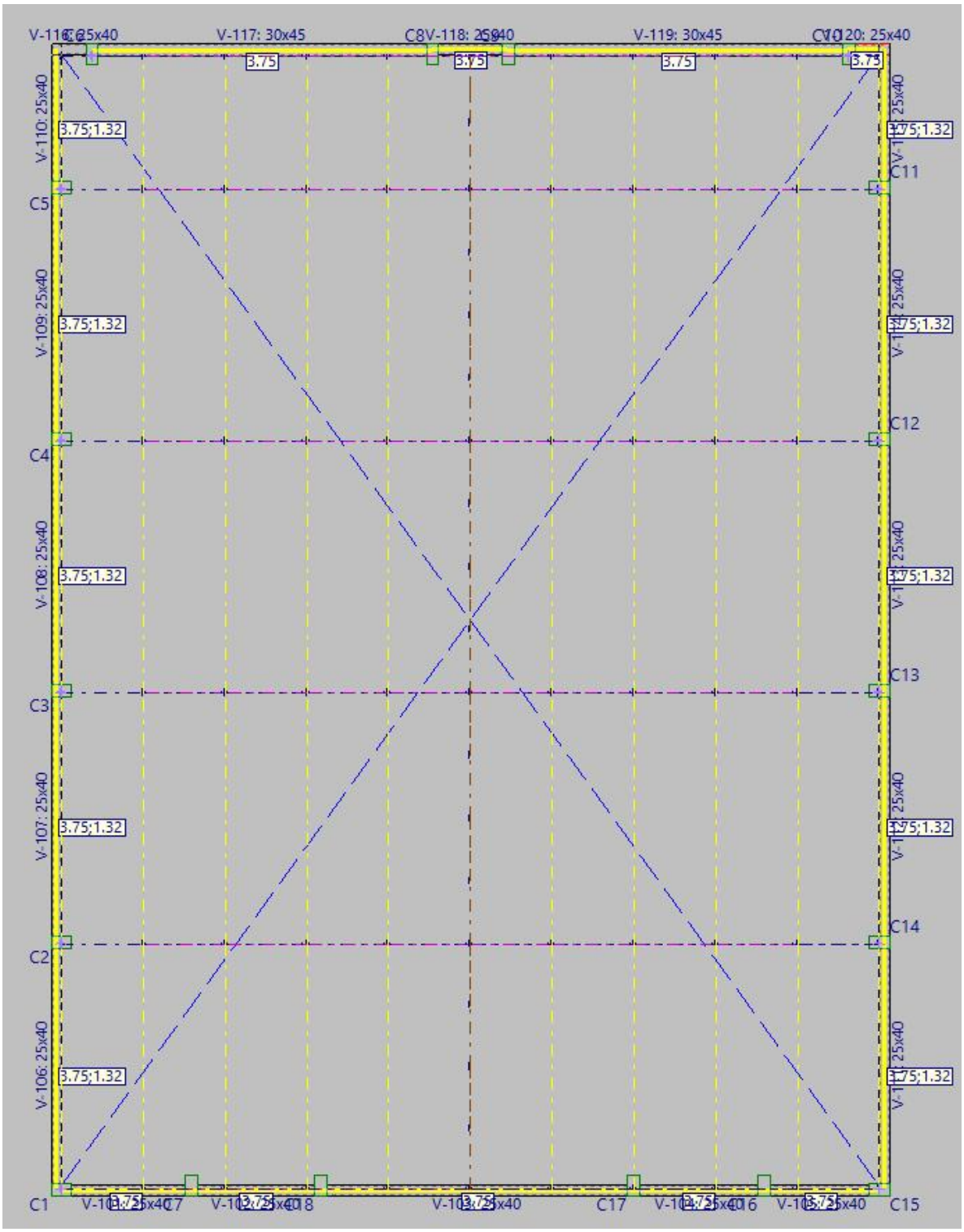


Imagen 5 Asignación de cargas lineales en vigas

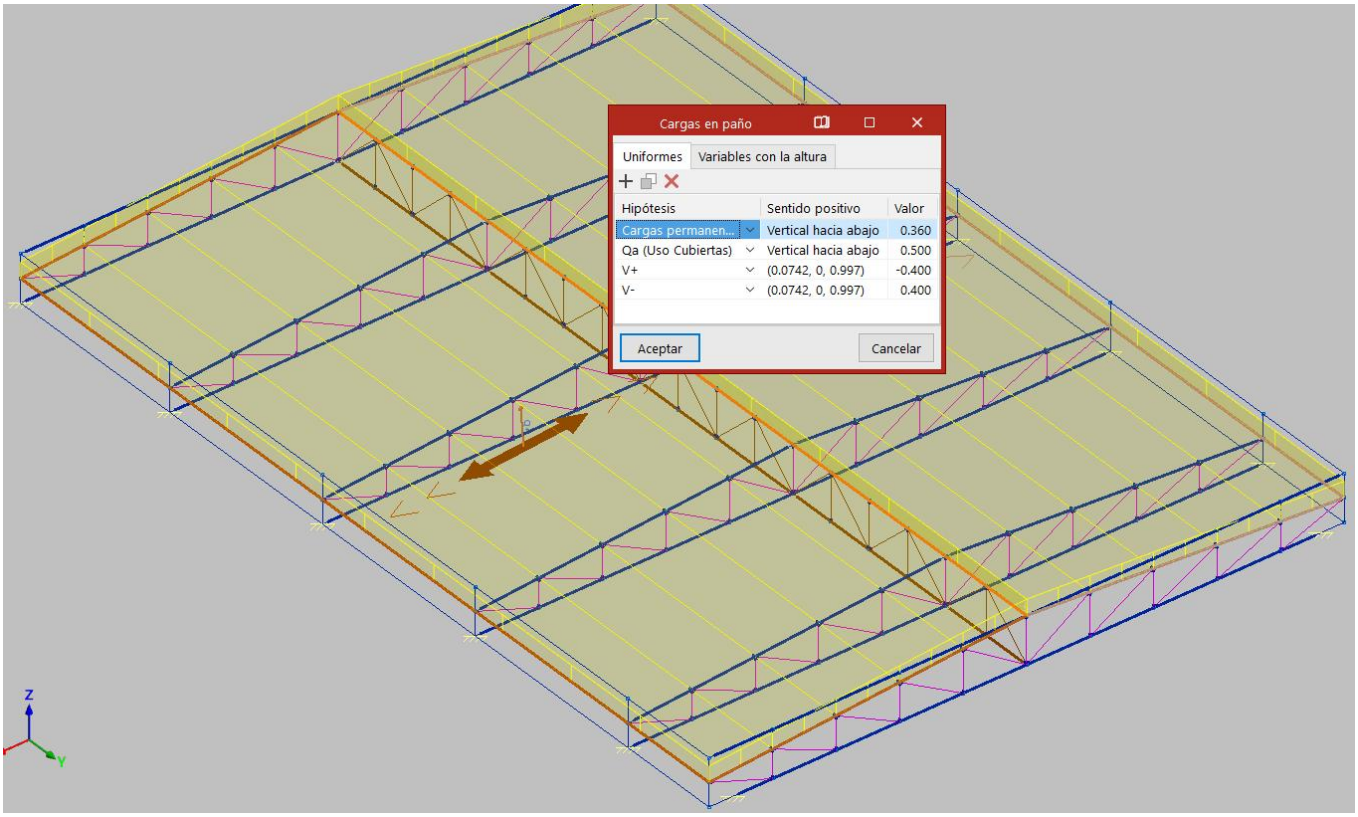


Imagen 6 Cargas asignadas a la cubierta

9. VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES

A.9.1 VERIFICACION DE IRREGULARIDADES DE LA EDIFICACION

A.9.2.1 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LA CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA CAUSADO POR IRREGULARIDADES EN PLANTA:

ϕp=	1.0

A.9.3.1 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LA CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA CAUSADO POR IRREGULARIDADES EN ALTURA:

ϕa=	1.0

A.9.3.1 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LA CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA CAUSADO POR AUSENCIA DE REDUNDANCIA:

ϕr=	1.0

R= 7.0 x 1.0 x 1.0 x 1.0 = 7.0

10. JUSTIFICACION DE LA ACCION SISMICA

Norma utilizada: NSR-10

Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (2010)

Método de cálculo: Análisis dinámico espectral (NSR-10, A.3.4.2.2)

1.1. Datos generales de sismo

Caracterización del emplazamiento

A_a: Aceleración horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2)	**A_a** : *0.25* g
A_v: Velocidad horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2)	**A_v** : *0.25* g
V_m: Velocidad media de onda de cortante (NSR-10, A.2.4.3)	**V_m** : *180.00* m/s

Sistema estructural

R_{0X}: Coeficiente de disipación de energía básico (X) (NSR-10, A.3)	**R_{0X}** : *7.00*
R_{0Y}: Coeficiente de disipación de energía básico (Y) (NSR-10, A.3)	**R_{0Y}** : *7.00*
Φ_a: Coeficiente de irregularidad en altura (NSR-10, A.3.3.5)	**Φ_a** : *1.00*
Φ_p: Coeficiente de irregularidad en planta (NSR-10, A.3.3.4)	**Φ_p** : *1.00*
Φ_{rX}: Coeficiente por ausencia de redundancia (X) (NSR-10, A.3.3.8)	**Φ_{rX}** : *1.00*
Φ_{rY}: Coeficiente por ausencia de redundancia (Y) (NSR-10, A.3.3.8)	**Φ_{rY}** : *1.00*

Geometría en altura (NSR-10, A.3.3.4 y A.3.3.5): Regular

Estimación del periodo fundamental de la estructura: Según norma

Tipología estructural (X): I

Tipología estructural (Y): I

h: Altura del edificio **h** : *4.50* m

Tipo de edificación (NSR-10, A.2.5): II

Parámetros de cálculo

Número de modos de vibración que intervienen en el análisis: Según norma

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

Fracción de sobrecarga de uso	: *0.00*
Fracción de sobrecarga de nieve	: *0.00*
Factor multiplicador del espectro	: *1.00*

Efectos de la componente sísmica vertical

No se consideran

Verificación de la condición de cortante basal: Según norma

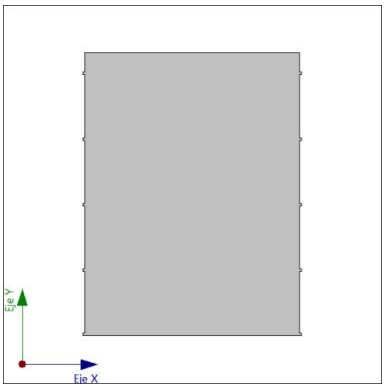
No se realiza análisis de los efectos de 2º orden

Criterio de armado a aplicar por ductilidad: Especial (DES)

Direcciones de análisis

Acción sísmica según X

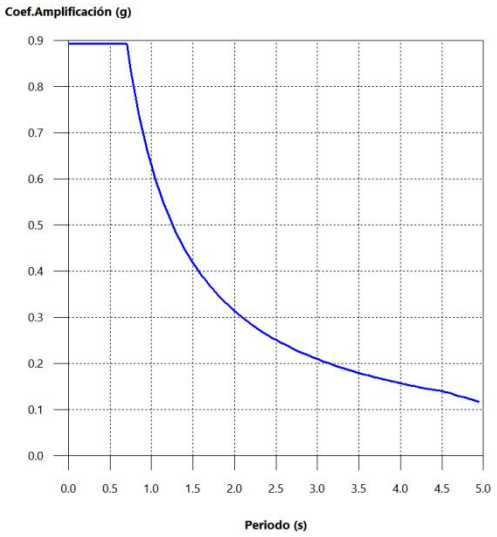
Acción sísmica según Y



Proyección en planta de la obra

1.2. Espectro de cálculo

1.2.1. Espectro elástico de aceleraciones



Coef.Amplificación:

$$S_{ae} = 2.5 \cdot A_a \cdot F_a \cdot I \qquad T \le T_C$$

$$S_{ae} = \frac{1.2 \cdot A_v \cdot F_v \cdot I}{T} \qquad T_C \le T \le T_L$$

$$S_{ae} = \frac{1.2 \cdot A_v \cdot F_v \cdot T_L \cdot I}{T^2} \qquad T \ge T_L$$

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 0.894 g.

NSR-10 (A.2.6.1)

Parámetros necesarios para la definición del espectro

A_a: Aceleración horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2) — **A_a** : *0.25* g

A_v: Velocidad horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2) — **A_v** : *0.25* g

F_a: Coeficiente de amplificación de la aceleración en zona de periodos cortos (NSR-10, Tabla A.2.4-3) — **F_a** : *1.30*

Tipo de perfil de suelo (NSR-10, A.2.4) — **Suelo** : *D*

A_a: Aceleración horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2) — **A_a** : *0.25* g

F_v: Coeficiente de amplificación de la aceleración en zona de periodos intermedios (NSR-10, Tabla A.2.4-4) — **F_v** : *1.90*

Tipo de perfil de suelo (NSR-10, A.2.4) — **Suelo** : *D*

A_v: Velocidad horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2) **A_v** : *0.25* g

I: Coeficiente de importancia (NSR-10, A.2.5) **I** : *1.10*

Tipo de edificación: II

T_c: Periodo correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante y la parte descendente del mismo (NSR-10, A.2.6.1) **T_c** : *0.70* s

$$T_C = 0.48\frac{A_v \cdot F_v}{A_a \cdot F_a}$$

T_l: Periodo correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante (NSR-10, A.2.6.1) **T_l** : *4.56* s

$$T_L = 2.4 \cdot F_v$$

1.2.2. Espectro de diseño de aceleraciones

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por el coeficiente (R) correspondiente a cada dirección de análisis.

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R} \qquad R \geq 1$$

Coeficiente de capacidad de disipación de energía (NSR-10, A.3.3.3)

R_X: Coeficiente de capacidad de disipación de energía de diseño (X)

$$R_X = MIN(R_{Xi}, 1.25 \cdot R_{Yi})$$

R_Y: Coeficiente de capacidad de disipación de energía de diseño (Y)

$$R_Y = MIN(R_{Yi}, 1.25 \cdot R_{Xi})$$

R_{Xi}: Coeficiente de capacidad de disipación de energía (X) **R_{Xi}** : *7.00*

$$R_X = \phi_a \cdot \phi_p \cdot \phi_r \cdot R_{0X}$$

R_{Yi}: Coeficiente de capacidad de disipación de energía (Y) **R_{Yi}** : *7.00*

$$R_Y = \phi_a \cdot \phi_p \cdot \phi_r \cdot R_{0Y}$$

Donde:

R_{0X}: Coeficiente de disipación de energía básico (X) (NSR-10, A.3) **R_{0X}** : *7.00*

R_{0Y}: Coeficiente de disipación de energía básico (Y) (NSR-10, A.3) **R_{0Y}** : *7.00*

Φ_a: Coeficiente de irregularidad en altura (NSR-10, A.3.3.5) **Φ_a** : *1.00*

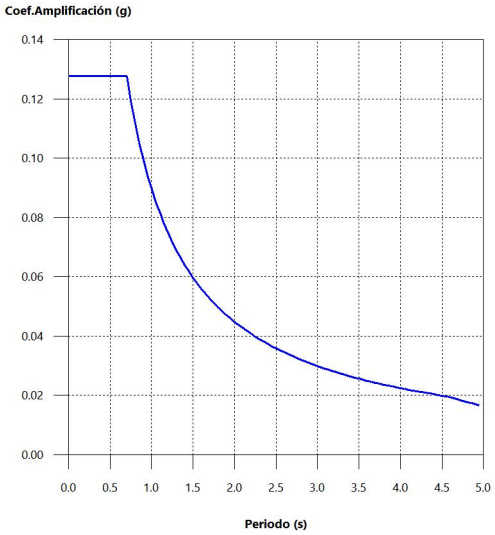
Φ_p: Coeficiente de irregularidad en planta (NSR-10, A.3.3.4) **Φ_p** : *1.00*

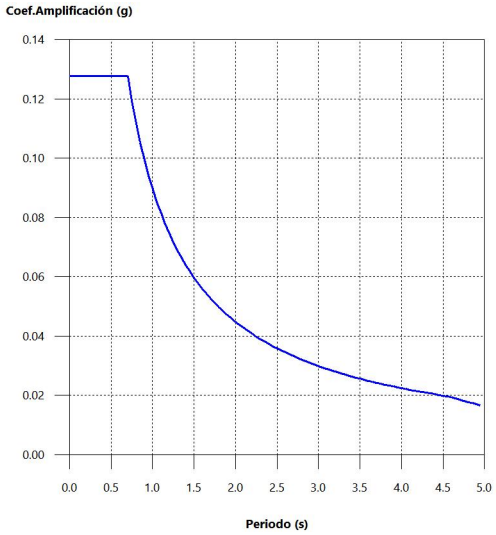
Φ_{rX}: Coeficiente por ausencia de redundancia (X) (NSR-10, A.3.3.8) **Φ_{rX}** : *1.00*

Φ_{rY}: Coeficiente por ausencia de redundancia (Y) (NSR-10, A.3.3.8) **Φ_{rY}** : *1.00*

Espectro de diseño según X

Espectro de diseño según Y





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	0.0001	1	0.0046	0 %	18.26 %	R = 7 A = 1.018 m/s² D = 19.2395 mm	R = 7 A = 1.018 m/s² D = 19.2395 mm
Modo 2	0.378	0.0013	0.9989	0.0472	0 %	18.69 %	R = 7 A = 1.253 m/s² D = 4.52407 mm	R = 7 A = 1.253 m/s² D = 4.52407 mm
Modo 3	0.366	0.0003	0.9998	0.0189	0 %	0 %	R = 7 A = 1.253 m/s² D = 4.2598 mm	R = 7 A = 1.253 m/s² D = 4.2598 mm
Modo 4	0.366	0.0007	1	0.0065	0 %	0 %	R = 7 A = 1.253 m/s² D = 4.25681 mm	R = 7 A = 1.253 m/s² D = 4.25681 mm
Modo 5	0.366	0.009	0.877	0.4804	0 %	0 %	R = 7 A = 1.253 m/s² D = 4.2538 mm	R = 7 A = 1.253 m/s² D = 4.2538 mm
Modo 6	0.340	0.0197	0.0003	0.9998	0.35 %	0 %	R = 7 A = 1.253 m/s² D = 3.66195 mm	R = 7 A = 1.253 m/s² D = 3.66195 mm
Modo 7	0.366	0.0241	0.0006	0.9997	0 %	0 %	R = 7 A = 1.253 m/s² D = 4.25983 mm	R = 7 A = 1.253 m/s² D = 4.25983 mm
Modo 8	0.336	0.2247	0.0007	0.9744	0 %	0 %	R = 7 A = 1.253 m/s² D = 3.58457 mm	R = 7 A = 1.253 m/s² D = 3.58457 mm
Modo 9	0.327	0.0233	0.0006	0.9997	0.17 %	0 %	R = 7 A = 1.253 m/s² D = 3.38675 mm	R = 7 A = 1.253 m/s² D = 3.38675 mm
Modo 10	0.298	0.0254	0.8832	0.4683	0.05 %	62.44 %	R = 7 A = 1.253 m/s² D = 2.81039 mm	R = 7 A = 1.253 m/s² D = 2.81039 mm
Modo 11	0.292	0.0629	0.0036	0.998	43.08 %	0.1 %	R = 7 A = 1.253 m/s² D = 2.7009 mm	R = 7 A = 1.253 m/s² D = 2.7009 mm
Modo 12	0.271	0.1615	0.0007	0.9869	54.84 %	0 %	R = 7 A = 1.253 m/s² D = 2.3231 mm	R = 7 A = 1.253 m/s² D = 2.3231 mm
Total					98.49 %	99.49 %		

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.

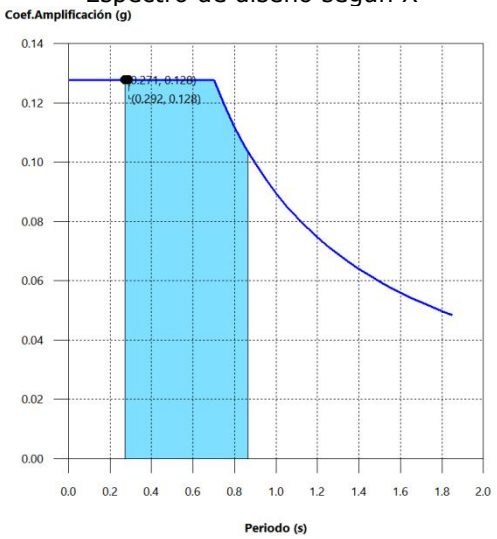
R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

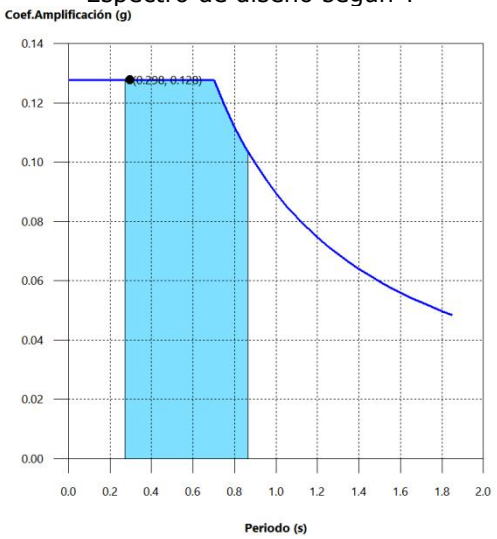
D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

Representación de los periodos modales

Espectro de diseño según X



Espectro de diseño según Y



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 X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 11	0.292	0.128
Modo 12	0.271	0.128

Hipótesis Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 10	0.298	0.128

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

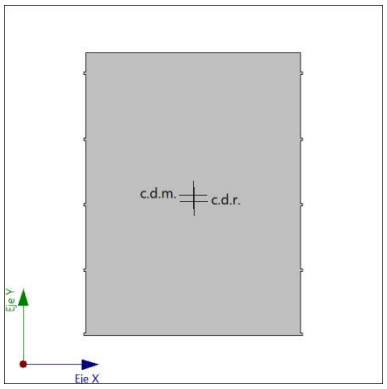
Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e_X (m)	e_Y (m)
N+4.5	(10.34, 13.36)	(10.39, 12.71)	-0.05	0.65

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



N+4.5

1.5. Corrección por cortante basal

1.5.1. Cortante dinámico CQC

El cortante basal dinámico (V_d), por dirección e hipótesis sísmica, se obtiene mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los cortantes en la base por hipótesis modal.

Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	V_X (kN)	$V_{d,X}$ (kN)
Sismo X1	Modo 1	0.000	113.628
	Modo 2	0.000	
	Modo 3	0.000	
	Modo 4	0.000	
	Modo 5	0.000	
	Modo 6	0.446	
	Modo 7	0.000	
	Modo 8	0.000	
	Modo 9	0.216	
	Modo 10	0.066	
	Modo 11	55.052	
	Modo 12	70.069	

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V_Y (kN)	$V_{d,Y}$ (kN)
Sismo Y1	Modo 1	18.915	88.783
	Modo 2	23.833	
	Modo 3	0.000	
	Modo 4	0.002	
	Modo 5	0.001	
	Modo 6	0.000	
	Modo 7	0.000	

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V_Y (kN)	$V_{d,Y}$ (kN)
	Modo 8	0.000	
	Modo 9	0.000	
	Modo 10	79.604	
	Modo 11	0.152	
	Modo 12	0.001	

$V_{d,X}$: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica
$V_{d,Y}$: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

1.5.2. Cortante basal estático

El cortante sísmico en la base de la estructura se determina para cada una de las direcciones de análisis:

$V_{S,X}$: Cortante sísmico en la base (X) (NSR-10, A.4.3.1) **$V_{S,X}$** : *127.126* kN

$$V_{s,x} = S_{d,x}(T_a) \cdot W$$

$S_{d,X}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (X) **$S_{d,X}(T_a)$** : *0.128* g

$T_{a,X}$: Periodo fundamental aproximado (X) (NSR-10, A.4.2.2) **$T_{a,X}$** : *0.18* s

$$T_a = 0.047 \cdot h^{0.9}$$

Tipología estructural (X): I

h: Altura del edificio **h** : *4.50* m

$V_{S,Y}$: Cortante sísmico en la base (Y) (NSR-10, A.4.3.1) **$V_{S,Y}$** : *127.126* kN

$$V_{s,y} = S_{d,y}(T_a) \cdot W$$

$S_{d,Y}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (Y) **$S_{d,Y}(T_a)$** : *0.128* g

$T_{a,Y}$: Periodo fundamental aproximado (Y) (NSR-10, A.4.2.2) **$T_{a,Y}$** : *0.18* s

$$T_a = 0.047 \cdot h^{0.9}$$

Tipología estructural (Y): I

h: Altura del edificio **h** : *4.50* m

W: Peso sísmico total de la estructura **W** : *995.675* kN

El peso sísmico total de la estructura es la suma de los pesos sísmicos de todas las plantas.

$$W = \sum_{i=1}^{n} w_i$$

w_i: Peso sísmico total de la planta "i"

Suma de la totalidad de la carga permanente y de la fracción de la sobrecarga de uso considerada en el cálculo de la acción sísmica.

Planta	w_i (kN)
N+4.5	995.675
$W=\sum w_i$	**995.675**

1.5.3. Verificación de la condición de cortante basal

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base (V_d), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el 80 % del cortante basal sísmico estático (V_s), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación: $0.80 \cdot V_s/V_d$.

Geometría en altura (NSR-10, A.3.3.4 y A.3.3.5): Regular

NSR-10 (A.5.4.5)

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,X1} \geq 0.80 \cdot V_{s,X}$ 113.628 kN ≥ 101.701 kN	N.P.
Sismo Y1	$V_{d,Y1} \geq 0.80 \cdot V_{s,Y}$ 88.783 kN ≥ 101.701 kN	1.15

$V_{d,X}$: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica
$V_{s,X}$: Cortante basal estático en dirección X, por hipótesis sísmica
$V_{d,Y}$: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica
$V_{s,Y}$: Cortante basal estático en dirección Y, por hipótesis sísmica
N.P.: No procede

1.6. 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.

1.6.1. 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)
N+4.5	113.628	113.628	5.082	5.082

Hipótesis sísmica: Sismo Y1

Planta	Q_X (kN)	$F_{eq,X}$ (kN)	Q_Y (kN)	$F_{eq,Y}$ (kN)
N+4.5	5.600	5.600	88.783	88.783

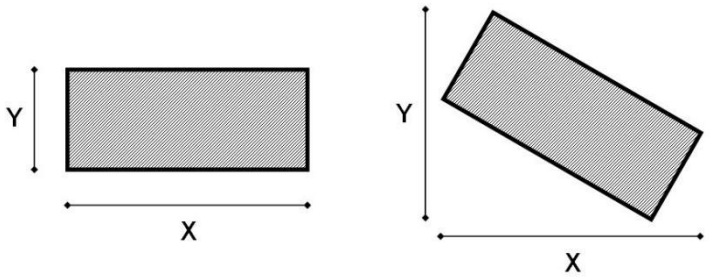
11. JUSTIFICACION DE LA ACCION DEL VIENTO

1.1. Datos generales

Se considera acción de viento en dirección X
Se considera acción de viento en dirección Y
Datos del emplazamiento
V: Velocidad básica del viento (NSR-10, B.6.5.4) **V** : *42.0* m/s

Categoría de uso (NSR-10, B.6.5.5): Categoría II

Categoría del terreno (NSR-10, B.6.5.6)
Categoría D
Orografía del terreno (NSR-10, B.6.5.7)
Dirección X [0°- 180°]: Llano
Dirección Y [90°- 270°]: Llano
Anchos de banda
Anchos de banda son las longitudes de la fachada expuesta en dirección perpendicular a la acción del viento.



Planta	Ancho X (m)	Ancho Y (m)
N+4.5	24.00	19.00

Coeficientes aplicados a la acción de viento
+X: 1.00 **-X:** 1.00
+Y: 1.00 **-Y:** 1.00

1.2. Presión dinámica

La presión dinámica $\mathbf{q_z}$, evaluada a la altura z, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$q_z = 0.613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot V^2 \cdot I$$

Parámetros necesarios para la definición de la presión dinámica
V: Velocidad básica del viento (NSR-10, B.6.5.4) **V** : *42.0* m/s
I: Factor de importancia (NSR-10, Tabla B.6.5-1) **I** : *1.00*
Categoría de uso (NSR-10, B.6.5.5): Categoría II
$\mathbf{K_d}$: Factor de direccionalidad (NSR-10, Tabla B.6.5-4) $\mathbf{K_d}$: *0.85*
$\mathbf{K_z}$: Coeficiente de exposición (NSR-10, Tabla B.6.5-3)
$\mathbf{K_{zt}}$: Factor topográfico (NSR-10, B.6.5.7.2)

1.2.1. Factor de exposición

$\mathbf{K_z}$: Coeficiente de exposición (NSR-10, Tabla B.6.5-3)

$$K_z = 2.01\left(z / z_g\right)^{2/\alpha} \qquad 4.6m \le z \le z_g$$

$$K_z = 2.01\left(4.6 / z_g\right)^{2/\alpha} \qquad z < 4.6m$$

Constantes de exposición del terreno (NSR-10, Tabla B.6.5-2)

Dirección	**Viento a 0°**	**Viento a 90°**	**Viento a 180°**	**Viento a 270°**
Exposición	Categoría D	Categoría D	Categoría D	Categoría D
α	11.5	11.5	11.5	11.5
z_g (m)	203.40	203.40	203.40	203.40

Coeficiente de exposición K_z por planta (NSR-10, Tabla B.6.5-2)

K_z				
Planta	**Viento a 0°**	**Viento a 90°**	**Viento a 180°**	**Viento a 270°**
N+4.5	1.036	1.036	1.036	1.036
K_z				
Planta	**Viento a 0°**	**Viento a 90°**	**Viento a 180°**	**Viento a 270°**
MAX(5, h)	1.036	1.036	1.036	1.036

1.2.2. Factor topográfico

K_{zt}: Factor topográfico (NSR-10, B.6.5.7.2) **K_{zt}** : *1*

1.2.3. Presión dinámica por planta

Presión dinámica q_z por planta (NSR-10, B.6.5.10)

q_z (kN/m²)				
Planta	**Viento a 0°**	**Viento a 90°**	**Viento a 180°**	**Viento a 270°**
N+4.5	0.95	0.95	0.95	0.95
q_h (kN/m²)				
Planta	**Viento a 0°**	**Viento a 90°**	**Viento a 180°**	**Viento a 270°**
h	0.95	0.95	0.95	0.95

h: Altura media de la cubierta del edificio **h** : *4.50* m

1.3. Presión de diseño

Las presiones de diseño para el sistema principal resistente a la fuerza del viento se deben determinar mediante la siguiente expresión:

$$p = q_z G C_{p,w} - q_h G C_{p,l}$$ (NSR-10, B.6.5.12.2 y Figura B.6.5-3)

Donde:

q_z: Presión dinámica evaluada a la altura z

q_h: Presión dinámica evaluada a la altura h

$C_{p,w}$: Coeficiente de presión a barlovento

$C_{p,l}$: Coeficiente de presión a sotavento

G: Factor de efecto de ráfaga

1.3.1. Coeficientes de presión

Dirección X [0°- 180°]

$C_{p,w}$: Coeficiente de presión a barlovento (NSR-10, Figura B.6.5-3) **$C_{p,w}$** : *0.80*

$C_{p,l}$: Coeficiente de presión a sotavento (NSR-10, Figura B.6.5-3) **$C_{p,l}$** : *-0.45*

L/B: Relación **L/B** : *1.26*

L: Dimensión horizontal del edificio medida paralelamente a la dirección del viento **L** : *24.00* m

B: Dimensión horizontal de un edificio medida perpendicularmente a la dirección del viento — **B** : *19.00* m

Dirección Y [90°- 270°]

$C_{p,w}$: Coeficiente de presión a barlovento (NSR-10, Figura B.6.5-3) — **$C_{p,w}$** : *0.80*

$C_{p,l}$: Coeficiente de presión a sotavento (NSR-10, Figura B.6.5-3) — **$C_{p,l}$** : *-0.50*

L/B: Relación — **L/B** : *0.79*

L: Dimensión horizontal del edificio medida paralelamente a la dirección del viento — **L** : *19.00* m

B: Dimensión horizontal de un edificio medida perpendicularmente a la dirección del viento — **B** : *24.00* m

1.3.2. Factor de efecto de ráfaga

Estructura flexible: aquella que tiene una frecuencia natural fundamental menor que 1Hz.

Estructura rígida: aquella que tiene una frecuencia natural fundamental mayor o igual que 1Hz.

Factor de efecto de ráfaga para estructura rígida

Para las estructuras rígidas, el factor de efecto de ráfaga se determina mediante la expresión:

$$G = 0.925\left(\frac{1+1.7g_Q I_{\bar{z}} Q}{1+1.7g_v I_{\bar{z}}}\right)$$ (NSR-10, B.6.5.8.1)

I_z: Intensidad de la turbulencia a la altura z

$$I_{z_s} = c\left(\frac{10}{\bar{z}}\right)^{1/6}$$

z: Altura equivalente de la estructura

$$\bar{z} = MAX\left(0.6 \cdot h, z_{\min}\right)$$

h: Altura media de la cubierta del edificio — **h** : *4.50* m

$z_{mín}$: Constante de exposición (NSR-10, Tabla B.6.5-2)

c: Factor de intensidad de la turbulencia (NSR-10, Tabla B.6.5-2)

g_Q: Factor de pico para la respuesta base (NSR-10, B.6.5.8.1) — **g_Q** : *3.4*

g_v: Factor de pico para la respuesta al viento (NSR-10, B.6.5.8.1) — **g_v** : *3.4*

Q: Respuesta base (NSR-10, B.6.5.8.1)

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1+0.63\left(\frac{B+h}{L_{\bar{z}}}\right)^{0.63}}}$$

B: Dimensión horizontal de un edificio medida perpendicularmente a la dirección del viento

h: Altura media de la cubierta del edificio

L_z: Escala de longitud integral de turbulencia

$$L_{\bar{z}} = \ell\left(\frac{\bar{z}}{10}\right)^{\bar{\epsilon}}$$

l: Factor de escala de longitud integral (NSR-10, Tabla B.6.5-2)

ε: Exponente para la ley potencial de la escala de longitud integral (NSR-10, Tabla B.6.5-2)

Constantes de exposición del terreno (NSR-10, Tabla B.6.5-2)

Dirección	Viento a 0°	Viento a 90°	Viento a 180°	Viento a 270°
Exposición	Categoría D	Categoría D	Categoría D	Categoría D
$z_{mín}$ (m)	2.00	2.00	2.00	2.00
c	0.15	0.15	0.15	0.15
l	198.1	198.1	198.1	198.1
ε	0.13	0.13	0.13	0.13
b	---	---	---	---
α	---	---	---	---

Cálculo del factor de efecto de ráfaga, G

Dirección	Viento a 0°	Viento a 90°	Viento a 180°	Viento a 270°
$z_{mín}$ (m)	2.00	2.00	2.00	2.00
I_z	0.19	0.19	0.19	0.19
L_z	168.19	168.19	168.19	168.19
Q	0.92	0.91	0.92	0.91
g_Q	3.40	3.40	3.40	3.40
g_v	3.40	3.40	3.40	3.40
g_R	---	---	---	---
V_z	---	---	---	---
R	---	---	---	---
G	0.89	0.88	0.89	0.88

1.3.3. Presión de diseño por planta

Presión de diseño, p (NSR-10, B.6.5.12.2 y Figura B.6.5-3)

p (kN/m²)				
Planta	**Viento a 0°**	**Viento a 90°**	**Viento a 180°**	**Viento a 270°**
N+4.5	1.05	1.09	1.05	1.09

1.4. Cargas de viento por planta

Las cargas de viento para el diseño del sistema principal resistente a la fuerza del viento se deben determinar mediante la siguiente expresión:

$$F_i = (p_i \cdot A_i) \cdot c$$

Donde:

F_i: Carga de viento que actúa en la planta 'i'

p_i: Presión de diseño en la planta 'i'

A_i: Área de la planta 'i' sobre la que actúa la presión de diseño del viento

$$A_i = b_i \cdot h_i$$

b_i: Anchura de banda de la planta 'i' perpendicular a la dirección de análisis

h_i: Altura de la planta 'i'

c: Coeficiente aplicado a la acción de viento

Viento a 0° (+X)				
Planta	**p (kN/m²)**	**b (m)**	**h (m)**	**F (kN)**
N+4.5	1.05	19.00	2.25	45.010
Viento a 90° (-Y)				
Planta	**p (kN/m²)**	**b (m)**	**h (m)**	**F (kN)**
N+4.5	1.09	24.00	2.25	-58.964
Viento a 180° (-X)				
Planta	**p (kN/m²)**	**b (m)**	**h (m)**	**F (kN)**

Viento a 180° (-X)				
Planta	**p (kN/m²)**	**b (m)**	**h (m)**	**F (kN)**
N+4.5	1.05	19.00	2.25	-45.010
Viento a 270° (+Y)				
Planta	**p (kN/m²)**	**b (m)**	**h (m)**	**F (kN)**
N+4.5	1.09	24.00	2.25	58.964

12. CARGAS DE VIENTO APLICADAS A LA ESTRUCTURA

Cargas de viento		
Planta	Viento X (kN)	Viento Y (kN)
N+4.5	45.010	58.964

13. COMBINACIONES DE CARGA

▪ Nombres de las hipótesis

PP	Peso propio
CM	Cargas permanentes
Qa (1)	Sobrecarga (Uso General)
Qa (3)	Sobrecarga (Uso Cubiertas)
V(+X exc.+)	Viento +X exc.+
V(+X exc.-)	Viento +X exc.-
V(-X exc.+)	Viento -X exc.+
V(-X exc.-)	Viento -X exc.-
V(+Y exc.+)	Viento +Y exc.+
V(+Y exc.-)	Viento +Y exc.-
V(-Y exc.+)	Viento -Y exc.+
V(-Y exc.-)	Viento -Y exc.-
Viento succion	Viento succion
Viento compresion	Viento compresion
SX	Sismo X
SY	Sismo Y

Combinaciones para diseño de elementos (E.L.U. de rotura).

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	Viento succion	Viento compresion	SX	SY
1	1.4	1.4														
2	1.2	1.2														
3	1.2	1.2	1.6													
4	1.2	1.2	1.6	0.5												
5	1.2	1.2		1.6												
6	1.2	1.2	0.5	1.6												
7	1.2	1.2		1.6	0.5											
8	1.2	1.2		1.6		0.5										
9	1.2	1.2		1.6			0.5									
10	1.2	1.2		1.6				0.5								
11	1.2	1.2		1.6					0.5							
12	1.2	1.2		1.6						0.5						
13	1.2	1.2		1.6							0.5					
14	1.2	1.2		1.6								0.5				
15	1.2	1.2		1.6									0.5			
16	1.2	1.2		1.6										0.5		
17	1.2	1.2			1.0											
18	1.2	1.2	0.5		1.0											
19	1.2	1.2		0.5	1.0											
20	1.2	1.2	0.5	0.5	1.0											
21	1.2	1.2				1.0										
22	1.2	1.2	0.5			1.0										
23	1.2	1.2		0.5		1.0										
24	1.2	1.2	0.5	0.5		1.0										
25	1.2	1.2					1.0									
26	1.2	1.2	0.5				1.0									
27	1.2	1.2		0.5			1.0									
28	1.2	1.2	0.5	0.5			1.0									
29	1.2	1.2						1.0								
30	1.2	1.2	0.5					1.0								
31	1.2	1.2		0.5				1.0								
32	1.2	1.2	0.5	0.5				1.0								
33	1.2	1.2							1.0							
34	1.2	1.2	0.5						1.0							
35	1.2	1.2		0.5					1.0							
36	1.2	1.2	0.5	0.5					1.0							
37	1.2	1.2								1.0						
38	1.2	1.2	0.5							1.0						

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	Viento succion	Viento compresion	SX	SY
39	1.2	1.2		0.5						1.0						
40	1.2	1.2	0.5	0.5						1.0						
41	1.2	1.2									1.0					
42	1.2	1.2	0.5								1.0					
43	1.2	1.2		0.5							1.0					
44	1.2	1.2	0.5	0.5							1.0					
45	1.2	1.2										1.0				
46	1.2	1.2	0.5									1.0				
47	1.2	1.2		0.5								1.0				
48	1.2	1.2	0.5	0.5								1.0				
49	1.2	1.2											1.0			
50	1.2	1.2	0.5										1.0			
51	1.2	1.2		0.5									1.0			
52	1.2	1.2	0.5	0.5									1.0			
53	1.2	1.2												1.0		
54	1.2	1.2	0.5											1.0		
55	1.2	1.2		0.5										1.0		
56	1.2	1.2	0.5	0.5										1.0		
57	1.2	1.2													-0.3	-1.0
58	1.2	1.2	0.5												-0.3	-1.0
59	1.2	1.2													0.3	-1.0
60	1.2	1.2	0.5												0.3	-1.0
61	1.2	1.2													-1.0	-0.3
62	1.2	1.2	0.5												-1.0	-0.3
63	1.2	1.2													-1.0	0.3
64	1.2	1.2	0.5												-1.0	0.3
65	1.2	1.2													0.3	1.0
66	1.2	1.2	0.5												0.3	1.0
67	1.2	1.2													-0.3	1.0
68	1.2	1.2	0.5												-0.3	1.0
69	1.2	1.2													1.0	0.3
70	1.2	1.2	0.5												1.0	0.3
71	1.2	1.2													1.0	-0.3
72	1.2	1.2	0.5												1.0	-0.3
73	0.9	0.9														
74	0.9	0.9			1.0											
75	0.9	0.9				1.0										
76	0.9	0.9					1.0									
77	0.9	0.9						1.0								
78	0.9	0.9							1.0							
79	0.9	0.9								1.0						
80	0.9	0.9									1.0					
81	0.9	0.9										1.0				
82	0.9	0.9											1.0			
83	0.9	0.9												1.0		
84	0.9	0.9													-0.3	-1.0
85	0.9	0.9													0.3	-1.0
86	0.9	0.9													-1.0	-0.3
87	0.9	0.9													-1.0	0.3
88	0.9	0.9													0.3	1.0
89	0.9	0.9													-0.3	1.0
90	0.9	0.9													1.0	0.3
91	0.9	0.9													1.0	-0.3

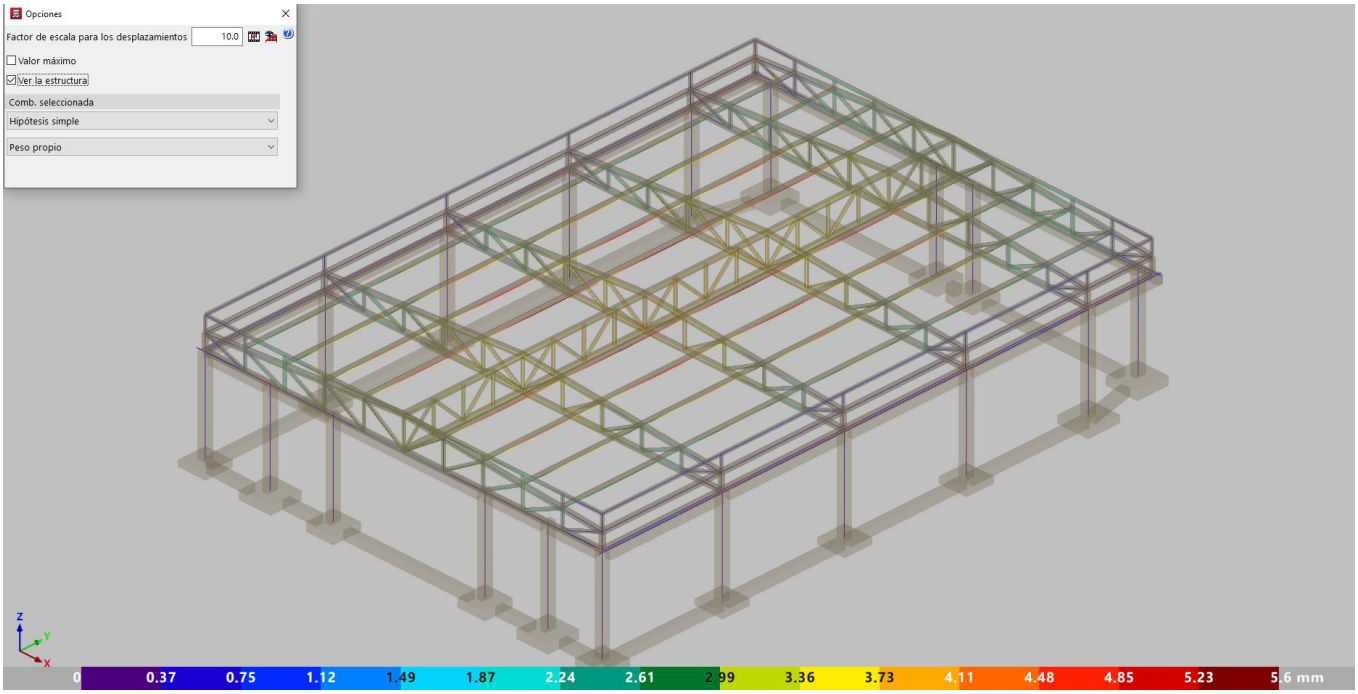
Combinaciones de servicio

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	Viento succion	Viento compresion	SX	SY
1	1.0	1.0														
2	1.0	1.0	1.0													
3	1.0	1.0		1.0												
4	1.0	1.0	0.75	0.75												
5	0.6	0.6														
6	0.6	0.6			1.0											
7	1.0	1.0			1.0											
8	0.6	0.6				1.0										
9	1.0	1.0				1.0										
10	0.6	0.6					1.0									
11	1.0	1.0					1.0									
12	0.6	0.6						1.0								
13	1.0	1.0						1.0								
14	0.6	0.6							1.0							

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	Viento succion	Viento compresion	SX	SY
15	1.0	1.0							1.0							
16	0.6	0.6								1.0						
17	1.0	1.0								1.0						
18	0.6	0.6									1.0					
19	1.0	1.0									1.0					
20	0.6	0.6										1.0				
21	1.0	1.0										1.0				
22	0.6	0.6											1.0			
23	1.0	1.0											1.0			
24	0.6	0.6												1.0		
25	1.0	1.0												1.0		
26	0.6	0.6													-0.7	
27	1.0	1.0													-0.7	
28	0.6	0.6													0.7	
29	1.0	1.0													0.7	
30	0.6	0.6														-0.7
31	1.0	1.0														-0.7
32	0.6	0.6														0.7
33	1.0	1.0														0.7
34	1.0	1.0	0.75		0.75											
35	1.0	1.0		0.75	0.75											
36	1.0	1.0	0.75	0.75	0.75											
37	1.0	1.0	0.75			0.75										
38	1.0	1.0		0.75		0.75										
39	1.0	1.0	0.75	0.75		0.75										
40	1.0	1.0	0.75				0.75									
41	1.0	1.0		0.75			0.75									
42	1.0	1.0	0.75	0.75			0.75									
43	1.0	1.0	0.75					0.75								
44	1.0	1.0		0.75				0.75								
45	1.0	1.0	0.75	0.75				0.75								
46	1.0	1.0	0.75						0.75							
47	1.0	1.0		0.75					0.75							
48	1.0	1.0	0.75	0.75					0.75							
49	1.0	1.0	0.75							0.75						
50	1.0	1.0		0.75						0.75						
51	1.0	1.0	0.75	0.75						0.75						
52	1.0	1.0	0.75								0.75					
53	1.0	1.0		0.75							0.75					
54	1.0	1.0	0.75	0.75							0.75					
55	1.0	1.0	0.75									0.75				
56	1.0	1.0		0.75								0.75				
57	1.0	1.0	0.75	0.75								0.75				
58	1.0	1.0	0.75										0.75			
59	1.0	1.0		0.75									0.75			
60	1.0	1.0	0.75	0.75									0.75			
61	1.0	1.0	0.75											0.75		
62	1.0	1.0		0.75										0.75		
63	1.0	1.0	0.75	0.75										0.75		
64	1.0	1.0	0.75												-0.525	
65	1.0	1.0		0.75											-0.525	
66	1.0	1.0	0.75	0.75											-0.525	
67	1.0	1.0	0.75												0.525	
68	1.0	1.0		0.75											0.525	
69	1.0	1.0	0.75	0.75											0.525	
70	1.0	1.0	0.75													-0.525
71	1.0	1.0		0.75												-0.525
72	1.0	1.0	0.75	0.75												-0.525
73	1.0	1.0	0.75													0.525
74	1.0	1.0		0.75												0.525
75	1.0	1.0	0.75	0.75												0.525
76	1.0	1.0			0.75										-0.525	
77	1.0	1.0	0.75		0.75										-0.525	
78	1.0	1.0				0.75									-0.525	
79	1.0	1.0	0.75			0.75									-0.525	
80	1.0	1.0					0.75								-0.525	
81	1.0	1.0	0.75				0.75								-0.525	
82	1.0	1.0						0.75							-0.525	
83	1.0	1.0	0.75					0.75							-0.525	
84	1.0	1.0							0.75						-0.525	
85	1.0	1.0	0.75						0.75						-0.525	
86	1.0	1.0								0.75					-0.525	
87	1.0	1.0	0.75							0.75					-0.525	
88	1.0	1.0									0.75				-0.525	
89	1.0	1.0	0.75								0.75				-0.525	

Comb.	PP	CM	Qa (1)	Qa (3)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	Viento succion	Viento compresion	SX	SY
90	1.0	1.0										0.75			-0.525	
91	1.0	1.0	0.75									0.75			-0.525	
92	1.0	1.0											0.75		-0.525	
93	1.0	1.0	0.75										0.75		-0.525	
94	1.0	1.0												0.75	-0.525	
95	1.0	1.0	0.75											0.75	-0.525	
96	1.0	1.0			0.75										0.525	
97	1.0	1.0	0.75		0.75										0.525	
98	1.0	1.0				0.75									0.525	
99	1.0	1.0	0.75			0.75									0.525	
100	1.0	1.0					0.75								0.525	
101	1.0	1.0	0.75				0.75								0.525	
102	1.0	1.0						0.75							0.525	
103	1.0	1.0	0.75					0.75							0.525	
104	1.0	1.0							0.75						0.525	
105	1.0	1.0	0.75						0.75						0.525	
106	1.0	1.0								0.75					0.525	
107	1.0	1.0	0.75							0.75					0.525	
108	1.0	1.0									0.75				0.525	
109	1.0	1.0	0.75								0.75				0.525	
110	1.0	1.0										0.75			0.525	
111	1.0	1.0	0.75									0.75			0.525	
112	1.0	1.0											0.75		0.525	
113	1.0	1.0	0.75										0.75		0.525	
114	1.0	1.0												0.75	0.525	
115	1.0	1.0	0.75											0.75	0.525	
116	1.0	1.0			0.75											-0.525
117	1.0	1.0	0.75		0.75											-0.525
118	1.0	1.0				0.75										-0.525
119	1.0	1.0	0.75			0.75										-0.525
120	1.0	1.0					0.75									-0.525
121	1.0	1.0	0.75				0.75									-0.525
122	1.0	1.0						0.75								-0.525
123	1.0	1.0	0.75					0.75								-0.525
124	1.0	1.0							0.75							-0.525
125	1.0	1.0	0.75						0.75							-0.525
126	1.0	1.0								0.75						-0.525
127	1.0	1.0	0.75							0.75						-0.525
128	1.0	1.0									0.75					-0.525
129	1.0	1.0	0.75								0.75					-0.525
130	1.0	1.0										0.75				-0.525
131	1.0	1.0	0.75									0.75				-0.525
132	1.0	1.0											0.75			-0.525
133	1.0	1.0	0.75										0.75			-0.525
134	1.0	1.0												0.75		-0.525
135	1.0	1.0	0.75											0.75		-0.525
136	1.0	1.0			0.75											0.525
137	1.0	1.0	0.75		0.75											0.525
138	1.0	1.0				0.75										0.525
139	1.0	1.0	0.75			0.75										0.525
140	1.0	1.0					0.75									0.525
141	1.0	1.0	0.75				0.75									0.525
142	1.0	1.0						0.75								0.525
143	1.0	1.0	0.75					0.75								0.525
144	1.0	1.0							0.75							0.525
145	1.0	1.0	0.75						0.75							0.525
146	1.0	1.0								0.75						0.525
147	1.0	1.0	0.75							0.75						0.525
148	1.0	1.0									0.75					0.525
149	1.0	1.0	0.75								0.75					0.525
150	1.0	1.0										0.75				0.525
151	1.0	1.0	0.75									0.75				0.525
152	1.0	1.0											0.75			0.525
153	1.0	1.0	0.75										0.75			0.525
154	1.0	1.0												0.75		0.525
155	1.0	1.0	0.75											0.75		0.525

13.1 VERIFICACIÓN DE DERIVAS



1. DEFINICIONES

h: Altura del nivel respecto al inmediato inferior

Desplome:

Absoluto: Diferencia entre los desplazamientos de un nivel y los del inmediatamente inferior

Relativo: Relación entre el desplome absoluto y la altura

Nota:

Las diferentes normas suelen limitar el valor del desplome relativo entre plantas y del desplome total del edificio.

El valor absoluto se utilizará para definir las juntas sísmicas. El valor relativo suele limitarse en función de la altura de la planta 'h'. Se comprueba el valor 'Total' tomando en ese caso como valor de 'h' la altura total.

Los desplomes están mayorados por el factor de desplazamientos obtenido a partir de los datos del sistema estructural definidos para la acción sísmica.

Para el cálculo de los desplomes se ha tenido en cuenta la amplificación debida a los efectos de segundo orden.

2. DESPLOMES DE PILARES, PANTALLAS Y MUROS

Limitación de los desplomes entre plantas debidos a la acción sísmica

Desplome del elemento

Relativo: 0.0100h

Desplome total: No se comprueba

Sismo X									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Desplome X			Desplome Y		
				Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
C1	N+4.5	4.3000	4.3000	1.37	0.0032h	---	0.43	0.0010h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	1.37	0.0032h	---	0.43	0.0010h	---
C2	N+4.5	4.3000	4.3000	1.38	0.0032h	---	0.43	0.0010h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	1.38	0.0032h	---	0.43	0.0010h	---
C3	N+4.5	4.3000	4.3000	1.43	0.0033h	---	0.43	0.0010h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	1.43	0.0033h	---	0.43	0.0010h	---
C4	N+4.5	4.3000	4.3000	1.53	0.0036h	---	0.43	0.0010h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	1.53	0.0036h	---	0.43	0.0010h	---
C5	N+4.5	4.3000	4.3000	1.66	0.0039h	---	0.43	0.0010h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	1.66	0.0039h	---	0.43	0.0010h	---
C6	N+4.5	4.2750	4.2750	1.70	0.0040h	---	0.40	0.0009h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.2750	1.70	0.0040h	---	0.40	0.0009h	---
C7	N+4.5	4.3000	4.3000	1.37	0.0032h	---	0.30	0.0007h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	1.37	0.0032h	---	0.30	0.0007h	---
C8	N+4.5	4.2750	4.2750	1.70	0.0040h	---	0.05	0.0001h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.2750	1.70	0.0040h	---	0.05	0.0001h	---
C9	N+4.5	4.2750	4.2750	1.70	0.0040h	---	0.03	0.0001h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.2750	1.70	0.0040h	---	0.03	0.0001h	---
C10	N+4.5	4.2750	4.2750	1.70	0.0040h	---	0.38	0.0009h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.2750	1.70	0.0040h	---	0.38	0.0009h	---
C11	N+4.5	4.3000	4.3000	1.66	0.0039h	---	0.41	0.0010h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	1.66	0.0039h	---	0.41	0.0010h	---
C12	N+4.5	4.3000	4.3000	1.53	0.0036h	---	0.41	0.0010h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	1.53	0.0036h	---	0.41	0.0010h	---
C13	N+4.5	4.3000	4.3000	1.43	0.0033h	---	0.41	0.0010h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	1.43	0.0033h	---	0.41	0.0010h	---
C14	N+4.5	4.3000	4.3000	1.38	0.0032h	---	0.41	0.0010h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	1.38	0.0032h	---	0.41	0.0010h	---
C15	N+4.5	4.3000	4.3000	1.37	0.0032h	---	0.41	0.0010h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	1.37	0.0032h	---	0.41	0.0010h	---
C16	N+4.5	4.3000	4.3000	1.37	0.0032h	---	0.29	0.0007h	---

Sismo X									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Desplome X			Desplome Y		
				Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	1.37	0.0032h	---	0.29	0.0007h	---
C17	N+4.5	4.3000	4.3000	1.37	0.0032h	---	0.16	0.0004h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	1.37	0.0032h	---	0.16	0.0004h	---
C18	N+4.5	4.3000	4.3000	1.37	0.0032h	---	0.17	0.0004h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	1.37	0.0032h	---	0.17	0.0004h	---

Sismo Y									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Desplome X			Desplome Y		
				Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
C1	N+4.5	4.3000	4.3000	0.01	0.0000h	---	1.40	0.0033h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	0.01	0.0000h	---	1.40	0.0033h	---
C2	N+4.5	4.3000	4.3000	0.04	0.0001h	---	1.40	0.0033h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	0.04	0.0001h	---	1.40	0.0033h	---
C3	N+4.5	4.3000	4.3000	0.08	0.0002h	---	1.40	0.0033h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	0.08	0.0002h	---	1.40	0.0033h	---
C4	N+4.5	4.3000	4.3000	0.12	0.0003h	---	1.40	0.0033h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	0.12	0.0003h	---	1.40	0.0033h	---
C5	N+4.5	4.3000	4.3000	0.16	0.0004h	---	1.40	0.0033h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	0.16	0.0004h	---	1.40	0.0033h	---
C6	N+4.5	4.2750	4.2750	0.18	0.0004h	---	1.40	0.0033h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.2750	0.18	0.0004h	---	1.40	0.0033h	---
C7	N+4.5	4.3000	4.3000	0.01	0.0000h	---	1.41	0.0033h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	0.01	0.0000h	---	1.41	0.0033h	---
C8	N+4.5	4.2750	4.2750	0.18	0.0004h	---	1.43	0.0033h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.2750	0.18	0.0004h	---	1.43	0.0033h	---
C9	N+4.5	4.2750	4.2750	0.18	0.0004h	---	1.44	0.0034h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.2750	0.18	0.0004h	---	1.44	0.0034h	---
C10	N+4.5	4.2750	4.2750	0.18	0.0004h	---	1.47	0.0034h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.2750	0.18	0.0004h	---	1.47	0.0034h	---
C11	N+4.5	4.3000	4.3000	0.16	0.0004h	---	1.48	0.0034h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	0.16	0.0004h	---	1.48	0.0034h	---
C12	N+4.5	4.3000	4.3000	0.12	0.0003h	---	1.48	0.0034h	---

Sismo Y									
Columna	Planta	Cota (m)	h (m)	Desplome X			Desplome Y		
				Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	0.12	0.0003h	---	1.48	0.0034h	---
C13	N+4.5	4.3000	4.3000	0.08	0.0002h	---	1.48	0.0034h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	0.08	0.0002h	---	1.48	0.0034h	---
C14	N+4.5	4.3000	4.3000	0.04	0.0001h	---	1.48	0.0034h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	0.04	0.0001h	---	1.48	0.0034h	---
C15	N+4.5	4.3000	4.3000	0.01	0.0000h	---	1.48	0.0034h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	0.01	0.0000h	---	1.48	0.0034h	---
C16	N+4.5	4.3000	4.3000	0.01	0.0000h	---	1.47	0.0034h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	0.01	0.0000h	---	1.47	0.0034h	---
C17	N+4.5	4.3000	4.3000	0.01	0.0000h	---	1.45	0.0034h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	0.01	0.0000h	---	1.45	0.0034h	---
C18	N+4.5	4.3000	4.3000	0.01	0.0000h	---	1.42	0.0033h	---
	Fundación	0.0000	0.0000	0.00	---	---	0.00	---	---
	Total		4.3000	0.01	0.0000h	---	1.42	0.0033h	---

3. DESPLOMES ENTRE PLANTAS

Limitación de los desplomes entre plantas debidos a la acción sísmica

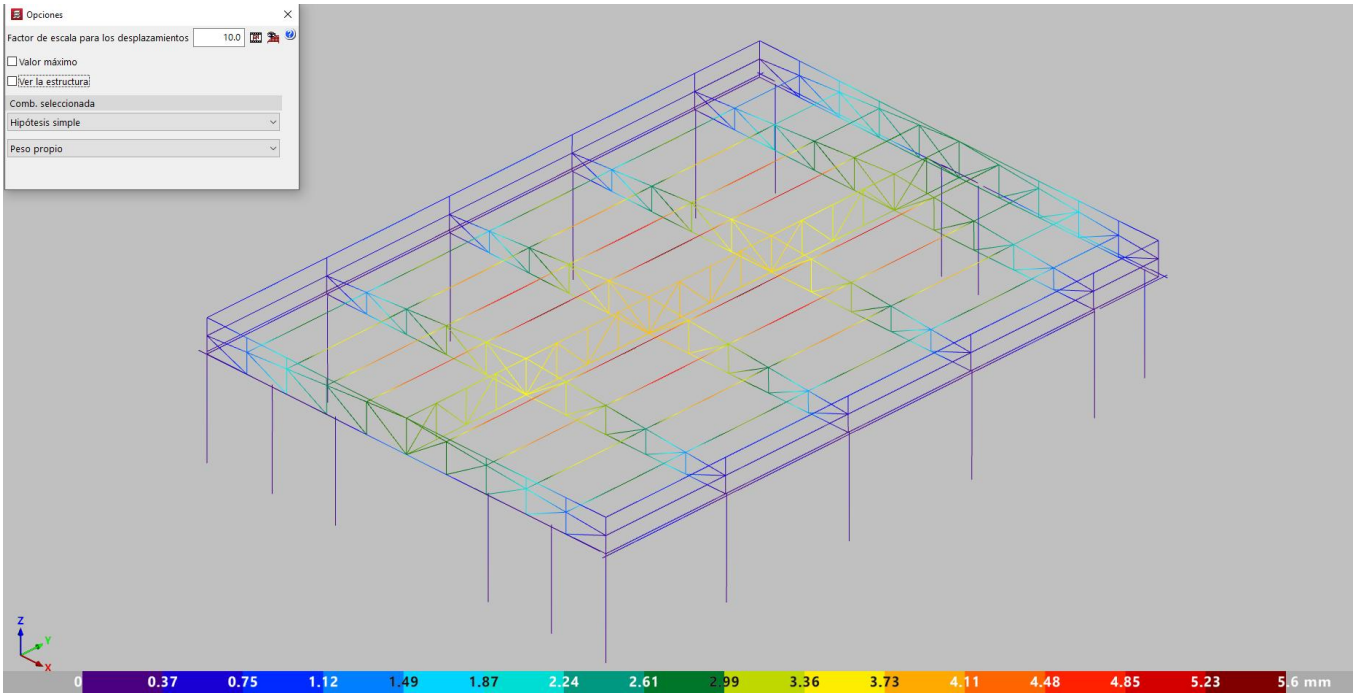
Desplome entre plantas

Relativo: 0.0100h

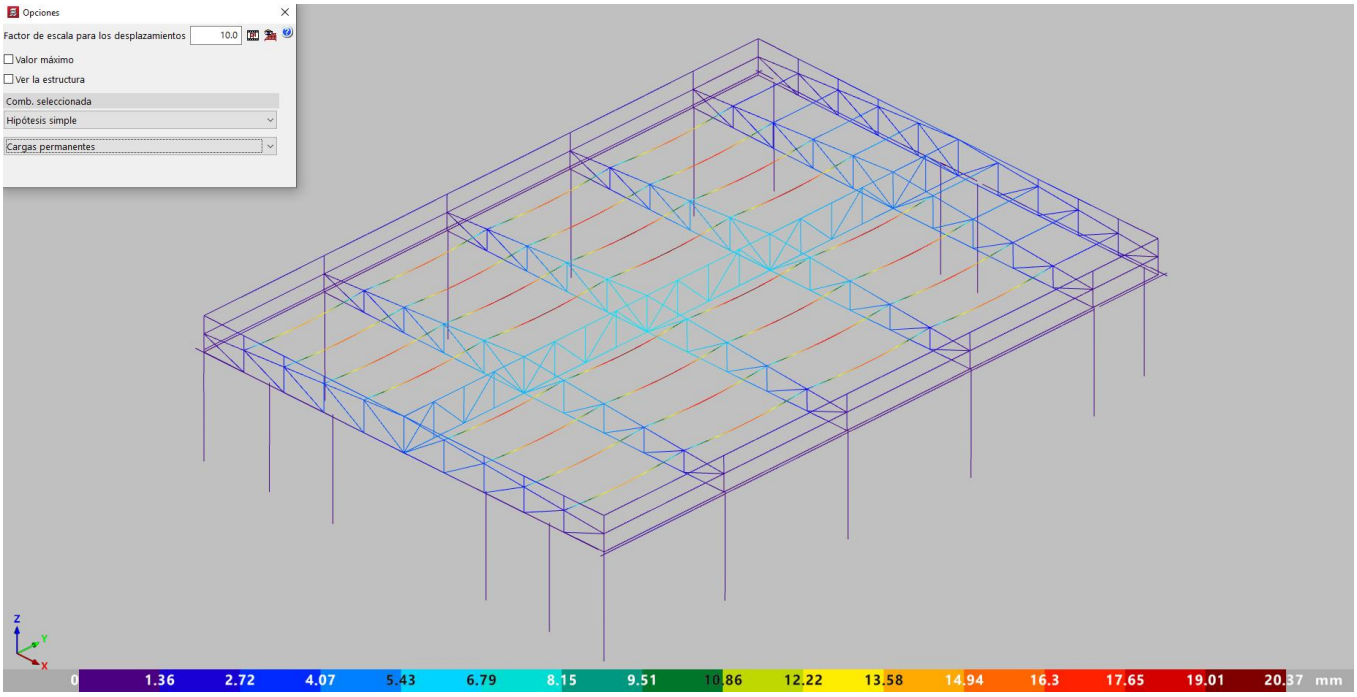
Sismo X								
Planta	Cota (m)	h (m)	Desplome X			Desplome Y		
			Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
N+4.5	4.500	4.500	1.44	0.0032h	✓	0.02	0.0000h	✓

Sismo Y								
Planta	Cota (m)	h (m)	Desplome X			Desplome Y		
			Absoluto (cm)	Relativo		Absoluto (cm)	Relativo	
N+4.5	4.500	4.500	0.08	0.0002h	✓	1.44	0.0032h	✓

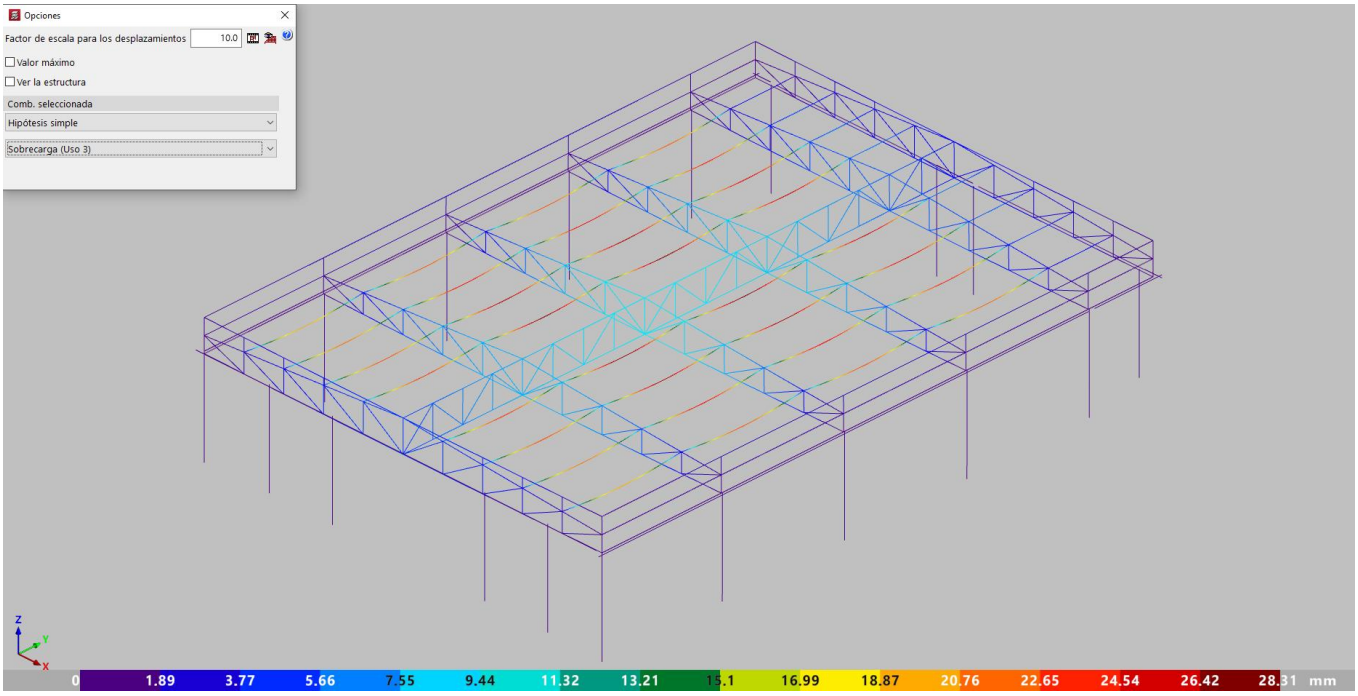
13.2 DEFLEXIONES



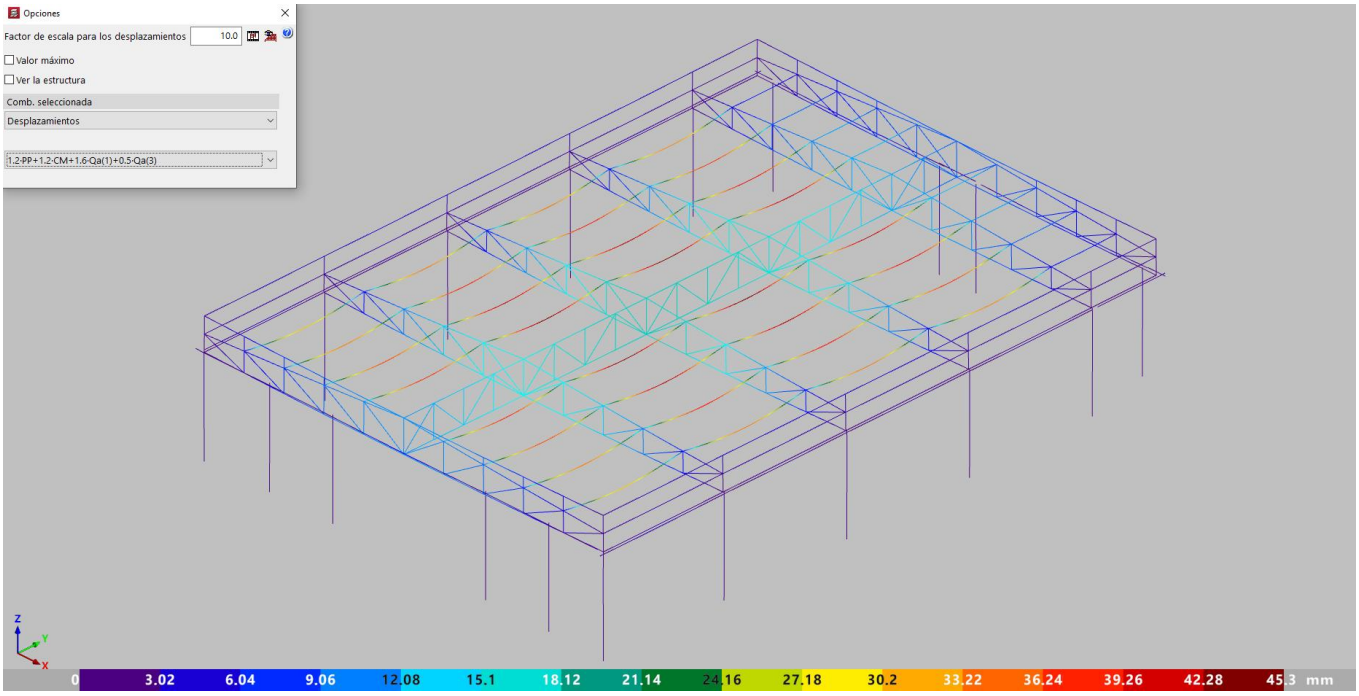
Deflexiones por peso propio



Deflexiones por peso cargas permanentes



Deflexiones por carga viva

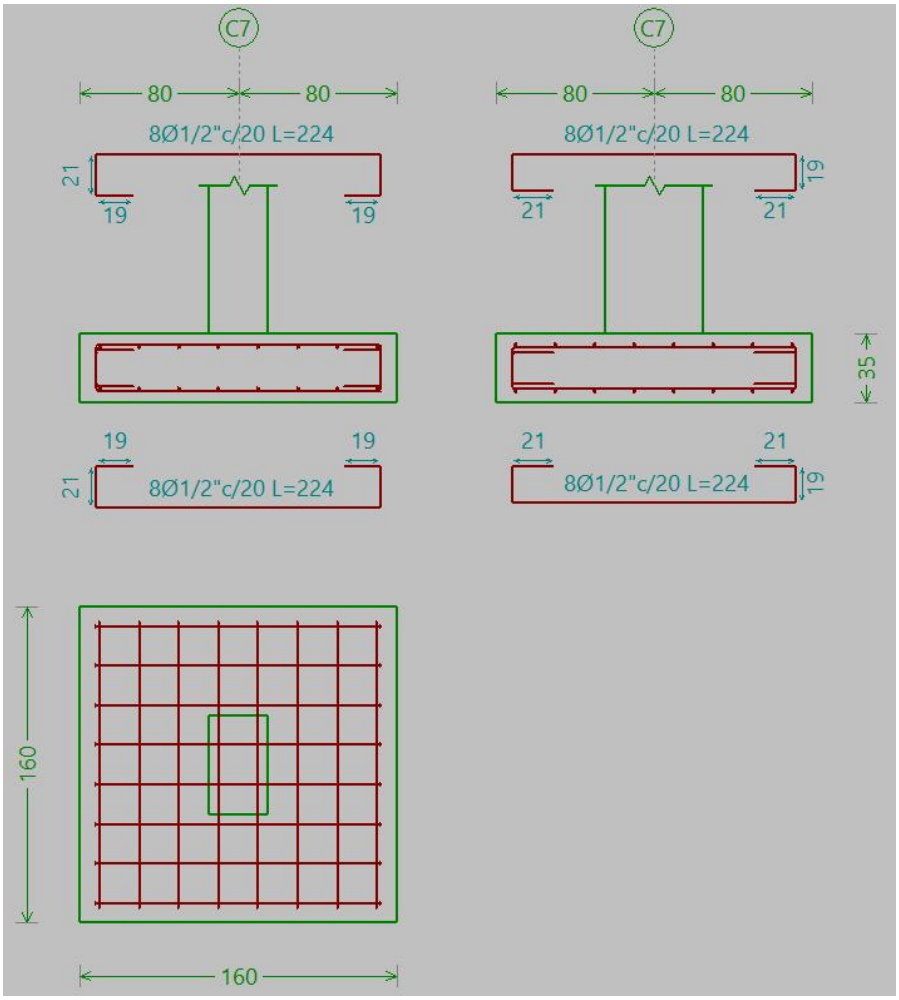


Deflexiones ante la combinación mas desfavorable

14. CIMENTACION

14.1 ZAPATAS

(160x160x35cm)



Referencia: C7 -Dimensiones: 160 x 160 x 35 -Armados: Xi:Ø1/2"c/20 Yi:Ø1/2"c/20 Xs:Ø1/2"c/20 Ys:Ø1/2"c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: *Criterio de CYPE*		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.200 MPa Calculado: 0.048 MPa	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 0.300 MPa Calculado: 0.065 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.250 MPa Calculado: 0.026 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.250 MPa Calculado: 0.100 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 0.375 MPa	Cumple

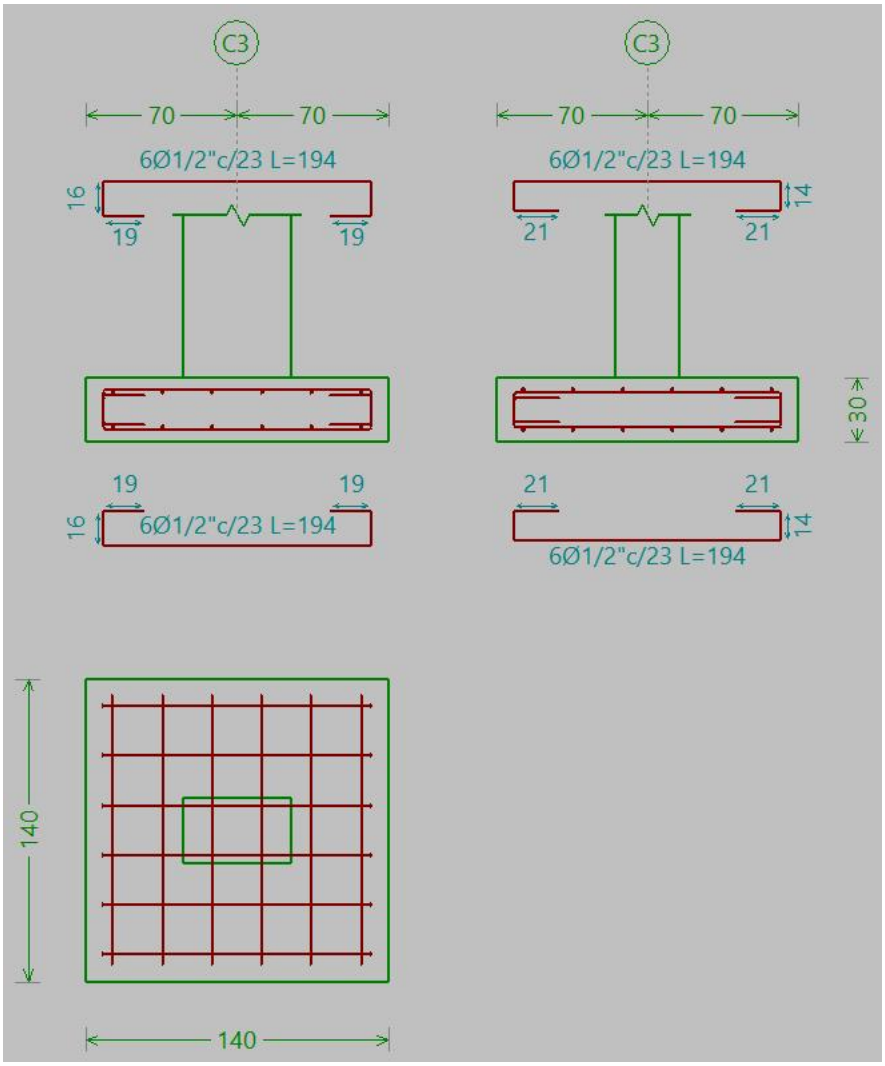
Referencia: C7 -Dimensiones: 160 x 160 x 35 -Armados: Xi:Ø1/2"c/20 Yi:Ø1/2"c/20 Xs:Ø1/2"c/20 Ys:Ø1/2"c/20		
Comprobación	Valores	Estado
	Calculado: 0.135 MPa	
Vuelco de la zapata: *Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.*		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 144.5 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 12.6 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 11.01 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 19.21 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 19.52 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 42.58 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: *Criterio de CYPE*	Máximo: 6180.3 kN/m²	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 99.2 kN/m²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 99.8 kN/m²	Cumple
Altura mínima: *Capítulo C.15.7 (norma NSR-10)*	Mínimo: 21 cm Calculado: 35 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en fundación: - C7:	Mínimo: 20 cm Calculado: 28 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: *Capítulo C.7.12.2.1 (norma NSR-10)*	Mínimo: 0.0018	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.00181	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.00181	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.00181	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.00181	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: *Criterio de CYPE*	Mínimo: 10 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 12.7 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 12.7 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: *Criterio de CYPE*	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: *Criterio de CYPE, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16*	Mínimo: 10 cm	

Referencia: C7
-Dimensiones: 160 x 160 x 35
-Armados: Xi:Ø1/2"c/20 Yi:Ø1/2"c/20 Xs:Ø1/2"c/20 Ys:Ø1/2"c/20

Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
Longitud de anclaje: *Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991*		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 49 cm Calculado: 69 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 49 cm Calculado: 69 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 39 cm Calculado: 59 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 39 cm Calculado: 59 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 49 cm Calculado: 69 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 49 cm Calculado: 69 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 39 cm Calculado: 59 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 39 cm Calculado: 59 cm	Cumple
Longitud mínima de los ganchos:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 40 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 40 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 40 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 40 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 40 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 40 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 40 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 40 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Información adicional:
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.13
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.23
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 295.58 kN
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 295.58 kN

(140x140x30cm)



Referencia: C3 -Dimensiones: 140 x 140 x 30 -Armados: Xi:Ø1/2"c/23 Yi:Ø1/2"c/23 Xs:Ø1/2"c/23 Ys:Ø1/2"c/23		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: *Criterio de CYPE*		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.200 MPa Calculado: 0.119 MPa	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 0.300 MPa Calculado: 0.133 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.250 MPa Calculado: 0.167 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.250 MPa Calculado: 0.240 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 0.375 MPa Calculado: 0.271 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata:		

Referencia: C3 -Dimensiones: 140 x 140 x 30 -Armados: Xi:Ø1/2"c/23 Yi:Ø1/2"c/23 Xs:Ø1/2"c/23 Ys:Ø1/2"c/23		
Comprobación	Valores	Estado
Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 29.6 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 241.8 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 33.53 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 19.56 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 74.95 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 40.81 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
Criterio de CYPE	Máximo: 6180.3 kN/m²	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 490.6 kN/m²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 317 kN/m²	Cumple
Altura mínima:	Mínimo: 21 cm	
Capítulo C.15.7 (norma NSR-10)	Calculado: 30 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en fundación:	Mínimo: 20 cm	
- C3:	Calculado: 23 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima:		
Capítulo C.7.12.2.1 (norma NSR-10)	Mínimo: 0.0018	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.00181	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.00181	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.00181	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.00181	Cumple
Diámetro mínimo de las barras:		
Criterio de CYPE	Mínimo: 10 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 12.7 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 12.7 mm	Cumple
Separación máxima entre barras:		
Criterio de CYPE	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 23 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 23 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 23 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 23 cm	Cumple
Separación mínima entre barras:		
Criterio de CYPE, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 23 cm	Cumple

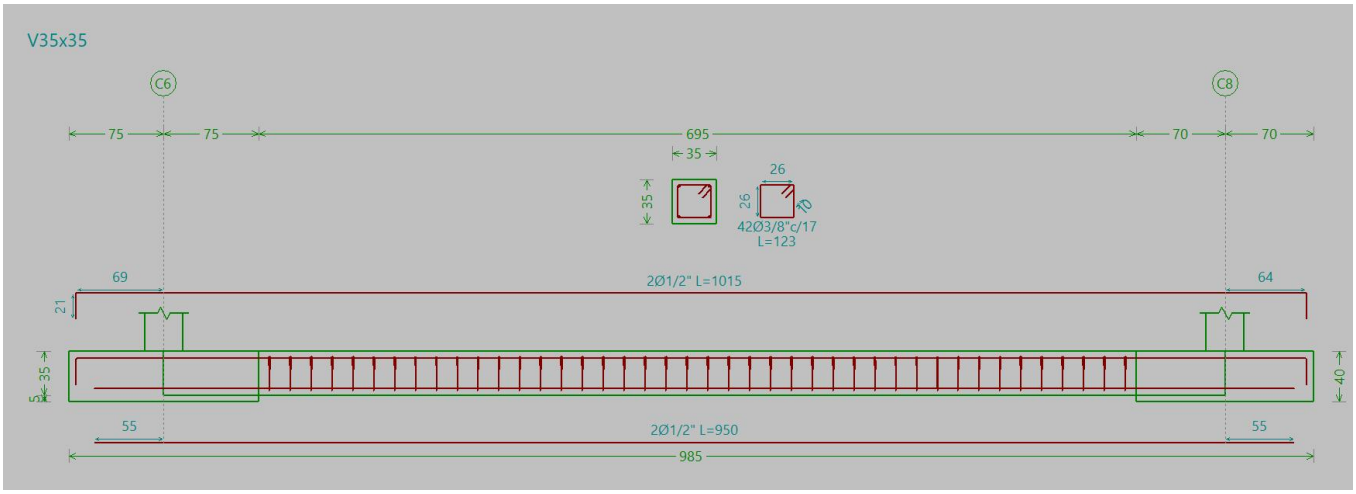
Referencia: C3
-Dimensiones: 140 x 140 x 30
-Armados: Xi:Ø1/2"c/23 Yi:Ø1/2"c/23 Xs:Ø1/2"c/23 Ys:Ø1/2"c/23

Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 23 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 23 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 23 cm	Cumple
Longitud de anclaje: *Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991*		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 33 cm Calculado: 48 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 33 cm Calculado: 48 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 43 cm Calculado: 58 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 43 cm Calculado: 58 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 33 cm Calculado: 48 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 33 cm Calculado: 48 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 43 cm Calculado: 58 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 43 cm Calculado: 58 cm	Cumple
Longitud mínima de los ganchos:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 35 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 35 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Información adicional:
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.65
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.38
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 213.66 kN
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 213.66 kN

14.2 VIGAS DE CIMENTACION

VIGA CIM (35x35cm)



Referencia: V35x35 [C6 - C8] (Viga de atado) -Dimensiones: 35.0 cm x 35.0 cm -Armado superior: 2Ø1/2" -Armado inferior: 2Ø1/2" -Estribos: 1xØ3/8"c/17		
Comprobación	Valores	Estado
Anchura mínima de la viga de atado: *Norma NSR-10. Artículo C.21.12.3.2*	Mínimo: 34.7 cm Calculado: 35 cm	Cumple
Canto mínimo de la viga de atado: *Norma NSR-10. Artículo C.21.12.3.2*	Mínimo: 34.7 cm Calculado: 35 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 9.525 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: *Norma NSR-10. Artículo C.7.6*	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 16 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: *Norma NSR-10. Artículo C.7.6* - Armado superior: - Armado inferior:	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 22.5 cm Calculado: 22.5 cm	 Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: *Norma NSR-10. Artículo C.7.10.5.2*	Máximo: 20.3 cm Calculado: 17 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas: *Criterio de CYPE, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15*	Máximo: 19 cm Calculado: 17 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: *Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08* - Armado superior:	Máximo: 30 cm Calculado: 22.5 cm	Cumple

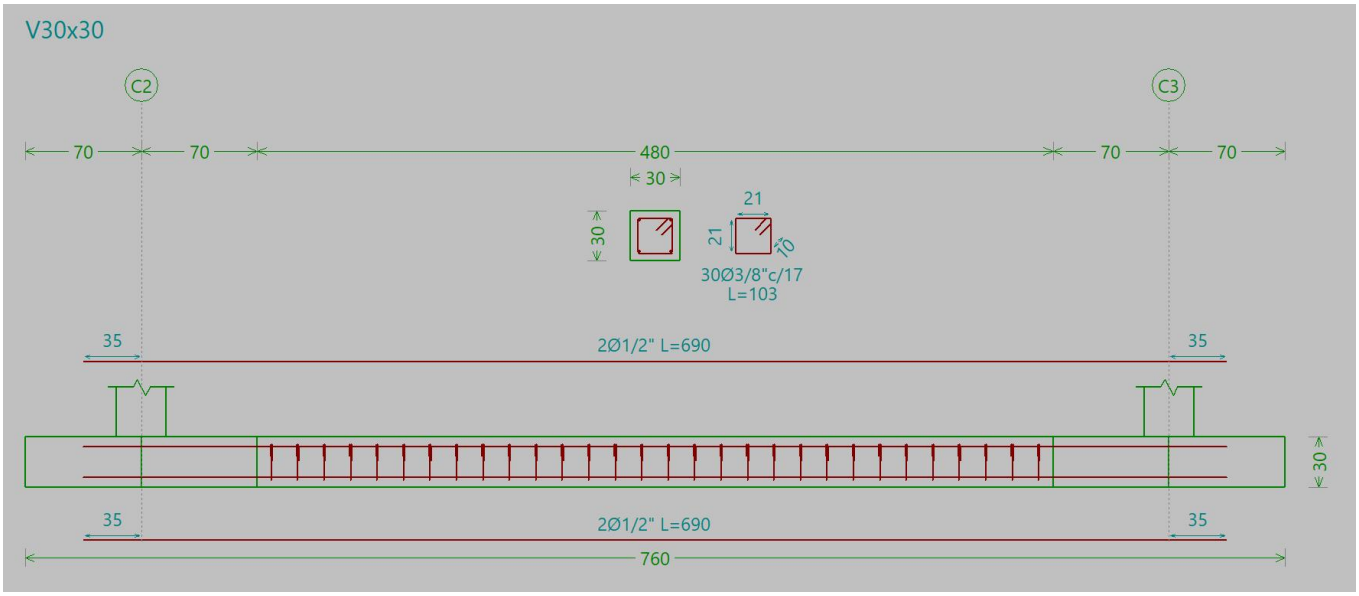
Referencia: V35x35 [C6 - C8] (Viga de atado)
-Dimensiones: 35.0 cm x 35.0 cm
-Armado superior: 2Ø1/2"
-Armado inferior: 2Ø1/2"
-Estribos: 1xØ3/8"c/17

Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior:	Calculado: 22.5 cm	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): *Criterio de CYPE basado en el Artículo 38.4 de la EH-91*	Mínimo: 4.9 cm² Calculado: 5.06 cm²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: *Norma NSR-10. Artículo C.10.3.6.2*	Mínimo: 0 cm²	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 5.06 cm²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 5.06 cm²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: *Criterio de CYPE, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15*	Mínimo: 0.15 cm² Calculado: 5.06 cm²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: *El anclaje se realiza a partir del eje de las columnas*	Mínimo: 0 cm	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 20 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: *El anclaje se realiza a partir del eje de las columnas*	Mínimo: 30 cm	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 55 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 55 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: *El anclaje se realiza a partir del eje de las columnas*	Mínimo: 0 cm	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 20 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: *El anclaje se realiza a partir del eje de las columnas*	Mínimo: 30 cm	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 55 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 55 cm	Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 kN·m Axil: ± 0.66 kN	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Información adicional:

- Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 58.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 12.7 mm (Cumple)

VIGA CIM (30x30cm)



Referencia: V30x30 [C2 - C3] (Viga de atado) -Dimensiones: 30.0 cm x 30.0 cm -Armado superior: 2Ø1/2" -Armado inferior: 2Ø1/2" -Estribos: 1xØ3/8"c/17		
Comprobación	Valores	Estado
Anchura mínima de la viga de atado: *Norma NSR-10. Artículo C.21.12.3.2*	Mínimo: 24 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Canto mínimo de la viga de atado: *Norma NSR-10. Artículo C.21.12.3.2*	Mínimo: 24 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 9.525 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: *Norma NSR-10. Artículo C.7.6*	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 16 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: *Norma NSR-10. Artículo C.7.6* - Armado superior: - Armado inferior:	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 17.5 cm Calculado: 17.5 cm	 Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: *Norma NSR-10. Artículo C.7.10.5.2*	Máximo: 20.3 cm Calculado: 17 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas: *Criterio de CYPE, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15*	Máximo: 19 cm Calculado: 17 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: *Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08* - Armado superior: - Armado inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 17.5 cm Calculado: 17.5 cm	 Cumple Cumple

Referencia: V30x30 [C2 - C3] (Viga de atado) -Dimensiones: 30.0 cm x 30.0 cm -Armado superior: 2Ø1/2" -Armado inferior: 2Ø1/2" -Estribos: 1xØ3/8"c/17		
Comprobación	Valores	Estado
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): *Criterio de CYPE basado en el Artículo 38.4 de la EH-91*	Mínimo: 3.6 cm² Calculado: 5.06 cm²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: *Criterio de CYPE, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15*	Calculado: 5.06 cm²	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 0 cm²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0.19 cm²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: - Situaciones accidentales sísmicas: *Norma NSR-10. Artículo C.10.3.6.2*	Mínimo: 0 cm² Calculado: 5.06 cm²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: *El anclaje se realiza a partir del eje de las columnas*	Mínimo: 30 cm	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 35 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: *El anclaje se realiza a partir del eje de las columnas*	Mínimo: 30 cm	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 35 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: *El anclaje se realiza a partir del eje de las columnas*	Mínimo: 30 cm	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 35 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: *El anclaje se realiza a partir del eje de las columnas*	Mínimo: 30 cm	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 35 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm	Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 kN·m Axil: ± 0.81 kN	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 58.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 12.7 mm (Cumple)		

15. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

15.1 COLUMNAS

En las tablas de comprobación de pilares de acero no se muestran las comprobaciones con coeficiente de aprovechamiento inferior al 10%.

Hormigón: NSR-10, Título C

Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras

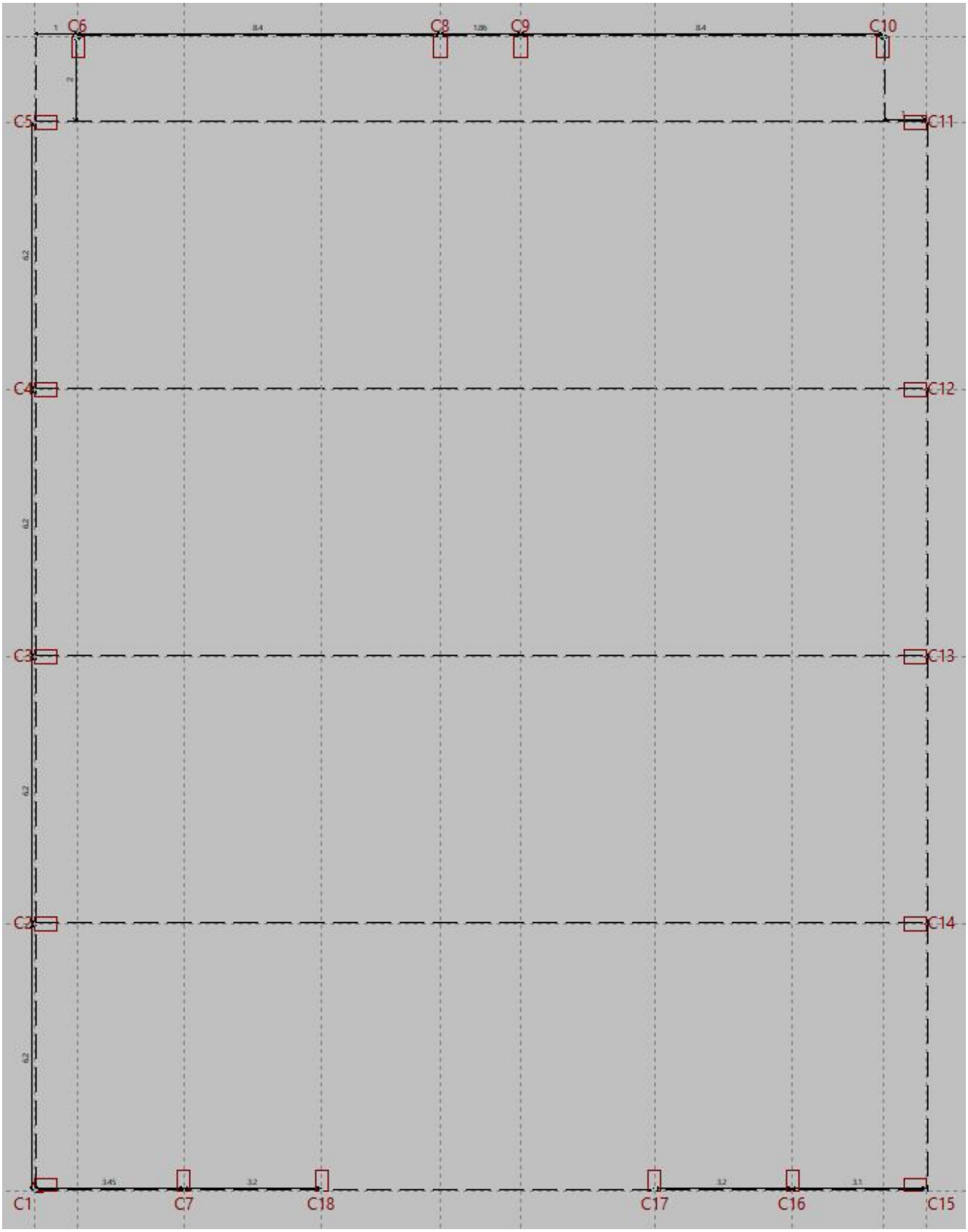
Arm.: Armadura mínima y máxima

Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante

N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales

Disp. S.: Criterios de diseño por sismo

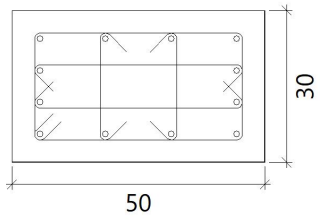
Cap.: Diseño por capacidad


C6
C8
C9
C10
C5
C11
C4
C12
C3
C13
C2
C14
C1
C7
C18
C17
C16
C15

COLUMA MÁS CARGADA

1. N+3.0 (0 - 3 M)

1. N+4.5 (2.05 - 4.5 M)

Datos de la columna		
	Geometría	
	Dimensiones : 50x30 cm Tramo : 0.000/4.500 m Altura libre : 4.10 m Recubrimiento geométrico : 4.0 cm Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : f'c=210 Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZX : 4.10 m Plano ZY : 4.10 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
	Esquina : 4Ø1/2" Cara X : 4Ø1/2" Cara Y : 4Ø1/2" Cuantía : 1.01 %	Estribos : 1eØ3/8"+X2rØ3/8"+Y2rØ3/8" Separación : 6 cm

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.3):

$s_l \geq s_{l,min}$ **50 mm** ≥ **40 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. $s_{l,min}$: *40* mm

$s_1 = 1.5 \cdot d_b$ s_1 : *19* mm

$s_2 = 40$ mm s_2 : *40* mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$ s_3 : *20* mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. d_b : *12.7* mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. d_{ag} : *15* mm

Estribos

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de $s_{t,min}$ (Artículo 7.6.3):

$s_t \geq s_{t,min}$ **60 mm** ≥ **40 mm** ✓

Donde:

$s_{t,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. **$s_{t,min}$** : *40* mm

$s_1 = 1.5 \cdot d_{b,t}$ **s_1** : *14* mm

$s_2 = 40$ mm **s_2** : *40* mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$ **s_3** : *20* mm

Siendo:

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal. **$d_{b,t}$** : *9.5* mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. **d_{ag}** : *15* mm

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder $s_{t,max}$ (Artículo 7.10.5.2):

$s_t \leq s_{t,max}$ **60 mm** ≤ **203 mm** ✓

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3. **$s_{t,max}$** : *203* mm

$s_1 = 16 \cdot d_b$ **s_1** : *203* mm

$s_2 = 48 \cdot d_{b,t}$ **s_2** : *457* mm

$s_3 = b_{min}$ **s_3** : *300* mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra comprimida más delgada. **d_b** : *12.7* mm

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal. **$d_{b,t}$** : *9.5* mm

b_{min}: Menor dimensión del elemento sometido a compresión. **b_{min}** : *300* mm

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos diámetro No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm), para barras longitudinales No. 10 (1-1/4") ó 32M (32 mm) o menores; y diámetro No. 4 (1/2") ó 12M (12 mm) como mínimo, para barras longitudinales No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm), No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm) y paquetes de barras (Artículo 7.10.5.1):

$d_b \leq$ 1-1/4" ó 32 mm $\rightarrow$ **$d_{b,t}$** ≥ 3/8" ó 10 mm **Ø3/8" ≥ 3/8" ó 10 mm** ✓

Donde:

d_b: Diámetro de la barra comprimida más gruesa. **d_b** : *Ø1/2"*

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal. **$d_{b,t}$** : *Ø3/8"*

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículo 10.9.1)

El área de refuerzo longitudinal, A_{st}, para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0.01 \cdot A_g$ ni mayor que $0.04 \cdot A_g$ (Artículo 10.9.1):

$$\mathbf{A_{st}} \geq 0.01 \cdot A_g$$

15.20 cm² ≥ 15.00 cm² ✓

$$\mathbf{A_{st}} \leq 0.04 \cdot A_g$$

15.20 cm² ≤ 60.00 cm² ✓

Donde:

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *1500.00* cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

η : ***0.348*** ✓

Donde:

V_u: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{u,x}$: *20.79* kN

$V_{u,y}$: *2.48* kN

$\phi \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$\phi \cdot V_{n,x}$: *59.93* kN

$\phi \cdot V_{n,y}$: *105.04* kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(-Xexc.+)+0.5·V-".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$\mathbf{V_n} = V_c$$

V_n : *79.91* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$\mathbf{V_c} = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : *79.91* kN

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : *148.00* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$ **ρ_w** : *0.010*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. **A_s** : *10.14* cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *300* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *347* mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ **M_m** : *28.93* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *46.69* kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u** : *85.94* kN

h: Altura de un elemento. **h** : *500.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *1500.00* cm²

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$ **V_n** : *140.05* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$ **V_c** : *140.05* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

Siendo:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *500* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *197* mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ **M_m** : *-5.06* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *-5.72* kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección **N_u** : *85.94* kN

transversal.

h: Altura de un elemento. **h** : *300.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *1500.00* cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

η : ***0.291*** ✓

Donde:

V_u: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{u,x}$: *17.25* kN

$V_{u,y}$: *0.19* kN

ϕ·V_n: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

ϕ·$V_{n,x}$: *59.32* kN

ϕ·$V_{n,y}$: *104.05* kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.05 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM-SX-0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

V_n : *79.09* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : *79.09* kN

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : *146.60* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón.

f'_c : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : *0.010*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. **A_s** : *10.14* cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *300* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *347* mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ **M_m** : *29.66* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *-45.08* kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u** : *74.64* kN

h: Altura de un elemento. **h** : *500.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *1500.00* cm²

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$\mathbf{V_n} = V_c$$ **V_n** : *138.73* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$ **V_c** : *138.73* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

Siendo:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *500* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *197* mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ **M_m** : *-7.35* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *-2.01* kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u** : *74.64* kN

h: Altura de un elemento. **h** : *300.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *1500.00* cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NSR-

10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(-Xexc.+)+0.5·V-".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

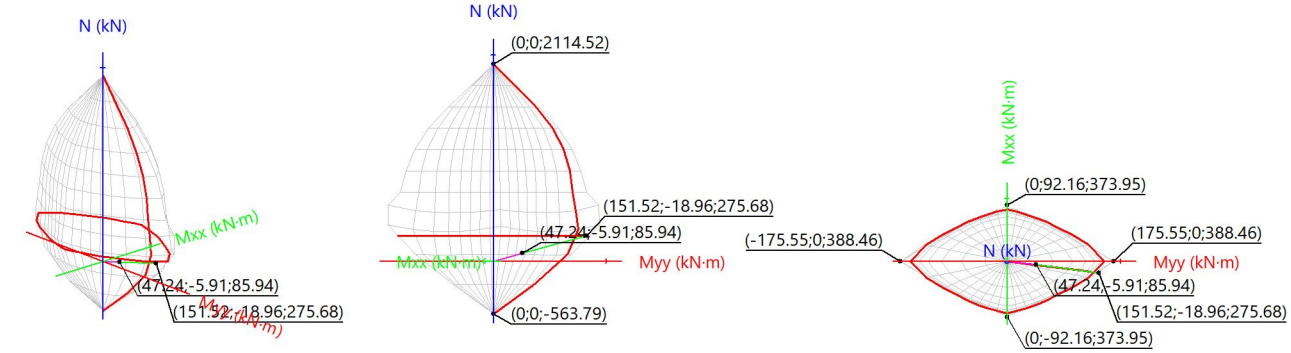
η : ***0.307*** ✓

$$\eta_2 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : ***0.312*** ✓

$$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$$

85.94 kN ≤ 1572.89 kN ✓



Volumen de capacidad | Vista N, M | Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. — **P_u** : *85.94* kN

M_u: Momento de cálculo de primer orden. — **$M_{u,x}$** : *-5.72* kN·m

$M_{u,y}$: *46.69* kN·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. — **$\phi \cdot P_n$** : *280.14* kN

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. — **$\phi \cdot M_{n,x}$** : *-18.64* kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *152.19* kN·m

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u,M_c 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.

P_u: Axil solicitante de cálculo pésimo. — **P_u** : *85.94* kN

M_c: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. — **$M_{c,x}$** : *-5.91* kN·m

$M_{c,y}$: *47.24* kN·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. $\phi \cdot P_n$: *275.68* kN

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. $\phi \cdot M_{n,x}$: *-18.96* kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *151.52* kN·m

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$ **47.3** > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : *4.100* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : *8.66* cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$$\mathbf{P_u} = P_u$$ P_u : *85.94* kN

$$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$$ M_c : *-5.91* kN·m

Donde:

$$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$$ M_2 : *-5.72* kN·m

Siendo:

$$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$$ $M_{2,min}$: *2.06* kN·m

h: Altura de un elemento. **h** : *300.00* mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$ δ_{ns} : *1.033*

Siendo:

$$\mathbf{P_c} = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ P_c : *3558.79* kN

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. E_c : *21551.49* MPa

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. I_g : *112500.00* cm4

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : *4.100* m

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$ **28.4** > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : *4.100* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : *14.43* cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$\mathbf{P_u} = P_u$ **P_u** : *85.94* kN

$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$ **M_c** : *47.24* kN·m

Donde:

$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$ **M_2** : *46.69* kN·m

Siendo:

$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ **$M_{2,min}$** : *2.58* kN·m

h: Altura de un elemento. **h** : *500.00* mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$ **δ_{ns}** : *1.012*

Siendo:

$$\mathbf{P_c} = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ **P_c** : *9885.52* kN

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. **E_c** : *21551.49* MPa

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. **I_g** : *312500.00* cm4

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *4.100* m

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$\phi \cdot P_{n,max} = 0.75 \cdot \phi \cdot \left[0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\right]$ **$\phi \cdot P_{n,max}$** : *1572.89* kN

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *1500.00* cm²

A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. **A_{st}** : *15.20* cm²

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 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

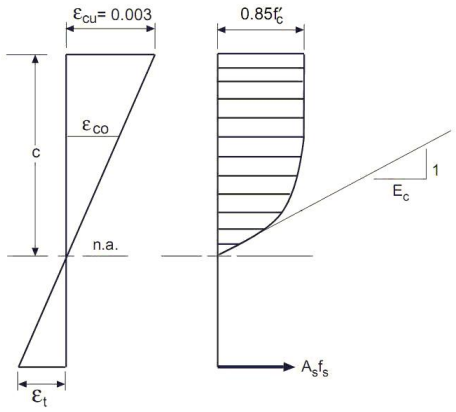
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

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

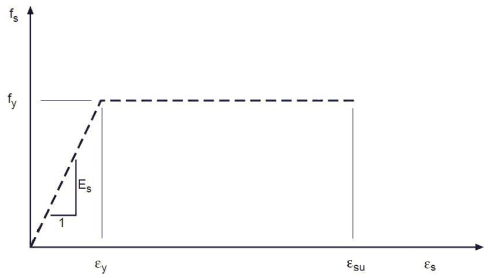


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **ε_{cu}** : *0.0030*

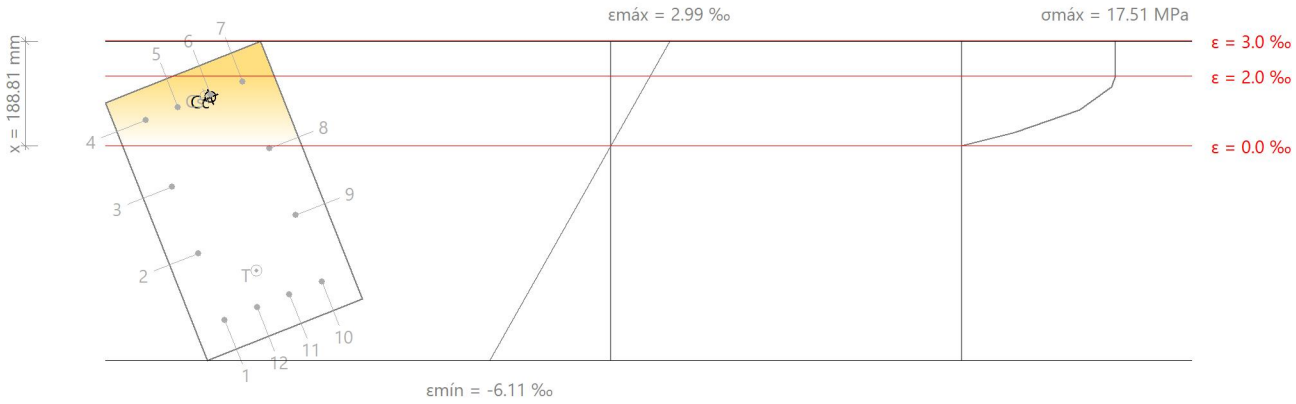
ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. **ε_{c0}** : *0.0020*

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

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)	f_s (MPa)	ε
1	Ø1/2"	-194.12	94.13	-412.02	-0.004964
2	Ø1/2"	-64.71	94.13	-412.02	-0.003061
3	Ø1/2"	64.71	94.13	-231.68	-0.001158
4	Ø1/2"	194.13	94.13	+148.92	+0.000745
5	Ø1/2"	194.13	31.38	+221.88	+0.001109
6	Ø1/2"	194.13	-31.37	+294.84	+0.001474
7	Ø1/2"	194.13	-94.12	+367.79	+0.001839
8	Ø1/2"	64.71	-94.12	-12.81	-0.000064
9	Ø1/2"	-64.71	-94.12	-393.41	-0.001967
10	Ø1/2"	-194.12	-94.12	-412.02	-0.003870
11	Ø1/2"	-194.12	-31.37	-412.02	-0.004234
12	Ø1/2"	-194.12	31.38	-412.02	-0.004599

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	518.24	189.82	-29.72
Cs	130.94	194.13	-22.15
T	341.84	-132.04	8.29

$P_n = C_c + C_s - T$

P_n : *307.34* kN

$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$

$M_{n,x}$: *-21.13* kN·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$

$M_{n,y}$: *168.92* kN·m

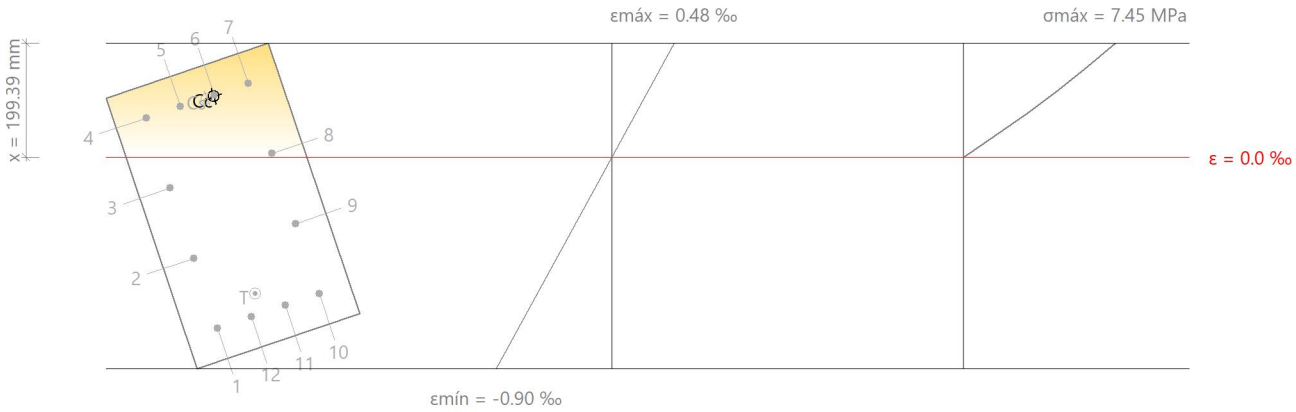
Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_c : *518.24* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero.	**C_s** :	*130.94*	kN
T: Resultante de tracciones en el acero.	**T** :	*341.84*	kN
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	**$e_{cc,x}$** :	*189.82*	mm
	$e_{cc,y}$:	*-29.72*	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	**$e_{cs,x}$** :	*194.13*	mm
	$e_{cs,y}$:	*-22.15*	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	**$e_{T,x}$** :	*-132.04*	mm
	$e_{T,y}$:	*8.29*	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	*0.0030*	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	*0.0050*	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	*17.51*	MPa
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	*412.02*	MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø1/2"	-194.12	94.13	-145.52	-0.000727
2	Ø1/2"	-64.71	94.13	-85.95	-0.000430
3	Ø1/2"	64.71	94.13	-26.38	-0.000132
4	Ø1/2"	194.13	94.13	+33.19	+0.000166
5	Ø1/2"	194.13	31.38	+42.95	+0.000215
6	Ø1/2"	194.13	-31.37	+52.71	+0.000263
7	Ø1/2"	194.13	-94.12	+62.46	+0.000312
8	Ø1/2"	64.71	-94.12	+2.90	+0.000014
9	Ø1/2"	-64.71	-94.12	-56.67	-0.000283
10	Ø1/2"	-194.12	-94.12	-116.24	-0.000581
11	Ø1/2"	-194.12	-31.37	-126.00	-0.000630
12	Ø1/2"	-194.12	31.38	-135.76	-0.000679

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	149.08	192.37	-29.75
Cs	24.61	192.20	-17.17
T	87.74	-157.61	11.99

$$P_u = C_c + C_s - T$$ **P_u** : *85.94* kN

$$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$ **$M_{c,x}$** : *-5.91* kN·m

$$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$ **$M_{c,y}$** : *47.24* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. **C_c** : *149.08* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. **C_s** : *24.61* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. **T** : *87.74* kN

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. **$e_{cc,x}$** : *192.37* mm; **$e_{cc,y}$** : *-29.75* mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. **$e_{cs,x}$** : *192.20* mm; **$e_{cs,y}$** : *-17.17* mm

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. **$e_{T,x}$** : *-157.61* mm; **$e_{T,y}$** : *11.99* mm

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. **ε_{cmax}** : *0.0005*

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. **ε_{smax}** : *0.0007*

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. **σ_{cmax}** : *7.45* MPa

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. **σ_{smax}** : *145.52* MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

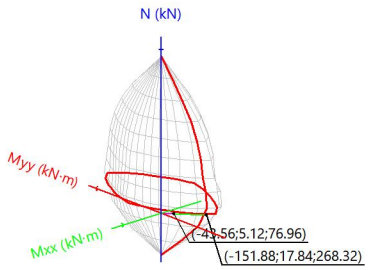
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.05 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)-SX+0.3·SY".

Se debe satisfacer:

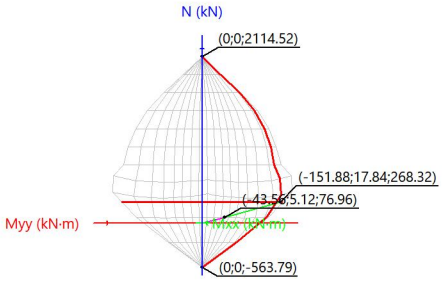
$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{\left(\phi \cdot P_n\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,x}\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,y}\right)^2}} \leq 1$$ η : ***0.283*** ✓

$$\eta_2 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}{\left(\phi \cdot P_n\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,x}\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,y}\right)^2}} \leq 1$$ η : ***0.287*** ✓

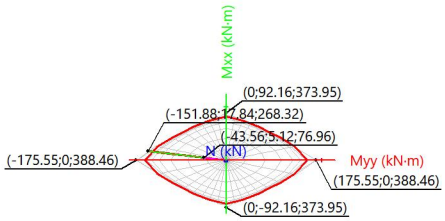
$$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$$ **76.96 kN** ≤ **1572.89 kN** ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *76.96* kN

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$** : *4.97* kN·m

$M_{u,y}$: *-43.11* kN·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$\phi \cdot P_n$** : *272.38* kN

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. **$\phi \cdot M_{n,x}$** : *17.59* kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *-152.57* kN·m

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u,M_c 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.

P_u: Axil solicitante de cálculo pésimo. **P_u** : *76.96* kN

M_c: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. **$M_{c,x}$** : *5.12* kN·m

$M_{c,y}$: *-43.56* kN·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$\phi \cdot P_n$** : *268.32* kN

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. **$\phi \cdot M_{n,x}$** : *17.84* kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *-151.88* kN·m

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$

47.3 > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *4.100* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : *8.66* cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$\mathbf{P_u} = P_u$ — **P_u** : *76.96* kN

$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$ — **M_c** : *5.12* kN·m

Donde:

$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$ — **M_2** : *4.97* kN·m

Siendo:

$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ — **$M_{2,min}$** : *1.85* kN·m

h: Altura de un elemento. — **h** : *300.00* mm

$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$ — **δ_{ns}** : *1.030*

Siendo:

$\mathbf{P_c} = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$ — **P_c** : *3558.79* kN

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. — **E_c** : *21551.49* MPa

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. — **I_g** : *112500.00* cm4

kl_u: Longitud efectiva. — **kl_u** : *4.100* m

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$ — **28.4** > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. — **kl_u** : *4.100* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. — **r** : *14.43* cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$\mathbf{P_u} = P_u$ — **P_u** : *76.96* kN

$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$ — **M_c** : *-43.56* kN·m

Donde:

$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$ — **M_2** : *-43.11* kN·m

Siendo:

$$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$$

$M_{2,min}$: *2.31* kN·m

h: Altura de un elemento. **h** : *500.00* mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$

δ_{ns} : *1.010*

Siendo:

$$\mathbf{P_c} = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$

P_c : *9885.52* kN

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. **E_c** : *21551.49* MPa

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. **I_g** : *312500.00* cm4

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *4.100* m

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.75 \cdot \phi \cdot \left[0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\right]$$

$\phi \cdot P_{n,max}$: *1572.89* kN

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *1500.00* cm²

A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. **A_{st}** : *15.20* cm²

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 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

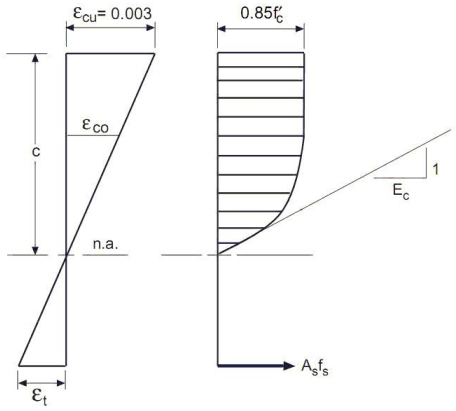
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

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

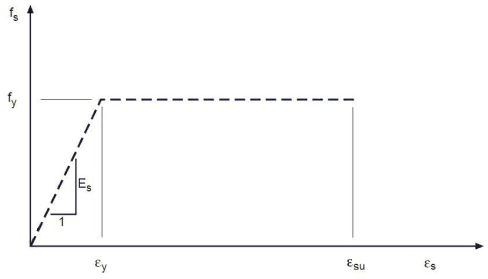


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **ε_{cu}** : *0.0030*

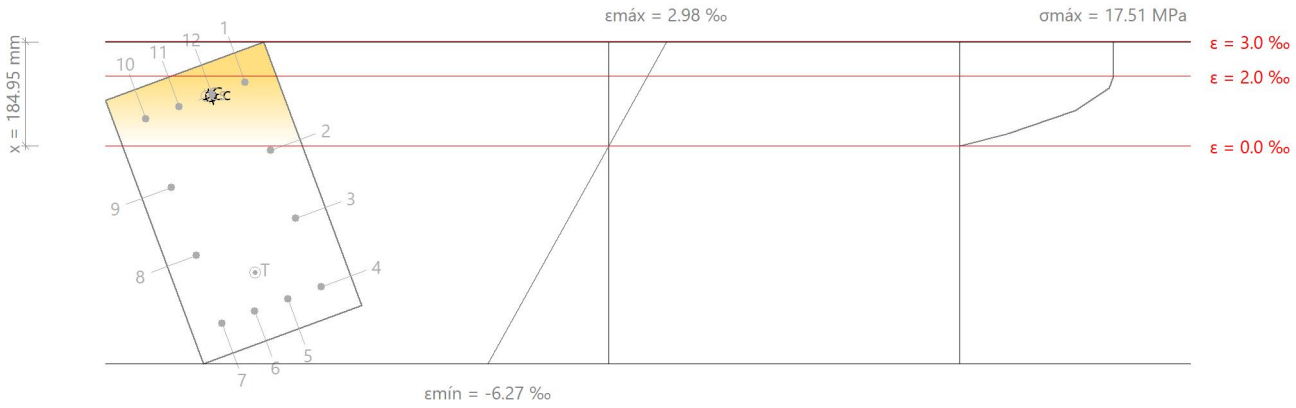
ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. **ε_{c0}** : *0.0020*

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

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)	f_s (MPa)	ε
1	Ø1/2"	-194.12	94.13	+365.19	+0.001826
2	Ø1/2"	-64.71	94.13	-26.49	-0.000132
3	Ø1/2"	64.71	94.13	-412.02	-0.002091
4	Ø1/2"	194.13	94.13	-412.02	-0.004049
5	Ø1/2"	194.13	31.38	-412.02	-0.004401
6	Ø1/2"	194.13	-31.37	-412.02	-0.004754
7	Ø1/2"	194.13	-94.12	-412.02	-0.005106
8	Ø1/2"	64.71	-94.12	-412.02	-0.003148
9	Ø1/2"	-64.71	-94.12	-238.02	-0.001190
10	Ø1/2"	-194.12	-94.12	+153.66	+0.000768
11	Ø1/2"	-194.12	-31.37	+224.17	+0.001121
12	Ø1/2"	-194.12	31.38	+294.68	+0.001473

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	513.39	-191.10	28.24
Cs	131.48	-194.12	21.32
T	346.73	130.14	-7.28

$$P_n = C_c + C_s - T$$

P_n : *298.14* kN

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{n,x}$: *19.82* kN·m

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{n,y}$: *-168.75* kN·m

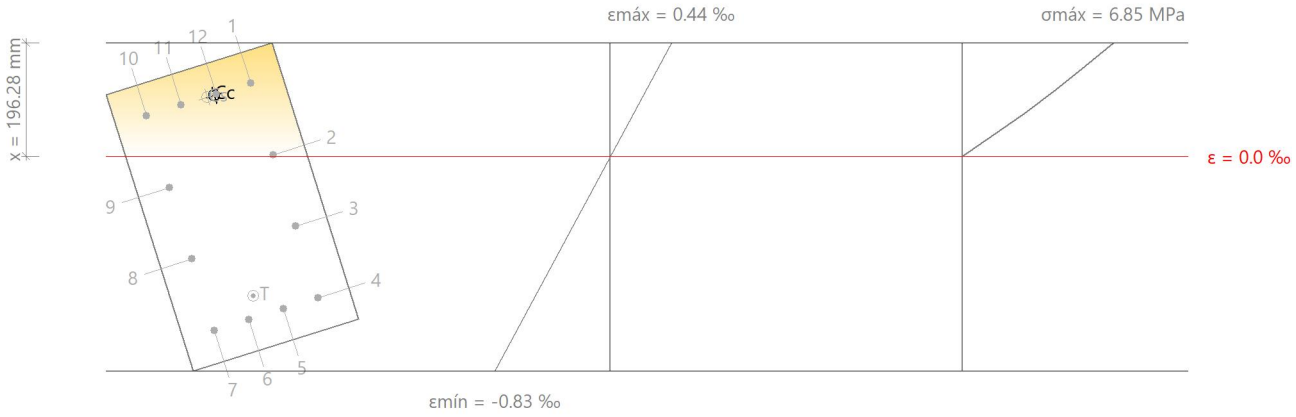
Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. **C_c** : *513.39* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. **C_s** : *131.48* kN

T: Resultante de tracciones en el acero.	**T** :	*346.73* kN
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	*-191.10* mm
	$e_{cc,y}$:	*28.24* mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	*-194.12* mm
	$e_{cs,y}$:	*21.32* mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	*130.14* mm
	$e_{T,y}$:	*-7.28* mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	*0.0030*
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	*0.0051*
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	*17.51* MPa
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	*412.02* MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø1/2"	-194.12	94.13	+56.47	+0.000282
2	Ø1/2"	-64.71	94.13	+1.24	+0.000006
3	Ø1/2"	64.71	94.13	-54.00	-0.000270
4	Ø1/2"	194.13	94.13	-109.24	-0.000546
5	Ø1/2"	194.13	31.38	-117.69	-0.000588
6	Ø1/2"	194.13	-31.37	-126.13	-0.000631
7	Ø1/2"	194.13	-94.12	-134.58	-0.000673
8	Ø1/2"	64.71	-94.12	-79.34	-0.000397
9	Ø1/2"	-64.71	-94.12	-24.11	-0.000121
10	Ø1/2"	-194.12	-94.12	+31.13	+0.000156
11	Ø1/2"	-194.12	-31.37	+39.58	+0.000198
12	Ø1/2"	-194.12	31.38	+48.03	+0.000240

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	136.34	-193.30	28.18
Cs	22.36	-193.22	15.68
T	81.73	157.70	-11.32

$$P_u = C_c + C_s - T$$ **P_u** : *76.96* kN

$$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$ **$M_{c,x}$** : *5.12* kN·m

$$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$ **$M_{c,y}$** : *-43.56* kN·m

Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c** : *136.34* kN
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s** : *22.36* kN
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *81.73* kN
- **e_{cc}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cc,x}$** : *-193.30* mm; **$e_{cc,y}$** : *28.18* mm
- **e_{cs}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *-193.22* mm; **$e_{cs,y}$** : *15.68* mm
- **e_T**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{T,x}$** : *157.70* mm; **$e_{T,y}$** : *-11.32* mm
- **ε_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax}** : *0.0004*
- **ε_{smax}**: Deformación de la barra de acero más traccionada. — **ε_{smax}** : *0.0007*
- **σ_{cmax}**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — **σ_{cmax}** : *6.85* MPa
- **σ_{smax}**: Tensión de la barra de acero más traccionada. — **σ_{smax}** : *134.58* MPa

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Rubro C.21)

La dimensión menor de la sección transversal medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 300 mm (Artículo C.21.6.1.1).

$b_1 \geq 300$ mm

300 mm ≥ 300 mm ✓

La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que R_{min} (Artículo C.21.6.1.2).

$$\frac{b}{h} \geq R_{min}$$

0.60 ≥ 0.35 ✓

Donde:

- **b**: Dimensión menor de la sección del soporte — **b** : *300* mm
- **h**: Dimensión perpendicular — **h** : *500* mm

$R_{min} = 0,35 \rightarrow b \leq 300$ mm

$R_{min} = 0,25 \rightarrow 300 \text{ mm} < b \leq 500$ mm

$R_{min} = 0,20 \rightarrow b > 500$ mm

R_{min} : *0.35*

El área del refuerzo longitudinal A_{st}, no debe ser menor que $A_{st,min}$ (Artículo C.21.6.3.1).

$A_{st} \geq A_{st,min}$

1520.40 mm² ≥ 1500.00 mm² ✓

Donde:

$A_{st,min} = 0,01 \cdot A_g$

$A_{st,min}$: *1500.00* mm^2

Siendo:

A_g: Área bruta de la sección de concreto. A_g : *150000.00* mm^2

El área del refuerzo longitudinal A_{st}, no debe ser mayor que $A_{st,max}$ (Artículo C.21.6.3.1).

$A_{st} \leq A_{st,max}$ **1520.40 mm² ≤ 6000.00 mm²** ✓

Donde:

$A_{st,max} = 0,04 \cdot A_g$ $A_{st,max}$: *6000.00* mm^2

Siendo:

A_g: Área bruta de la sección de concreto. A_g : *150000.00* mm^2

El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilineos h_x, no debe exceder 350 mm centro a centro en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento (Artículo C.21.6.4.2).

$h_x \leq 350$ mm **141 mm ≤ 350 mm** ✓

La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder de s_{max} (Artículo C.21.6.4.5)

$s_0 \leq s_{max}$ **60 mm ≤ 76 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1 y s_2. s_{max} : *76* mm

$s_1 = 6 \cdot \phi_{min}$ s_1 : *76* mm

$s_2 = 150$ mm s_2 : *150* mm

Siendo:

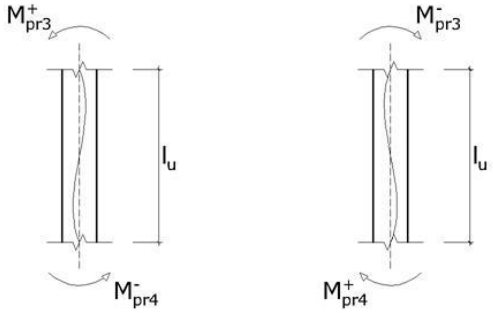
$Ø_{min}$: Diámetro de las armaduras longitudinales más pequeñas. $Ø_{min}$: *12.7* mm

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

Cortante de diseño para columnas. (NSR-10, Título C)

La fuerza cortante de diseño, V_e, se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento (Artículo 21.6.5.1).
No es necesario que las fuerzas cortantes en el elemento sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos, basada en M_{pr} de los elementos transversales que llegan al nudo.



Se debe satisfacer:

$\phi \cdot V_n \geq V_e$

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia ϕ : *0.75*

V_n: Resistencia nominal a cortante.

V_e: Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1}, V_{e2}.

$$V_{e1} = \frac{M_{pr3}^{-} + M_{pr4}^{+}}{l_u}$$

$$V_{e2} = \frac{M_{pr3}^{+} + M_{pr4}^{-}}{l_u}$$

Siendo:

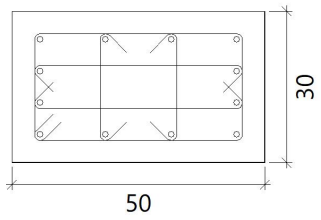
l_u: Longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión.

M_{pr}: Resistencia probable a la flexión del elemento, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos $1.25 \cdot f_y$.

	l_u (m)	M_{pr4}^{+} (t·m)	M_{pr4}^{-} (t·m)	M_{pr3}^{+} (t·m)	M_{pr3}^{-} (t·m)	V_{e1} (t)	V_{e2} (t)	V_e (t)	$\phi \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	4.10	15.55	15.55	15.29	15.29	7.52	7.52	7.52	24.09	✓ *
Cortante en el eje Y	4.10	8.36	8.36	8.25	8.25	4.05	4.05	4.05	22.79	✓

(*): pésimo

2. N+4.5 (0 - 2.05 M)

Datos de la columna		
	Geometría	
	Dimensiones : 50x30 cm Tramo : 0.000/4.500 m Altura libre : 4.10 m Recubrimiento geométrico : 4.0 cm Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : f'c=210 Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZX : 4.10 m Plano ZY : 4.10 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
	Esquina : 4Ø1/2" Cara X : 4Ø1/2" Cara Y : 4Ø1/2" Cuantía : 1.01 %	Estribos : 1eØ3/8"+X2rØ3/8"+Y2rØ3/8" Separación : 6 cm

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.3):

$s_l \geq s_{l,min}$ **50 mm ≥ 40 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. $s_{l,min}$: *40* mm

$s_1 = 1.5 \cdot d_b$ s_1 : *19* mm

$s_2 = 40$ mm s_2 : *40* mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$ s_3 : *20* mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. d_b : *12.7* mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. d_{ag} : *15* mm

Estribos

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de $s_{t,min}$ (Artículo 7.6.3):

$s_t \geq s_{t,min}$ **60 mm ≥ 40 mm** ✓

Donde:

$s_{t,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. $s_{t,min}$: *40* mm

$s_1 = 1.5 \cdot d_{b,t}$ s_1 : *14* mm

$\mathbf{s_2} = 40$ mm

$\mathbf{s_2}$: *40* mm

$\mathbf{s_3} = 1.33 \cdot d_{ag}$

$\mathbf{s_3}$: *20* mm

Siendo:

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal. $\mathbf{d_{b,t}}$: *9.5* mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. $\mathbf{d_{ag}}$: *15* mm

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder $s_{t,max}$ (Artículo 7.10.5.2):

$\mathbf{s_t \leq s_{t,max}}$ **60 mm** ≤ **203 mm** ✓

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3. $\mathbf{s_{t,max}}$: *203* mm

$\mathbf{s_1} = 16 \cdot d_b$

$\mathbf{s_1}$: *203* mm

$\mathbf{s_2} = 48 \cdot d_{b,t}$

$\mathbf{s_2}$: *457* mm

$\mathbf{s_3} = b_{min}$

$\mathbf{s_3}$: *300* mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra comprimida más delgada. $\mathbf{d_b}$: *12.7* mm

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal. $\mathbf{d_{b,t}}$: *9.5* mm

b_{min}: Menor dimensión del elemento sometido a compresión. $\mathbf{b_{min}}$: *300* mm

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos diámetro No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm), para barras longitudinales No. 10 (1-1/4") ó 32M (32 mm) o menores; y diámetro No. 4 (1/2") ó 12M (12 mm) como mínimo, para barras longitudinales No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm), No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm) y paquetes de barras (Artículo 7.10.5.1):

$d_b \leq$ 1-1/4" ó 32 mm $\rightarrow \mathbf{d_{b,t}} \geq$ 3/8" ó 10 mm **Ø3/8" ≥ 3/8" ó 10 mm** ✓

Donde:

d_b: Diámetro de la barra comprimida más gruesa. $\mathbf{d_b}$: *Ø1/2"*

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal. $\mathbf{d_{b,t}}$: *Ø3/8"*

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículo 10.9.1)

El área de refuerzo longitudinal, A_{st}, para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0.01 \cdot A_g$ ni mayor que $0.04 \cdot A_g$ (Artículo 10.9.1):

$\mathbf{A_{st}} \geq 0.01 \cdot A_g$ **15.20 cm² ≥ 15.00 cm²** ✓

$A_{st} \leq 0.04 \cdot A_g$ **15.20 cm² ≤ 60.00 cm²** ✓

Donde:

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *1500.00* cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

η : ***0.348*** ✓

Donde:

V_u: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{u,x}$: *20.79* kN

$V_{u,y}$: *2.48* kN

$\phi \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$\phi \cdot V_{n,x}$: *59.93* kN

$\phi \cdot V_{n,y}$: *105.04* kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.05 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(-Xexc.+)+0.5·V-".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

V_n : *79.91* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : *79.91* kN

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : *148.00* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón.

f'_c : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

A_s

ρ_w : *0.010*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. **A_s** : *10.14* cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *300* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *347* mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ **M_m** : *28.93* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *46.69* kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u** : *85.94* kN

h: Altura de un elemento. **h** : *500.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *1500.00* cm²

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$\mathbf{V_n} = V_c$$ **V_n** : *140.05* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$ **V_c** : *140.05* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

Siendo:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *500* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *197* mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ **M_m** : *-5.06* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *-5.72* kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u** : *85.94* kN

h: Altura de un elemento. **h** : *300.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *1500.00* cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

η : ***0.277*** ✓

Donde:

V_u: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{u,x}$: *17.25* kN

$V_{u,y}$: *0.19* kN

$\phi \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$\phi \cdot V_{n,x}$: *62.25* kN

$\phi \cdot V_{n,y}$: *102.45* kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.05 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM-SX-0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

V_n : *83.00* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : *83.00* kN

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : *144.34* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón.

f'_c : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : *0.010*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

A_s : *10.14* cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : *300* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : *347* mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ **M_m** : *13.97* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *25.65* kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u** : *56.54* kN

h: Altura de un elemento. **h** : *500.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *1500.00* cm²

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$\mathbf{V_n} = V_c$$ **V_n** : *136.60* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$ **V_c** : *136.60* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

Siendo:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *500* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *197* mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ **M_m** : *-5.02* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *-2.07* kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u** : *56.54* kN

h: Altura de un elemento. **h** : *300.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *1500.00* cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.05 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(-Xexc.+)+0.5·V-".

Se debe satisfacer:

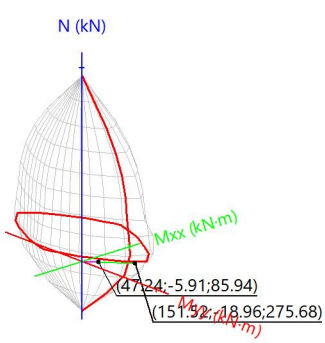
$$\sqrt{P^2 + M^2 \quad + M^2}$$

η : **0.307** ✓

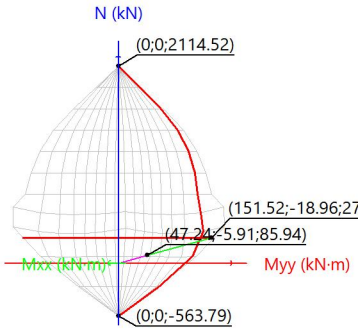
$$\eta_2 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}{\left(\phi \cdot P_n\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,x}\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,y}\right)^2}} \leq 1$$

η : **0.312** ✓

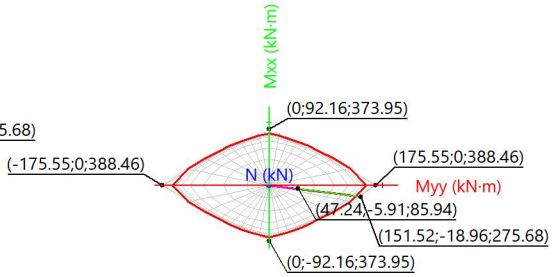
$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$ **85.94 kN ≤ 1572.89 kN** ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *85.94* kN

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$** : *-5.72* kN·m

$M_{u,y}$: *46.69* kN·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$\phi \cdot P_n$** : *280.14* kN

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. **$\phi \cdot M_{n,x}$** : *-18.64* kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *152.19* kN·m

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u,M_c 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.

P_u: Axil solicitante de cálculo pésimo. **P_u** : *85.94* kN

M_c: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. **$M_{c,x}$** : *-5.91* kN·m

$M_{c,y}$: *47.24* kN·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$\phi \cdot P_n$** : *275.68* kN

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. **$\phi \cdot M_{n,x}$** : *-18.96* kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *151.52* kN·m

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$ **47.3** > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *4.100* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : *8.66* cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$$\mathbf{P_u} = P_u$$ **P_u** : *85.94* kN

$$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$$ **M_c** : *-5.91* kN·m

Donde:

$$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$$ **M_2** : *-5.72* kN·m

Siendo:

$$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$$ **$M_{2,min}$** : *2.06* kN·m

h: Altura de un elemento. **h** : *300.00* mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$ **δ_{ns}** : *1.033*

Siendo:

$$\mathbf{P_c} = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ **P_c** : *3558.79* kN

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. **E_c** : *21551.49* MPa

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. **I_g** : *112500.00* cm4

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *4.100* m

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$ **28.4** > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *4.100* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : *14.43* cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$$\mathbf{P_u} = P_u$$

P_u : *85.94* kN

$$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$$ **M_c** : *47.24* kN·m

Donde:

$$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$$ **M_2** : *46.69* kN·m

Siendo:

$$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$$ **$M_{2,min}$** : *2.58* kN·m

h: Altura de un elemento. **h** : *500.00* mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$ **δ_{ns}** : *1.012*

Siendo:

$$\mathbf{P_c} = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ **P_c** : *9885.52* kN

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. **E_c** : *21551.49* MPa

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. **I_g** : *312500.00* cm4

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *4.100* m

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.75 \cdot \phi \cdot \left[0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\right]$$ **$\phi \cdot P_{n,max}$** : *1572.89* kN

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *1500.00* cm²

A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. **A_{st}** : *15.20* cm²

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 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

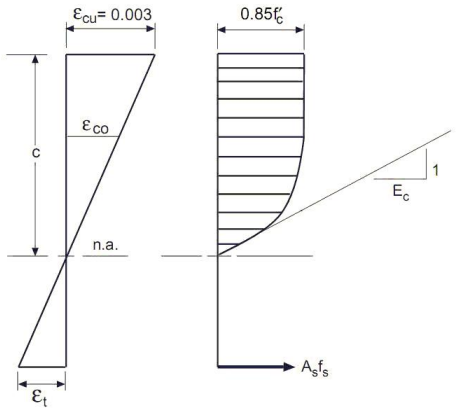
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

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

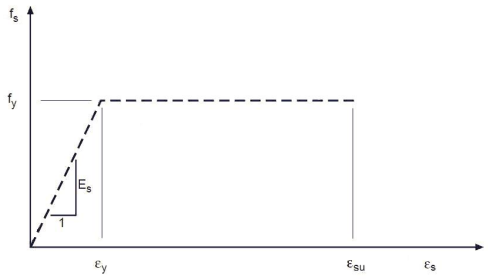


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **ε_{cu}** : *0.0030*

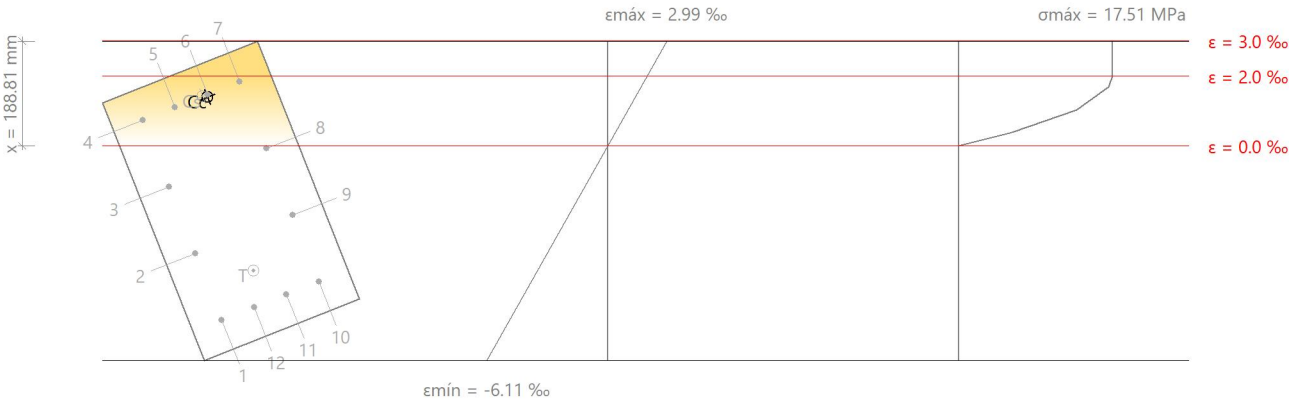
ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. **ε_{c0}** : *0.0020*

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

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)	f_s (MPa)	ε
1	Ø1/2"	-194.12	94.13	-412.02	-0.004964
2	Ø1/2"	-64.71	94.13	-412.02	-0.003061
3	Ø1/2"	64.71	94.13	-231.68	-0.001158
4	Ø1/2"	194.13	94.13	+148.92	+0.000745
5	Ø1/2"	194.13	31.38	+221.88	+0.001109
6	Ø1/2"	194.13	-31.37	+294.84	+0.001474
7	Ø1/2"	194.13	-94.12	+367.79	+0.001839
8	Ø1/2"	64.71	-94.12	-12.81	-0.000064
9	Ø1/2"	-64.71	-94.12	-393.41	-0.001967
10	Ø1/2"	-194.12	-94.12	-412.02	-0.003870
11	Ø1/2"	-194.12	-31.37	-412.02	-0.004234
12	Ø1/2"	-194.12	31.38	-412.02	-0.004599

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	518.24	189.82	-29.72
Cs	130.94	194.13	-22.15
T	341.84	-132.04	8.29

$$P_n = C_c + C_s - T$$

P_n : *307.34* kN

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{n,x}$: *-21.13* kN·m

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{n,y}$: *168.92* kN·m

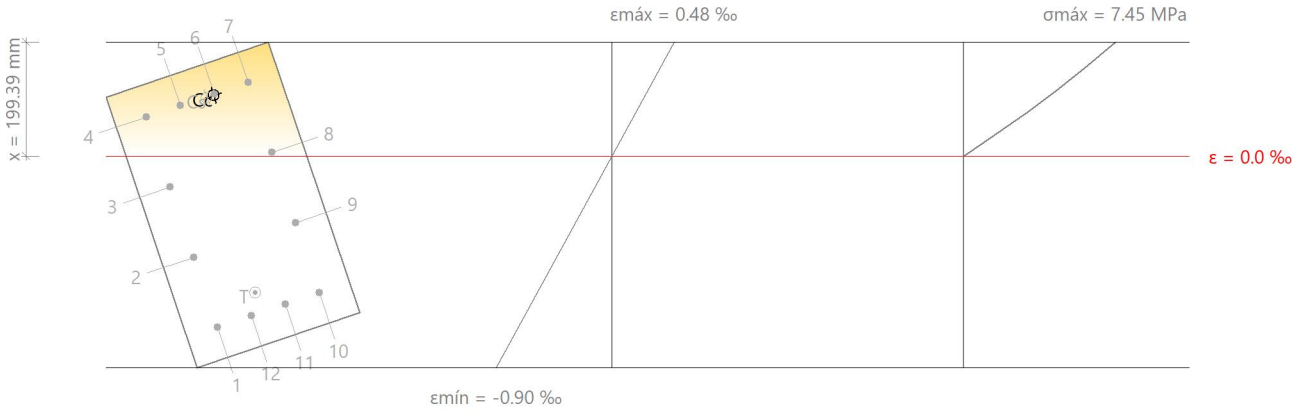
Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. **C_c** : *518.24* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. **C_s** : *130.94* kN

T: Resultante de tracciones en el acero.	**T** :	*341.84*	kN
$\mathbf{e_{cc}}$: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$\mathbf{e_{cc,x}}$:	*189.82*	mm
	$\mathbf{e_{cc,y}}$:	*-29.72*	mm
$\mathbf{e_{cs}}$: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$\mathbf{e_{cs,x}}$:	*194.13*	mm
	$\mathbf{e_{cs,y}}$:	*-22.15*	mm
$\mathbf{e_T}$: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$\mathbf{e_{T,x}}$:	*-132.04*	mm
	$\mathbf{e_{T,y}}$:	*8.29*	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	*0.0030*	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	*0.0050*	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	*17.51*	MPa
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	*412.02*	MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø1/2"	-194.12	94.13	-145.52	-0.000727
2	Ø1/2"	-64.71	94.13	-85.95	-0.000430
3	Ø1/2"	64.71	94.13	-26.38	-0.000132
4	Ø1/2"	194.13	94.13	+33.19	+0.000166
5	Ø1/2"	194.13	31.38	+42.95	+0.000215
6	Ø1/2"	194.13	-31.37	+52.71	+0.000263
7	Ø1/2"	194.13	-94.12	+62.46	+0.000312
8	Ø1/2"	64.71	-94.12	+2.90	+0.000014
9	Ø1/2"	-64.71	-94.12	-56.67	-0.000283
10	Ø1/2"	-194.12	-94.12	-116.24	-0.000581
11	Ø1/2"	-194.12	-31.37	-126.00	-0.000630
12	Ø1/2"	-194.12	31.38	-135.76	-0.000679

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	149.08	192.37	-29.75
Cs	24.61	192.20	-17.17
T	87.74	-157.61	11.99

$$P_u = C_c + C_s - T$$

P_u : *85.94* kN

$$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{c,x}$: *-5.91* kN·m

$$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{c,y}$: *47.24* kN·m

Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c** : *149.08* kN
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s** : *24.61* kN
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *87.74* kN
- **e_{cc}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cc,x}$** : *192.37* mm; **$e_{cc,y}$** : *-29.75* mm
- **e_{cs}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *192.20* mm; **$e_{cs,y}$** : *-17.17* mm
- **e_T**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{T,x}$** : *-157.61* mm; **$e_{T,y}$** : *11.99* mm
- **ε_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax}** : *0.0005*
- **ε_{smax}**: Deformación de la barra de acero más traccionada. — **ε_{smax}** : *0.0007*
- **σ_{cmax}**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — **σ_{cmax}** : *7.45* MPa
- **σ_{smax}**: Tensión de la barra de acero más traccionada. — **σ_{smax}** : *145.52* MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)-SX+0.3·SY".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{\left(\phi \cdot P_n\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,x}\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,y}\right)^2}} \leq 1$$

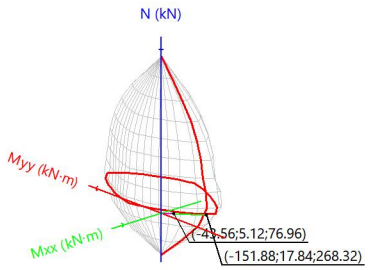
η : ***0.283*** ✓

$$\eta_2 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}{\left(\phi \cdot P_n\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,x}\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,y}\right)^2}} \leq 1$$

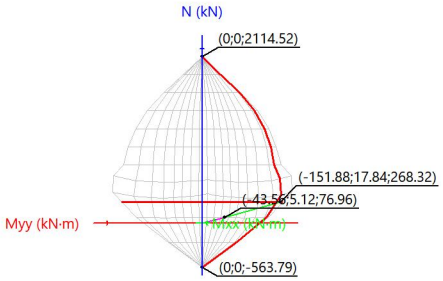
η : ***0.287*** ✓

$$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$$

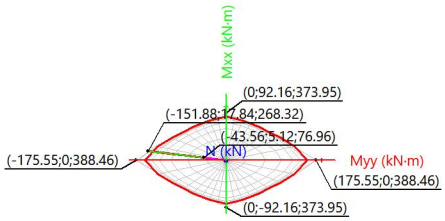
76.96 kN ≤ **1572.89 kN** ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *76.96* kN

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$** : *4.97* kN·m

$M_{u,y}$: *-43.11* kN·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$\phi \cdot P_n$** : *272.38* kN

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. **$\phi \cdot M_{n,x}$** : *17.59* kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *-152.57* kN·m

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u,M_c 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.

P_u: Axil solicitante de cálculo pésimo. **P_u** : *76.96* kN

M_c: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. **$M_{c,x}$** : *5.12* kN·m

$M_{c,y}$: *-43.56* kN·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$\phi \cdot P_n$** : *268.32* kN

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. **$\phi \cdot M_{n,x}$** : *17.84* kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *-151.88* kN·m

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$

47.3 > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *4.100* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : *8.66* cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$\mathbf{P_u} = P_u$ — **P_u** : *76.96* kN

$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$ — **M_c** : *5.12* kN·m

Donde:

$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$ — **M_2** : *4.97* kN·m

Siendo:

$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ — **$M_{2,min}$** : *1.85* kN·m

h: Altura de un elemento. — **h** : *300.00* mm

$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$ — **δ_{ns}** : *1.030*

Siendo:

$\mathbf{P_c} = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$ — **P_c** : *3558.79* kN

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. — **E_c** : *21551.49* MPa

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. — **I_g** : *112500.00* cm4

kl_u: Longitud efectiva. — **kl_u** : *4.100* m

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$ — **28.4** > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. — **kl_u** : *4.100* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. — **r** : *14.43* cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$\mathbf{P_u} = P_u$ — **P_u** : *76.96* kN

$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$ — **M_c** : *-43.56* kN·m

Donde:

$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$ — **M_2** : *-43.11* kN·m

Siendo:

$$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$$

$M_{2,min}$: *2.31* kN·m

h: Altura de un elemento. **h** : *500.00* mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$

δ_{ns} : *1.010*

Siendo:

$$\mathbf{P_c} = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$

P_c : *9885.52* kN

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. **E_c** : *21551.49* MPa

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. **I_g** : *312500.00* cm4

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *4.100* m

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.75 \cdot \phi \cdot \left[0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\right]$$

$\phi \cdot P_{n,max}$: *1572.89* kN

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *1500.00* cm²

A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. **A_{st}** : *15.20* cm²

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 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

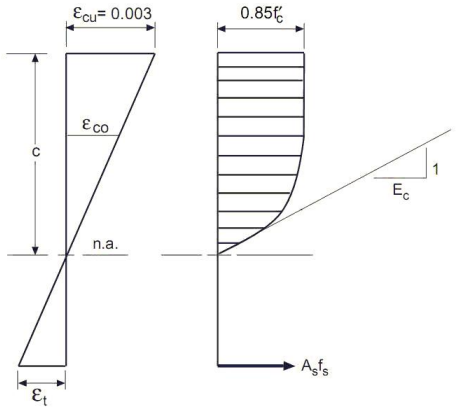
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

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

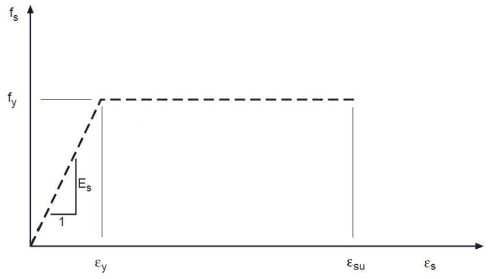


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **ε_{cu}** : *0.0030*

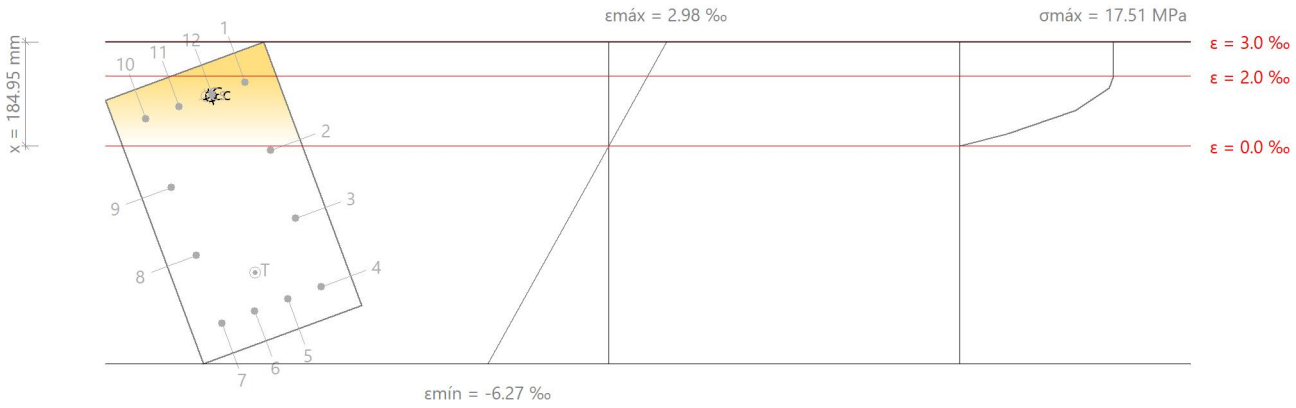
ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. **ε_{c0}** : *0.0020*

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

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)	f_s (MPa)	ε
1	Ø1/2"	-194.12	94.13	+365.19	+0.001826
2	Ø1/2"	-64.71	94.13	-26.49	-0.000132
3	Ø1/2"	64.71	94.13	-412.02	-0.002091
4	Ø1/2"	194.13	94.13	-412.02	-0.004049
5	Ø1/2"	194.13	31.38	-412.02	-0.004401
6	Ø1/2"	194.13	-31.37	-412.02	-0.004754
7	Ø1/2"	194.13	-94.12	-412.02	-0.005106
8	Ø1/2"	64.71	-94.12	-412.02	-0.003148
9	Ø1/2"	-64.71	-94.12	-238.02	-0.001190
10	Ø1/2"	-194.12	-94.12	+153.66	+0.000768
11	Ø1/2"	-194.12	-31.37	+224.17	+0.001121
12	Ø1/2"	-194.12	31.38	+294.68	+0.001473

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	513.39	-191.10	28.24
Cs	131.48	-194.12	21.32
T	346.73	130.14	-7.28

$$P_n = C_c + C_s - T$$

P_n : *298.14* kN

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{n,x}$: *19.82* kN·m

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{n,y}$: *-168.75* kN·m

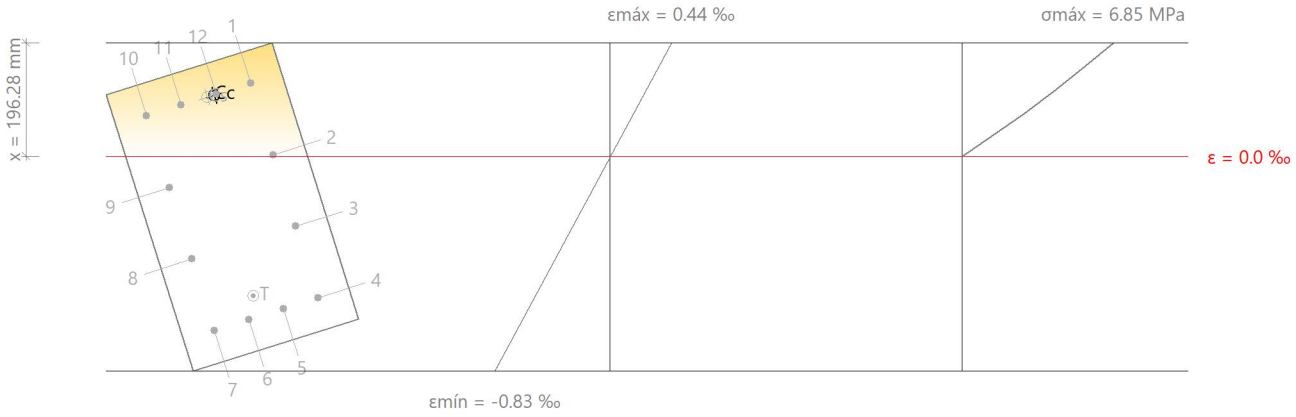
Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. **C_c** : *513.39* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. **C_s** : *131.48* kN

T: Resultante de tracciones en el acero.	**T** :	*346.73* kN
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	*-191.10* mm
	$e_{cc,y}$:	*28.24* mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	*-194.12* mm
	$e_{cs,y}$:	*21.32* mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	*130.14* mm
	$e_{T,y}$:	*-7.28* mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	*0.0030*
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	*0.0051*
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	*17.51* MPa
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	*412.02* MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø1/2"	-194.12	94.13	+56.47	+0.000282
2	Ø1/2"	-64.71	94.13	+1.24	+0.000006
3	Ø1/2"	64.71	94.13	-54.00	-0.000270
4	Ø1/2"	194.13	94.13	-109.24	-0.000546
5	Ø1/2"	194.13	31.38	-117.69	-0.000588
6	Ø1/2"	194.13	-31.37	-126.13	-0.000631
7	Ø1/2"	194.13	-94.12	-134.58	-0.000673
8	Ø1/2"	64.71	-94.12	-79.34	-0.000397
9	Ø1/2"	-64.71	-94.12	-24.11	-0.000121
10	Ø1/2"	-194.12	-94.12	+31.13	+0.000156
11	Ø1/2"	-194.12	-31.37	+39.58	+0.000198
12	Ø1/2"	-194.12	31.38	+48.03	+0.000240

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	136.34	-193.30	28.18
Cs	22.36	-193.22	15.68
T	81.73	157.70	-11.32

$$P_u = C_c + C_s - T$$ **P_u** : *76.96* kN

$$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$ **$M_{c,x}$** : *5.12* kN·m

$$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$ **$M_{c,y}$** : *-43.56* kN·m

Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c** : *136.34* kN
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s** : *22.36* kN
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *81.73* kN
- **e_{cc}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cc,x}$** : *-193.30* mm; **$e_{cc,y}$** : *28.18* mm
- **e_{cs}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *-193.22* mm; **$e_{cs,y}$** : *15.68* mm
- **e_T**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{T,x}$** : *157.70* mm; **$e_{T,y}$** : *-11.32* mm
- **ε_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax}** : *0.0004*
- **ε_{smax}**: Deformación de la barra de acero más traccionada. — **ε_{smax}** : *0.0007*
- **σ_{cmax}**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — **σ_{cmax}** : *6.85* MPa
- **σ_{smax}**: Tensión de la barra de acero más traccionada. — **σ_{smax}** : *134.58* MPa

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Rubro C.21)

La dimensión menor de la sección transversal medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 300 mm (Artículo C.21.6.1.1).

$b_1 \geq 300$ mm

300 mm ≥ 300 mm ✓

La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que R_{min} (Artículo C.21.6.1.2).

$$\frac{b}{h} \geq R_{min}$$

0.60 ≥ 0.35 ✓

Donde:

- **b**: Dimensión menor de la sección del soporte — **b** : *300* mm
- **h**: Dimensión perpendicular — **h** : *500* mm

$R_{min} = 0,35 \rightarrow b \leq 300$ mm

$R_{min} = 0,25 \rightarrow 300 \text{ mm} < b \leq 500$ mm

$R_{min} = 0,20 \rightarrow b > 500$ mm

R_{min} : *0.35*

El área del refuerzo longitudinal A_{st}, no debe ser menor que $A_{st,min}$ (Artículo C.21.6.3.1).

$A_{st} \geq A_{st,min}$

1520.40 mm² ≥ 1500.00 mm² ✓

Donde:

$A_{st,min} = 0,01 \cdot A_g$

$A_{st,min}$: *1500.00* mm²

Siendo:

A_g: Área bruta de la sección de concreto. **A_g** : *150000.00* mm²

El área del refuerzo longitudinal A_{st}, no debe ser mayor que $A_{st,max}$ (Artículo C.21.6.3.1).

$A_{st} \leq A_{st,max}$ **1520.40 mm² ≤ 6000.00 mm²** ✓

Donde:

$$A_{st,max} = 0,04 \cdot A_g$$ **$A_{st,max}$** : *6000.00* mm²

Siendo:

A_g: Área bruta de la sección de concreto. **A_g** : *150000.00* mm²

El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilineos h_x, no debe exceder 350 mm centro a centro en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento (Artículo C.21.6.4.2).

$h_x \leq 350$ mm **141 mm ≤ 350 mm** ✓

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares A_{sh}, no debe ser menor que $A_{sh,min}$ (Artículo C.21.6.4.4).

En el eje X:

$A_{sh} \geq A_{sh,min}$ **285.02 mm² ≥ 123.42 mm²** ✓

Donde:

$A_{sh,min}$: Valor máximo entre A_1, y A_2. **$A_{sh,min}$** : *123.42* mm²

$$A_1 = 0,3 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right]$$ **A_1** : *123.42* mm²

$$A_2 = 0,09 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$ **A_2** : *59.40* mm²

Siendo:

s: Espaciamiento medido de centro a centro de la armadura transversal. **s** : *60* mm

b_c: Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal. **b_c** : *220* mm

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto. **f'_c** : *20.60* MPa

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

A_g: Área bruta de la sección de concreto. **A_g** : *150000.00* mm²

A_{ch}: Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal. **A_{ch}** : *92400.00* mm²

En el eje Y:

$A_{sh} \geq A_{sh,min}$ **285.02 mm² ≥ 235.62 mm²** ✓

Donde:

$A_{sh,min}$: Valor máximo entre A_1, y A_2. **$A_{sh,min}$** : *235.62* mm²

$$A_1 = 0,3 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right]$$ **A_1** : *235.62* mm²

$$A_2 = 0,09 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$ **A_2** : *113.39* mm²

Siendo:

s: Espaciamiento medido de centro a centro de la armadura transversal. **s** : *60* mm

b_c: Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal. **b_c** : *420* mm

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto. **f'_c** : *20.60* MPa

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

A_g: Área bruta de la sección de concreto. **A_g** : *150000.00* mm²

A_{ch}: Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal. **A_{ch}** : *92400.00* mm²

La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder de s_{max} (Artículo C.21.6.4.3)

$s_0 \leq s_{max}$ **60 mm ≤ 75 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2 y s_3. **s_{max}** : *75* mm

$$s_1 = 6 \cdot \phi_{min}$$ **s_1** : *76* mm

$$s_2 = \frac{b_{min}}{4}$$ **s_2** : *75* mm

$$s_3 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \rightarrow \begin{cases} s_3 \leq 150 & \text{mm} \\ s_3 \geq 100 & \text{mm} \end{cases}$$ **s_3** : *150* mm

Siendo:

$Ø_{min}$: Diámetro de las armaduras longitudinales más pequeñas. **$Ø_{min}$** : *12.7* mm

b_{min}: Dimensión mínima del elemento. **b_{min}** : *300* mm

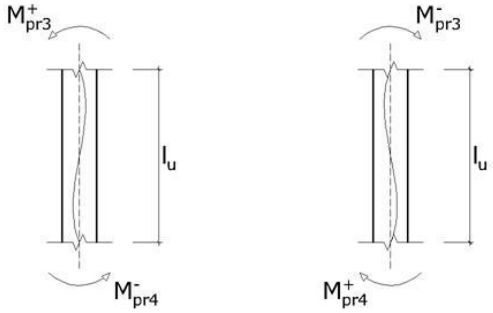
h_x: Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna. **h_x** : *141* mm

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

Cortante de diseño para columnas. (NSR-10, Título C)

La fuerza cortante de diseño, V_e, se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento (Artículo 21.6.5.1).
No es necesario que las fuerzas cortantes en el elemento sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos, basada en M_{pr} de los elementos transversales que llegan al nudo.



Se debe satisfacer:

$\phi \cdot V_n \geq V_e$

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia ϕ : *0.75*

V_n: Resistencia nominal a cortante.

V_e: Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1}, V_{e2}.

$$V_{e1} = \frac{M_{pr3}^{-} + M_{pr4}^{+}}{l_u}$$

$$V_{e2} = \frac{M_{pr3}^{+} + M_{pr4}^{-}}{l_u}$$

Siendo:

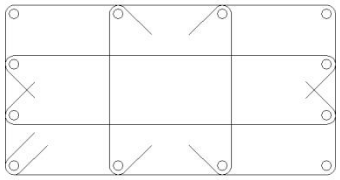
l_u: Longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión.

M_{pr}: Resistencia probable a la flexión del elemento, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos $1.25 \cdot f_y$.

	l_u (m)	M_{pr4}^{+} (t·m)	M_{pr4}^{-} (t·m)	M_{pr3}^{+} (t·m)	M_{pr3}^{-} (t·m)	V_{e1} (t)	V_{e2} (t)	V_e (t)	$\phi \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	4.10	15.55	15.55	15.29	15.29	7.52	7.52	7.52	24.09	✓ *
Cortante en el eje Y	4.10	8.36	8.36	8.25	8.25	4.05	4.05	4.05	22.79	✓

(*): pésimo

3. FUNDACIÓN

Datos de la columna		
	Geometría	
	Dimensiones : 50x30 cm Tramo : -0.225/0.000 m Altura libre : 0.00 m Recubrimiento geométrico : 4.0 cm Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : f'c=210 Acero : Grado 60 (Latinoamérica)	Plano ZX : 4.10 m Plano ZY : 4.10 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
	Esquina : 4Ø1/2" Cara X : 4Ø1/2" Cara Y : 4Ø1/2" Cuantía : 1.01 %	Estribos : 1eØ3/8"+X2rØ3/8"+Y2rØ3/8"

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

La comprobación no procede

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículo 10.9.1)

La comprobación no procede

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+0.5·Qa(3)+V(+Yexc.+)+V-.

Se debe satisfacer:

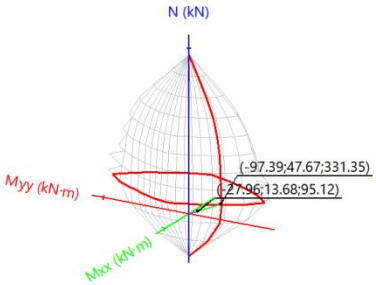
$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : ***0.280*** ✓

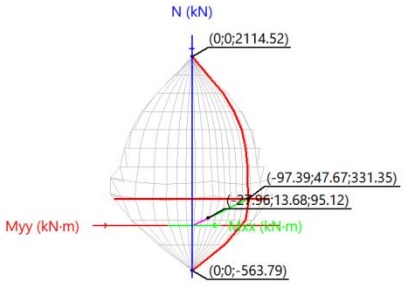
$$\eta_2 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : ***0.287*** ✓

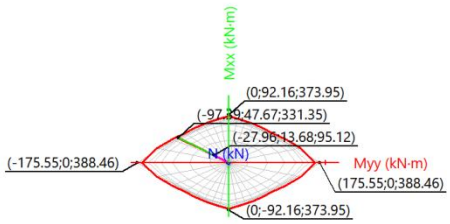
$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$ **95.12 kN ≤ 1572.89 kN** ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *95.12* kN

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$** : *13.20* kN·m

$M_{u,y}$: *-27.60* kN·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$\phi \cdot P_n$** : *339.89* kN

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. **$\phi \cdot M_{n,x}$** : *47.15* kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *-98.61* kN·m

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u,M_c 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.

P_u: Axil solicitante de cálculo pésimo. **P_u** : *95.12* kN

M_c: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. **$M_{c,x}$** : *13.68* kN·m

$M_{c,y}$: *-27.96* kN·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$\phi \cdot P_n$** : *331.35* kN

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. **$\phi \cdot M_{n,x}$** : *47.67* kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *-97.39* kN·m

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$ **47.3 > 22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *4.100* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : *8.66* cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$$\mathbf{P_u} = P_u$$ **P_u** : *95.12* kN

$$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$$ **M_c** : *13.68* kN·m

Donde:

$$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$$ **M_2** : *13.20* kN·m

Siendo:

$$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$$ **$M_{2,min}$** : *2.28* kN·m

h: Altura de un elemento. **h** : *300.00* mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$ **δ_{ns}** : *1.037*

Siendo:

$$\mathbf{P_c} = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ **P_c** : *3558.79* kN

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. **E_c** : *21551.49* MPa

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. **I_g** : *112500.00* cm4

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *4.100* m

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$ **28.4** > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *4.100* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : *14.43* cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$$\mathbf{P_u} = P_u$$ **P_u** : *95.12* kN

$$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$$ **M_c** : *-27.96* kN·m

Donde:

$$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$$

M_2 : *-27.60* kN·m

Siendo:

$$M_{2,min} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$$

$M_{2,min}$: *2.85* kN·m

h: Altura de un elemento. **h** : *500.00* mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$

δ_{ns} : *1.013*

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$

P_c : *9885.52* kN

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. **E_c** : *21551.49* MPa

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. **I_g** : *312500.00* cm4

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *4.100* m

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.75 \cdot \phi \cdot \left[0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\right]$$

$\phi \cdot P_{n,max}$: *1572.89* kN

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *1500.00* cm²

A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. **A_{st}** : *15.20* cm²

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 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

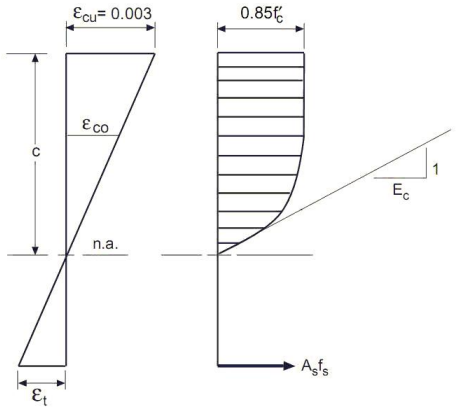
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

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

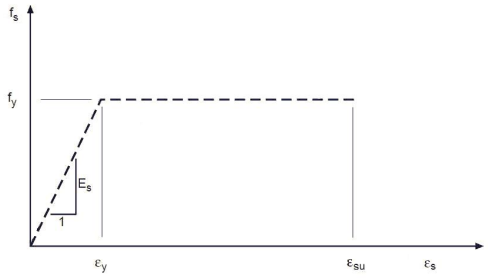


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **ε_{cu}** : *0.0030*

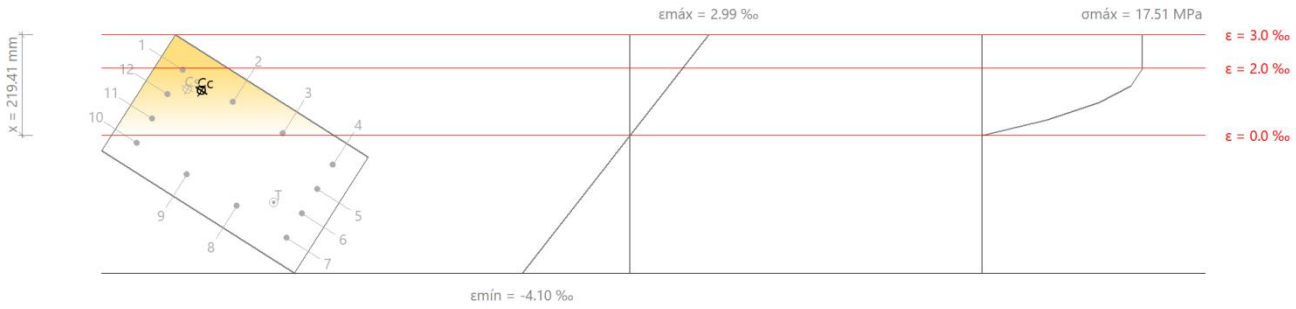
ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. **ε_{c0}** : *0.0020*

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

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)	f_s (MPa)	ε
1	Ø1/2"	-194.12	94.13	+387.26	+0.001936
2	Ø1/2"	-64.71	94.13	+198.80	+0.000994
3	Ø1/2"	64.71	94.13	+10.34	+0.000052
4	Ø1/2"	194.13	94.13	-178.12	-0.000890
5	Ø1/2"	194.13	31.38	-322.38	-0.001612
6	Ø1/2"	194.13	-31.37	-412.02	-0.002333
7	Ø1/2"	194.13	-94.12	-412.02	-0.003054
8	Ø1/2"	64.71	-94.12	-412.02	-0.002112
9	Ø1/2"	-64.71	-94.12	-233.98	-0.001170
10	Ø1/2"	-194.12	-94.12	-45.52	-0.000228
11	Ø1/2"	-194.12	-31.37	+98.74	+0.000494
12	Ø1/2"	-194.12	31.38	+243.00	+0.001215

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	585.66	-135.91	77.73
Cs	118.86	-163.85	64.66
T	255.43	128.87	-44.60

$$P_n = C_c + C_s - T$$

P_n : *449.08* kN

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{n,x}$: *64.60* kN·m

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{n,y}$: *-131.99* kN·m

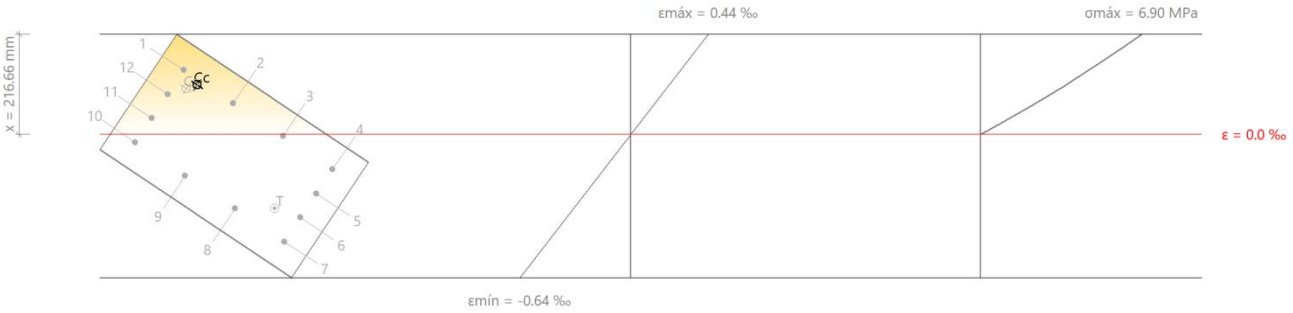
Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. **C_c** : *585.66* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. **C_s** : *118.86* kN

T: Resultante de tracciones en el acero.	**T** :	*255.43* kN
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	*-135.91* mm
	$e_{cc,y}$:	*77.73* mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	*-163.85* mm
	$e_{cs,y}$:	*64.66* mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	*128.87* mm
	$e_{T,y}$:	*-44.60* mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	*0.0030*
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	*0.0031*
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	*17.51* MPa
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	*412.02* MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø1/2"	-194.12	94.13	+56.97	+0.000285
2	Ø1/2"	-64.71	94.13	+27.57	+0.000138
3	Ø1/2"	64.71	94.13	-1.83	-0.000009
4	Ø1/2"	194.13	94.13	-31.23	-0.000156
5	Ø1/2"	194.13	31.38	-52.59	-0.000263
6	Ø1/2"	194.13	-31.37	-73.96	-0.000370
7	Ø1/2"	194.13	-94.12	-95.33	-0.000477
8	Ø1/2"	64.71	-94.12	-65.93	-0.000330
9	Ø1/2"	-64.71	-94.12	-36.53	-0.000183
10	Ø1/2"	-194.12	-94.12	-7.14	-0.000036
11	Ø1/2"	-194.12	-31.37	+14.23	+0.000071
12	Ø1/2"	-194.12	31.38	+35.60	+0.000178

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	124.28	-151.25	84.13
Cs	17.02	-167.57	64.21
T	46.19	136.53	-46.22

$$P_u = C_c + C_s - T$$

P_u : *95.12* kN

$$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{c,x}$: *13.68* kN·m

$$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{c,y}$: *-27.96* kN·m

Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c** : *124.28* kN
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s** : *17.02* kN
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *46.19* kN
- **e_{cc}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cc,x}$** : *-151.25* mm; **$e_{cc,y}$** : *84.13* mm
- **e_{cs}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *-167.57* mm; **$e_{cs,y}$** : *64.21* mm
- **e_T**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{T,x}$** : *136.53* mm; **$e_{T,y}$** : *-46.22* mm
- **ε_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax}** : *0.0004*
- **ε_{smax}**: Deformación de la barra de acero más traccionada. — **ε_{smax}** : *0.0005*
- **σ_{cmax}**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — **σ_{cmax}** : *6.90* MPa
- **σ_{smax}**: Tensión de la barra de acero más traccionada. — **σ_{smax}** : *95.33* MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)-SX+0.3·SY.

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{\left(\phi \cdot P_n\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,x}\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,y}\right)^2}} \leq 1$$

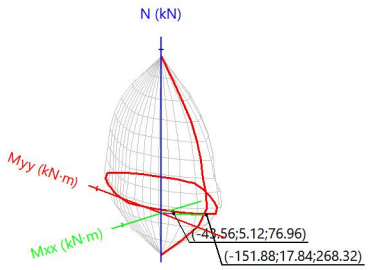
η : ***0.283*** ✓

$$\eta_2 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}{\left(\phi \cdot P_n\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,x}\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,y}\right)^2}} \leq 1$$

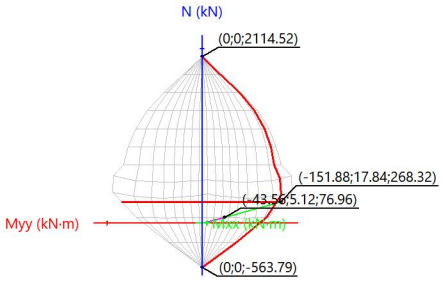
η : ***0.287*** ✓

$$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$$

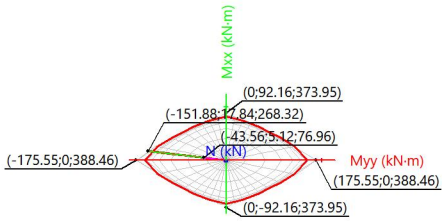
76.96 kN ≤ **1572.89 kN** ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *76.96* kN

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$** : *4.97* kN·m

$M_{u,y}$: *-43.11* kN·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$\phi \cdot P_n$** : *272.38* kN

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. **$\phi \cdot M_{n,x}$** : *17.59* kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *-152.57* kN·m

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u,M_c 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.

P_u: Axil solicitante de cálculo pésimo. **P_u** : *76.96* kN

M_c: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. **$M_{c,x}$** : *5.12* kN·m

$M_{c,y}$: *-43.56* kN·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$\phi \cdot P_n$** : *268.32* kN

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. **$\phi \cdot M_{n,x}$** : *17.84* kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *-151.88* kN·m

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$

47.3 > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *4.100* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : *8.66* cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$\mathbf{P_u} = P_u$ — **P_u** : *76.96* kN

$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$ — **M_c** : *5.12* kN·m

Donde:

$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$ — **M_2** : *4.97* kN·m

Siendo:

$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ — **$M_{2,min}$** : *1.85* kN·m

h: Altura de un elemento. — **h** : *300.00* mm

$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$ — **δ_{ns}** : *1.030*

Siendo:

$\mathbf{P_c} = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$ — **P_c** : *3558.79* kN

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. — **E_c** : *21551.49* MPa

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. — **I_g** : *112500.00* cm4

kl_u: Longitud efectiva. — **kl_u** : *4.100* m

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$ — **28.4** > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. — **kl_u** : *4.100* m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. — **r** : *14.43* cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$\mathbf{P_u} = P_u$ — **P_u** : *76.96* kN

$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$ — **M_c** : *-43.56* kN·m

Donde:

$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$ — **M_2** : *-43.11* kN·m

Siendo:

$$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$$

$M_{2,min}$: *2.31* kN·m

h: Altura de un elemento. **h** : *500.00* mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$

δ_{ns} : *1.010*

Siendo:

$$\mathbf{P_c} = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$

P_c : *9885.52* kN

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. **E_c** : *21551.49* MPa

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. **I_g** : *312500.00* cm4

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : *4.100* m

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.75 \cdot \phi \cdot \left[0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\right]$$

$\phi \cdot P_{n,max}$: *1572.89* kN

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *1500.00* cm²

A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. **A_{st}** : *15.20* cm²

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 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

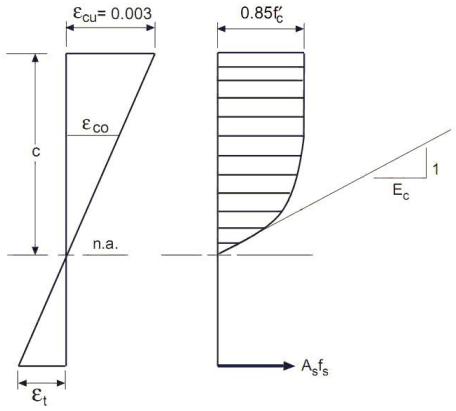
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

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

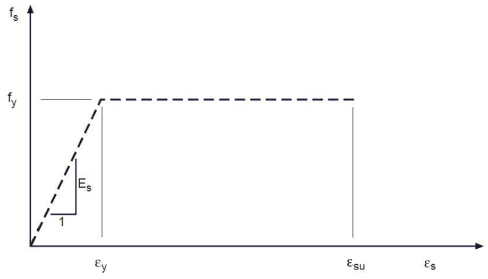


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **ε_{cu}** : *0.0030*

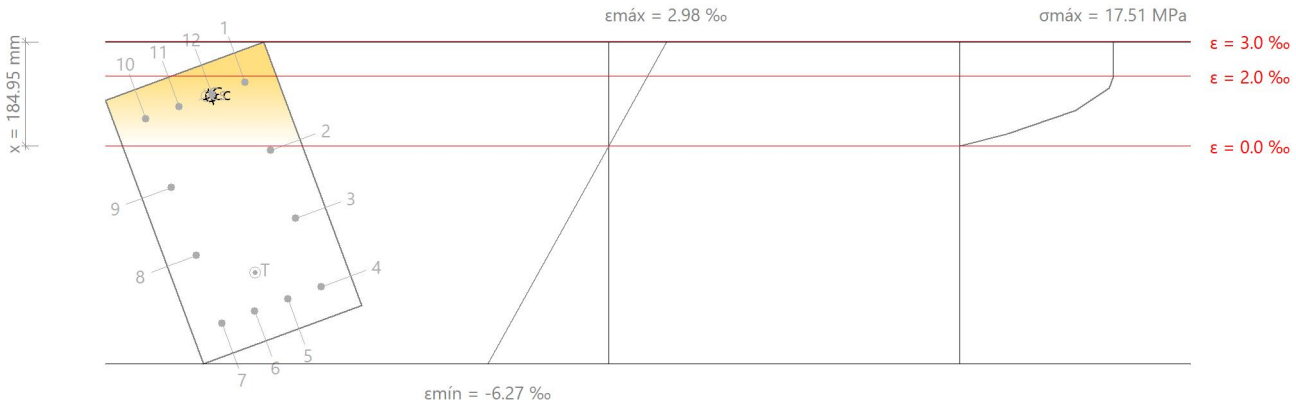
ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. **ε_{c0}** : *0.0020*

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

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)	f_s (MPa)	ε
1	Ø1/2"	-194.12	94.13	+365.19	+0.001826
2	Ø1/2"	-64.71	94.13	-26.49	-0.000132
3	Ø1/2"	64.71	94.13	-412.02	-0.002091
4	Ø1/2"	194.13	94.13	-412.02	-0.004049
5	Ø1/2"	194.13	31.38	-412.02	-0.004401
6	Ø1/2"	194.13	-31.37	-412.02	-0.004754
7	Ø1/2"	194.13	-94.12	-412.02	-0.005106
8	Ø1/2"	64.71	-94.12	-412.02	-0.003148
9	Ø1/2"	-64.71	-94.12	-238.02	-0.001190
10	Ø1/2"	-194.12	-94.12	+153.66	+0.000768
11	Ø1/2"	-194.12	-31.37	+224.17	+0.001121
12	Ø1/2"	-194.12	31.38	+294.68	+0.001473

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	513.39	-191.10	28.24
Cs	131.48	-194.12	21.32
T	346.73	130.14	-7.28

$$P_n = C_c + C_s - T$$

P_n : *298.14* kN

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{n,x}$: *19.82* kN·m

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{n,y}$: *-168.75* kN·m

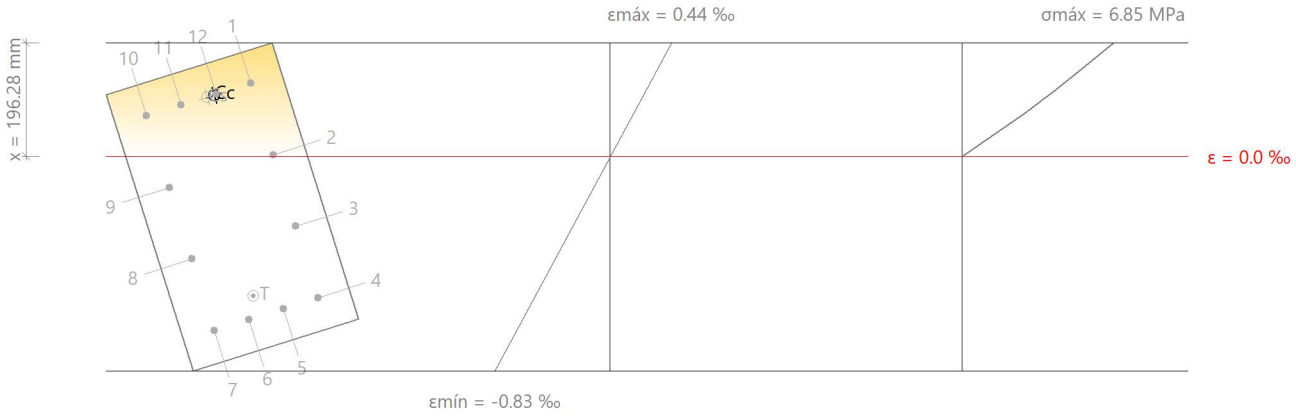
Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. **C_c** : *513.39* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. **C_s** : *131.48* kN

T: Resultante de tracciones en el acero.	**T** :	*346.73* kN
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	*-191.10* mm
	$e_{cc,y}$:	*28.24* mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	*-194.12* mm
	$e_{cs,y}$:	*21.32* mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	*130.14* mm
	$e_{T,y}$:	*-7.28* mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	*0.0030*
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	*0.0051*
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	*17.51* MPa
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	*412.02* MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø1/2"	-194.12	94.13	+56.47	+0.000282
2	Ø1/2"	-64.71	94.13	+1.24	+0.000006
3	Ø1/2"	64.71	94.13	-54.00	-0.000270
4	Ø1/2"	194.13	94.13	-109.24	-0.000546
5	Ø1/2"	194.13	31.38	-117.69	-0.000588
6	Ø1/2"	194.13	-31.37	-126.13	-0.000631
7	Ø1/2"	194.13	-94.12	-134.58	-0.000673
8	Ø1/2"	64.71	-94.12	-79.34	-0.000397
9	Ø1/2"	-64.71	-94.12	-24.11	-0.000121
10	Ø1/2"	-194.12	-94.12	+31.13	+0.000156
11	Ø1/2"	-194.12	-31.37	+39.58	+0.000198
12	Ø1/2"	-194.12	31.38	+48.03	+0.000240

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	136.34	-193.30	28.18
Cs	22.36	-193.22	15.68
T	81.73	157.70	-11.32

$$P_u = C_c + C_s - T$$ **P_u** : *76.96* kN

$$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$ **$M_{c,x}$** : *5.12* kN·m

$$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$ **$M_{c,y}$** : *-43.56* kN·m

Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. **C_c** : *136.34* kN
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. **C_s** : *22.36* kN
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. **T** : *81.73* kN
- **e_{cc}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. **$e_{cc,x}$** : *-193.30* mm; **$e_{cc,y}$** : *28.18* mm
- **e_{cs}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. **$e_{cs,x}$** : *-193.22* mm; **$e_{cs,y}$** : *15.68* mm
- **e_T**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. **$e_{T,x}$** : *157.70* mm; **$e_{T,y}$** : *-11.32* mm
- **ε_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. **ε_{cmax}** : *0.0004*
- **ε_{smax}**: Deformación de la barra de acero más traccionada. **ε_{smax}** : *0.0007*
- **σ_{cmax}**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. **σ_{cmax}** : *6.85* MPa
- **σ_{smax}**: Tensión de la barra de acero más traccionada. **σ_{smax}** : *134.58* MPa

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Rubro C.21)

La comprobación no procede

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

Cortante de diseño para columnas. (NSR-10, Título C)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

En las tablas de comprobación de pilares de acero no se muestran las comprobaciones con coeficiente de aprovechamiento inferior al 10%.

Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras

Arm.: Armadura mínima y máxima

Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante

N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales

Disp. S.: Criterios de diseño por sismo

Cap.: Diseño por capacidad

2. COLUMNAS

2.1. C1

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+4.5 (2.05 - 4.5 m)	50x30	Cabeza	Cumple	Cumple	15.5	21.4	Cumple	Cumple	21.4	G, Q, V[3]	Q	69.2	17.7	3.8	-1.1	-8.7	Cumple
										G, Q, S[4]	N,M S.	57.3	16.0	7.5	-4.7	-8.9	
		2.05 m	Cumple	Cumple	20.6	29.3	Cumple	Cumple	29.3	G, Q, S[5]	Q S.	77.9	-10.6	-33.2	-11.3	-5.4	Cumple
										G, Q, S[4]	N,M S.	75.4	-21.3	-12.0	-4.7	-8.8	
N+4.5 (0 - 2.05 m)	50x30	Pie	Cumple	Cumple	15.4	29.3	Cumple	Cumple	29.3	G, Q, V[3]	Q	87.3	-19.1	-2.7	-1.1	-8.7	Cumple
										G, Q, S[4]	N,M S.	75.4	-21.3	-12.0	-4.7	-8.8	
Fundación	50x30	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	29.3	N.P.[1]	Cumple	29.3	G, Q, S[4]	N,M S.	75.4	-21.3	-12.0	-4.7	-8.8	Cumple

Notas:
[1] La comprobación no procede
[2] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
[3] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+0.5·Qa(3)+V(-Yexc.-)+V-
[4] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)-0.3·SX-SY
[5] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)-SX-0.3·SY

2.2. C2

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+4.5 (2.05 - 4.5 m)	50x30	Cabeza	Cumple	Cumple	56.2	60.1	Cumple	Cumple	60.1	G, Q, V[3]	Q,N,M	151.2	-4.7	79.9	-33.6	2.1	Cumple
N+4.5 (0 - 2.05 m)	50x30	2.05 m	Cumple	Cumple	56.2	60.1	Cumple	Cumple	60.1	G, Q, V[3]	Q,N,M	151.2	-4.7	79.9	-33.6	2.1	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	53.6	39.4	Cumple	Cumple	53.6	G, Q, V[3]	Q	169.3	4.4	-61.0	-33.6	2.1	Cumple
										G, Q, V[4]	N,M	169.4	9.3	-55.9	-32.2	3.7	
Fundación	50x30	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	39.4	N.P.[1]	Cumple	39.4	G, Q, V[4]	N,M	169.4	9.3	-55.9	-32.2	3.7	Cumple

Notas:
[1] La comprobación no procede
[2] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
[3] 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(-Xexc.-)+0.5·V-
[4] 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(+Yexc.-)+0.5·V-

2.3. C3

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+4.5 (2.05 - 4.5 m)	50x30	Cabeza	Cumple	Cumple	60.1	64.3	Cumple	Cumple	64.3	G, Q, V[3]	Q	143.9	3.7	85.4	-35.9	-0.1	Cumple
										G, Q, V[4]	N,M	143.7	-3.6	84.4	-34.3	1.5	
N+4.5 (0 - 2.05 m)	50x30	2.05 m	Cumple	Cumple	60.1	64.3	Cumple	Cumple	64.3	G, Q, V[3]	Q	143.9	3.7	85.4	-35.9	-0.1	Cumple
										G, Q, V[4]	N,M	143.7	-3.6	84.4	-34.3	1.5	
		Pie	Cumple	Cumple	57.7	39.6	Cumple	Cumple	57.7	G, Q, V[3]	Q,N,M	162.0	4.1	-64.6	-35.9	-0.1	Cumple
Fundación	50x30	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	39.6	N.P.[1]	Cumple	39.6	G, Q, V[3]	N,M	162.0	4.1	-64.6	-35.9	-0.1	Cumple

Notas:
[1] La comprobación no procede
[2] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
[3] 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(-Xexc.+)+0.5·V-

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
[4] 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(+Yexc.+)+0.5·V-																	

2.4. C4

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+4.5 (2.05 - 4.5 m)	50x30	Cabeza	Cumple	Cumple	60.4	64.1	Cumple	Cumple	64.1	G, Q, V[3]	Q	150.9	3.8	85.7	-36.1	-0.2	Cumple
										G, Q, V[4]	N,M	150.7	-3.8	84.6	-34.5	1.3	
N+4.5 (0 - 2.05 m)	50x30	2.05 m	Cumple	Cumple	60.4	64.1	Cumple	Cumple	64.1	G, Q, V[3]	Q	150.9	3.8	85.7	-36.1	-0.2	Cumple
										G, Q, V[4]	N,M	150.7	-3.8	84.6	-34.5	1.3	
		Pie	Cumple	Cumple	57.9	40.3	Cumple	Cumple	57.9	G, Q, V[3]	Q,N,M	169.0	-4.3	-65.5	-36.1	-0.2	Cumple
Fundación	50x30	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	40.3	N.P.[1]	Cumple	40.3	G, Q, V[3]	N,M	169.0	-4.3	-65.5	-36.1	-0.2	Cumple

Notas:
[1] La comprobación no procede
[2] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
[3] 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(-Xexc.+)+0.5·V-
[4] 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(+Yexc.+)+0.5·V-

2.5. C5

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+4.5 (2.05 - 4.5 m)	50x30	Cabeza	Cumple	Cumple	34.8	35.9	Cumple	Cumple	35.9	G, Q, V[3]	Q,N,M	85.9	-5.9	47.2	-20.8	2.5	Cumple
N+4.5 (0 - 2.05 m)	50x30	2.05 m	Cumple	Cumple	34.8	35.9	Cumple	Cumple	35.9	G, Q, V[3]	Q,N,M	85.9	-5.9	47.2	-20.8	2.5	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	33.5	30.7	Cumple	Cumple	33.5	G, Q, V[3]	Q	104.0	4.6	-39.1	-20.8	2.5	Cumple
										G, Q, S[4]	N,M S.	77.0	5.1	-43.6	-16.7	2.7	
Fundación	50x30	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	30.7	N.P.[1]	Cumple	30.7	G, Q, S[4]	N,M S.	77.0	5.1	-43.6	-16.7	2.7	Cumple

Notas:
[1] La comprobación no procede
[2] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
[3] 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(-Xexc.+)+0.5·V-
[4] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)-SX+0.3·SY

2.6. C6

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+4.5 (2.025 - 4.5 m)	30x50	Cabeza	Cumple	Cumple	15.4	26.8	Cumple	Cumple	26.8	G, Q, V[3]	Q	46.2	3.7	17.6	-8.5	-1.9	Cumple
										G, Q, S[4]	N,M S.	45.7	2.4	20.7	-11.2	-4.0	
		2.025 m	Cumple	Cumple	21.1	36.3	Cumple	Cumple	36.3	G, Q, S[4]	Q S.,N,M S.	63.6	-13.5	-25.7	-11.2	-4.0	Cumple
N+4.5 (0 - 2.025 m)	30x50	Pie	Cumple	Cumple	15.2	36.3	Cumple	Cumple	36.3	G, Q, V[3]	Q	64.1	-3.9	-17.5	-8.5	-1.9	Cumple
										G, Q, S[4]	N,M S.	63.6	-13.5	-25.7	-11.2	-4.0	
Fundación	30x50	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	36.3	N.P.[1]	Cumple	36.3	G, Q, S[4]	N,M S.	63.6	-13.5	-25.7	-11.2	-4.0	Cumple

Notas:
[1] La comprobación no procede
[2] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
[3] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+V(-Xexc.+)+V+
[4] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)-SX-0.3·SY

2.7. C7

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+4.5 (2.05 - 4.5 m)	30x50	Cabeza	Cumple	Cumple	4.8	10.0	Cumple	Cumple	10.0	G, V[3]	Q	11.7	-2.6	-1.5	0.8	-3.3	Cumple
										G, Q, S[4]	N,M S.	21.4	-2.8	-7.5	5.2	-0.3	
		2.05 m	Cumple	Cumple	12.5	22.7	Cumple	Cumple	22.7	G, Q, S[5]	Q S.	35.9	30.9	0.9	0.5	7.3	Cumple
										G, Q, S[5]	N,M S.	37.4	29.0	5.0	2.1	6.9	
N+4.5 (0 - 2.05 m)	30x50	Pie	Cumple	Cumple	8.4	22.7	Cumple	Cumple	22.7	G, Q, V[6]	Q	35.6	20.3	0.9	0.3	4.9	Cumple
										G, Q, S[5]	N,M S.	37.4	29.0	5.0	2.1	6.9	
Fundación	30x50	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	22.7	N.P.[1]	Cumple	22.7	G, Q, S[5]	N,M S.	37.4	29.0	5.0	2.1	6.9	Cumple

Notas:
[1] La comprobación no procede
[2] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
[3] 0.9·PP+0.9·CM+V(-Yexc.-)+V+
[4] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+SX-0.3·SY
[5] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+0.3·SX+SY
[6] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+0.5·Qa(3)+V(+Yexc.-)+V-

2.8. C8

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+4.5 (2.025 - 4.5 m)	30x50	Cabeza	Cumple	Cumple	10.9	20.6	Cumple	Cumple	20.6	G, Q, V[3]	Q	48.5	4.2	-11.9	6.1	-1.5	Cumple
										G, Q, S[4]	N,M S.	46.2	4.7	-15.8	9.2	0.3	
		2.025 m	Cumple	Cumple	16.5	28.4	Cumple	Cumple	28.4	G, Q, S[4]	Q S.	64.0	5.1	22.1	9.2	0.3	Cumple
										G, Q, S[5]	N,M S.	64.4	-8.8	21.1	8.8	-3.0	
N+4.5 (0 - 2.025 m)	30x50	Pie	Cumple	Cumple	10.8	28.4	Cumple	Cumple	28.4	G, Q, V[3]	Q	66.4	-2.0	13.3	6.1	-1.5	Cumple
										G, Q, S[5]	N,M S.	64.4	-8.8	21.1	8.8	-3.0	
Fundación	30x50	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	28.4	N.P.[1]	Cumple	28.4	G, Q, S[5]	N,M S.	64.4	-8.8	21.1	8.8	-3.0	Cumple

Notas:
[1] La comprobación no procede
[2] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
[3] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+V(+Xexc.+)+V+
[4] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+SX+0.3·SY
[5] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+SX-0.3·SY

2.9. C9

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+4.5 (2.025 - 4.5 m)	30x50	Cabeza	Cumple	Cumple	10.9	20.2	Cumple	Cumple	20.2	G, Q, V[3]	Q	48.5	4.2	11.9	-6.1	-1.5	Cumple
										G, Q, S[4]	N,M S.	46.2	3.2	15.8	-9.2	-2.9	
		2.025 m	Cumple	Cumple	16.8	29.6	Cumple	Cumple	29.6	G, Q, S[4]	Q S.,N,M S.	64.1	-8.5	-22.1	-9.2	-2.9	Cumple
N+4.5 (0 - 2.025 m)	30x50	Pie	Cumple	Cumple	10.8	29.6	Cumple	Cumple	29.6	G, Q, V[3]	Q	66.4	-2.0	-13.3	-6.1	-1.5	Cumple
										G, Q, S[4]	N,M S.	64.1	-8.5	-22.1	-9.2	-2.9	
Fundación	30x50	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	29.6	N.P.[1]	Cumple	29.6	G, Q, S[4]	N,M S.	64.1	-8.5	-22.1	-9.2	-2.9	Cumple

Notas:
[1] La comprobación no procede
[2] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
[3] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+V(-Xexc.+)+V+
[4] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)-SX-0.3·SY

2.10. C10

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+4.5 (2.025 - 4.5 m)	30x50	Cabeza	Cumple	Cumple	15.4	27.1	Cumple	Cumple	27.1	G, Q, V[3]	Q	46.2	3.7	-17.6	8.5	-1.8	Cumple
										G, Q, S[4]	N,M S.	46.8	4.0	-20.5	11.1	-0.9	
		2.025 m	Cumple	Cumple	20.1	34.5	Cumple	Cumple	34.5	G, Q, S[4]	Q S.	64.6	2.0	25.6	11.1	-0.9	Cumple
										G, Q, S[5]	N,M S.	63.7	-12.2	24.8	10.9	-3.7	
N+4.5 (0 - 2.025 m)	30x50	Pie	Cumple	Cumple	15.2	34.5	Cumple	Cumple	34.5	G, Q, V[3]	Q	64.1	-3.8	17.5	8.5	-1.8	Cumple

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
										G, Q, S[5]	N,M S.	63.7	-12.2	24.8	10.9	-3.7	
Fundación	30x50	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	34.5	N.P.[1]	Cumple	34.5	G, Q, S[5]	N,M S.	63.7	-12.2	24.8	10.9	-3.7	Cumple

Notas:
[1] La comprobación no procede
[2] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
[3] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+V(+Xexc.+)+V+
[4] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+SX+0.3·SY
[5] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+SX-0.3·SY

2.11. C11

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+4.5 (2.05 - 4.5 m)	50x30	Cabeza	Cumple	Cumple	34.8	34.2	Cumple	Cumple	34.8	G, Q, V[3]	Q	85.9	-5.9	-47.2	20.8	2.5	Cumple
										G, Q, V[4]	N,M	85.2	-8.3	-45.6	18.5	4.4	
N+4.5 (0 - 2.05 m)	50x30	2.05 m	Cumple	Cumple	34.8	34.2	Cumple	Cumple	34.8	G, Q, V[3]	Q	85.9	-5.9	-47.2	20.8	2.5	Cumple
										G, Q, V[4]	N,M	85.2	-8.3	-45.6	18.5	4.4	
		Pie	Cumple	Cumple	33.5	33.2	Cumple	Cumple	33.5	G, Q, V[3]	Q	104.0	4.7	39.1	20.8	2.5	Cumple
										G, S[5]	N,M S.	74.5	-1.8	43.6	16.7	0.3	
Fundación	50x30	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	33.2	N.P.[1]	Cumple	33.2	G, S[5]	N,M S.	74.5	-1.8	43.6	16.7	0.3	Cumple

Notas:
[1] La comprobación no procede
[2] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
[3] 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(+Xexc.+)+0.5·V-
[4] 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(+Yexc.+)+0.5·V-
[5] 1.2·PP+1.2·CM+SX-0.3·SY

2.12. C12

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+4.5 (2.05 - 4.5 m)	50x30	Cabeza	Cumple	Cumple	60.4	55.9	Cumple	Cumple	60.4	G, Q, V[3]	Q,N,M	150.9	3.8	-85.7	36.1	-0.2	Cumple
N+4.5 (0 - 2.05 m)	50x30	2.05 m	Cumple	Cumple	60.4	55.9	Cumple	Cumple	60.4	G, Q, V[3]	Q,N,M	150.9	3.8	-85.7	36.1	-0.2	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	58.0	47.5	Cumple	Cumple	58.0	G, Q, V[3]	Q,N,M	169.0	-4.3	65.6	36.1	-0.2	Cumple
Fundación	50x30	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	47.5	N.P.[1]	Cumple	47.5	G, Q, V[3]	N,M	169.0	-4.3	65.6	36.1	-0.2	Cumple

Notas:
[1] La comprobación no procede
[2] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
[3] 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(+Xexc.+)+0.5·V-

2.13. C13

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+4.5 (2.05 - 4.5 m)	50x30	Cabeza	Cumple	Cumple	60.1	56.4	Cumple	Cumple	60.1	G, Q, V[3]	Q,N,M	143.9	3.7	-85.5	35.9	-0.1	Cumple
N+4.5 (0 - 2.05 m)	50x30	2.05 m	Cumple	Cumple	60.1	56.4	Cumple	Cumple	60.1	G, Q, V[3]	Q,N,M	143.9	3.7	-85.5	35.9	-0.1	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	57.8	43.1	Cumple	Cumple	57.8	G, Q, V[3]	Q	162.0	4.1	64.7	35.9	-0.1	Cumple
										G, Q, V[4]	N,M	161.9	-4.4	59.4	34.4	-1.5	
Fundación	50x30	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	43.1	N.P.[1]	Cumple	43.1	G, Q, V[4]	N,M	161.9	-4.4	59.4	34.4	-1.5	Cumple

Notas:
[1] La comprobación no procede
[2] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
[3] 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(+Xexc.+)+0.5·V-
[4] 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(-Yexc.+)+0.5·V-

2.14. C14

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+4.5 (2.05 - 4.5 m)	50x30	Cabeza	Cumple	Cumple	56.3	52.6	Cumple	Cumple	56.3	G, Q, V(3)	Q	151.2	-4.7	-80.0	33.7	2.1	Cumple
										G, Q, V(4)	N,M	151.3	-6.8	-78.9	32.2	3.7	
N+4.5 (0 - 2.05 m)	50x30	2.05 m	Cumple	Cumple	56.3	52.6	Cumple	Cumple	56.3	G, Q, V(3)	Q	151.2	-4.7	-80.0	33.7	2.1	Cumple
										G, Q, V(4)	N,M	151.3	-6.8	-78.9	32.2	3.7	
		Pie	Cumple	Cumple	53.7	40.9	Cumple	Cumple	53.7	G, Q, V(3)	Q	169.3	4.4	61.2	33.7	2.1	Cumple
										G, Q, V(5)	N,M	169.0	-4.3	56.1	32.2	0.6	
Fundación	50x30	Arranque	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(2)	40.9	N.P.(1)	Cumple	40.9	G, Q, V(5)	N,M	169.0	-4.3	56.1	32.2	0.6	Cumple

Notas:
(1) La comprobación no procede
(2) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
(3) 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(+Xexc.-)+0.5·V-
(4) 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(+Yexc.+)+0.5·V-
(5) 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(-Yexc.-)+0.5·V-

2.15. C15

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+4.5 (2.05 - 4.5 m)	50x30	Cabeza	Cumple	Cumple	15.5	21.0	Cumple	Cumple	21.0	G, Q, V(3)	Q,N,M	68.1	17.7	-3.1	0.8	-8.7	Cumple
		2.05 m	Cumple	Cumple	20.6	28.5	Cumple	Cumple	28.5	G, Q, S(4)	Q S.	77.7	-10.3	33.3	11.3	-5.3	Cumple
										G, Q, S(4)	N,M S.	77.8	-10.6	33.2	11.3	-5.4	
N+4.5 (0 - 2.05 m)	50x30	Pie	Cumple	Cumple	15.4	28.5	Cumple	Cumple	28.5	G, Q, V(3)	Q	86.2	-19.0	2.6	0.8	-8.7	Cumple
										G, Q, S(4)	N,M S.	77.8	-10.6	33.2	11.3	-5.4	
Fundación	50x30	Arranque	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(2)	28.5	N.P.(1)	Cumple	28.5	G, Q, S(4)	N,M S.	77.8	-10.6	33.2	11.3	-5.4	Cumple

Notas:
(1) La comprobación no procede
(2) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
(3) 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+0.5·Qa(3)+V(-Yexc.+)+V-
(4) 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+SX-0.3·SY

2.16. C16

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+4.5 (2.05 - 4.5 m)	30x50	Cabeza	Cumple	Cumple	4.9	9.6	Cumple	Cumple	9.6	G, V(3)	Q	10.2	-2.4	1.2	-0.7	-3.4	Cumple
										G, Q, S(4)	N,M S.	20.2	-2.6	7.2	-5.0	-0.3	
		2.05 m	Cumple	Cumple	11.9	21.5	Cumple	Cumple	21.5	G, Q, S(5)	Q S.	34.1	29.3	-0.8	-0.5	6.9	Cumple
										G, Q, S(5)	N,M S.	35.7	27.5	-5.0	-2.0	6.5	
N+4.5 (0 - 2.05 m)	30x50	Pie	Cumple	Cumple	8.3	21.5	Cumple	Cumple	21.5	G, Q, V(6)	Q	33.5	20.2	0.8	-0.2	4.8	Cumple
										G, Q, S(5)	N,M S.	35.7	27.5	-5.0	-2.0	6.5	
Fundación	30x50	Arranque	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(2)	21.5	N.P.(1)	Cumple	21.5	G, Q, S(5)	N,M S.	35.7	27.5	-5.0	-2.0	6.5	Cumple

Notas:
(1) La comprobación no procede
(2) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
(3) 0.9·PP+0.9·CM+V(-Yexc.+)+V+
(4) 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)-SX-0.3·SY
(5) 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)-0.3·SX+SY
(6) 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+0.5·Qa(3)+V(+Yexc.+)+V-

2.17. C17

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+4.5 (2.05 - 4.5 m)	30x50	Cabeza	Cumple	Cumple	6.5	13.9	Cumple	Cumple	13.9	G, Q, V(3)	Q	54.4	-4.0	-5.7	2.5	6.5	Cumple
										G, Q, S(4)	N,M S.	53.8	-6.1	-10.3	6.3	0.2	
		2.05 m	Cumple	Cumple	14.5	23.5	Cumple	Cumple	23.5	G, Q, S(5)	Q S.	72.4	32.0	1.8	0.9	8.5	Cumple
										G, Q, S(6)	N,M S.	72.2	30.2	7.4	3.4	8.1	
N+4.5 (0 - 2.05 m)	30x50	Pie	Cumple	Cumple	11.0	23.5	Cumple	Cumple	23.5	G, Q, V(3)	Q	72.5	22.9	4.8	2.5	6.5	Cumple

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
										G, Q, S[6]	N,M S.	72.2	30.2	7.4	3.4	8.1	
Fundación	30x50	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	23.5	N.P.[1]	Cumple	23.5	G, Q, S[6]	N,M S.	72.2	30.2	7.4	3.4	8.1	Cumple

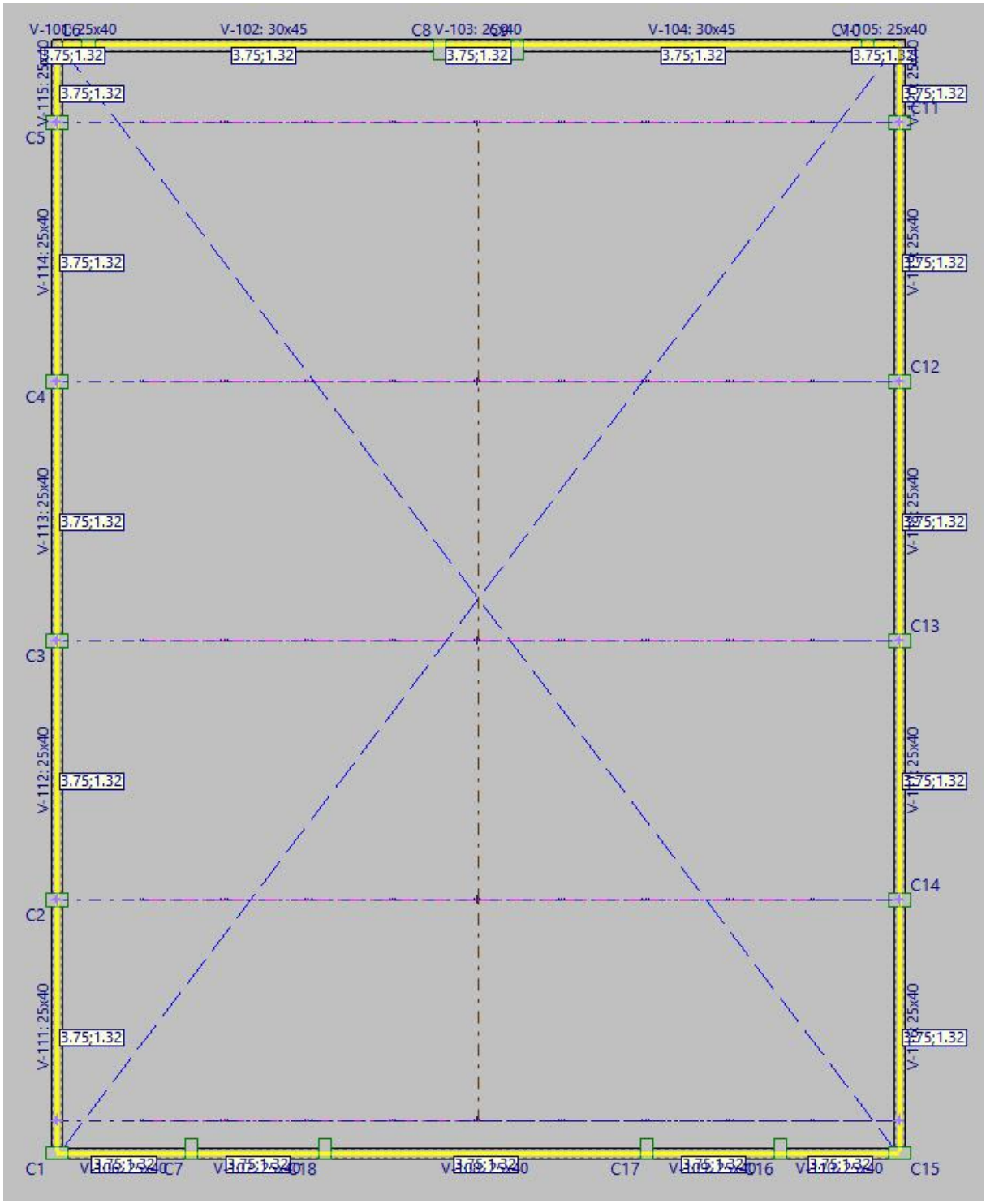
Notas:
[1] La comprobación no procede
[2] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
[3] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+0.5·Qa(3)+V(+Yexc.+)+V-
[4] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+SX-0.3·SY
[5] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)-0.3·SX+SY
[6] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+0.3·SX+SY

2.18. C18

Sección de hormigón																	
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (kN)	Mxx (kN·m)	Myy (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	
N+4.5 (2.05 - 4.5 m)	30x50	Cabeza	Cumple	Cumple	6.5	13.9	Cumple	Cumple	13.9	G, Q, V[3]	Q	53.9	-4.0	5.8	-2.5	6.5	Cumple
										G, Q, S[4]	N,M S.	53.2	-6.0	10.3	-6.3	0.2	
		2.05 m	Cumple	Cumple	14.7	24.3	Cumple	Cumple	24.3	G, Q, S[5]	Q S.	71.9	32.7	-1.8	-1.0	8.6	Cumple
										G, Q, S[6]	N,M S.	71.7	31.0	-7.6	-3.4	8.3	
N+4.5 (0 - 2.05 m)	30x50	Pie	Cumple	Cumple	10.9	24.3	Cumple	Cumple	24.3	G, Q, V[3]	Q	72.0	22.8	-4.8	-2.5	6.5	Cumple
										G, Q, S[6]	N,M S.	71.7	31.0	-7.6	-3.4	8.3	
Fundación	30x50	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	24.3	N.P.[1]	Cumple	24.3	G, Q, S[6]	N,M S.	71.7	31.0	-7.6	-3.4	8.3	Cumple

Notas:
[1] La comprobación no procede
[2] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
[3] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+0.5·Qa(3)+V(+Yexc.-)+V-
[4] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)-SX-0.3·SY
[5] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+0.3·SX+SY
[6] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)-0.3·SX+SY

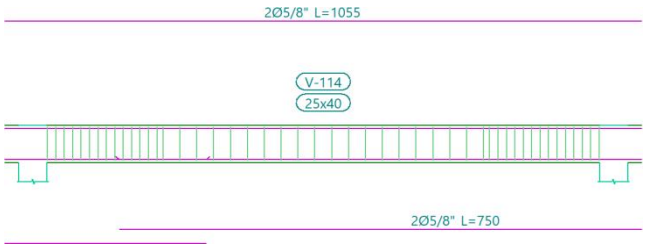
16. VIGAS AEREAS



16.1.1 VIGAS 25x40cm

1. DESCRIPCIÓN

Datos de la viga



Geometría	
Dimensiones	: 25x40
Luz libre	: 5.9 m
Recubrimiento geométrico superior	: 2.0 cm
Recubrimiento geométrico inferior	: 2.0 cm
Recubrimiento geométrico lateral	: 2.0 cm
Materiales	
Hormigón	: f'c=210
Armadura longitudinal	: Grado 60 (Latinoamérica)
Armadura transversal	: Grado 60 (Latinoamérica)

2. RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (NSR-10, TÍTULO C)																				Estado
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T_c	T_{st}	T_{sl}	TNM_x	TV_x	TV_y	TV_{xSt}	TV_{ySt}	$T,Disp._{sl}$	$T,Disp._{st}$	$T,Geom._{sl}$	$T,Arm._{st}$	Disp. S.	Cap. S	
V-114: C4 - C5	Cumple	Cumple	'1.311 m' η = 12.8	'0.000 m' η = 14.1	'0.000 m' η = 55.5	'0.000 m' η = 56.0	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.(1)	N.P.(1)	Cumple	'0.000 m' Cumple	**CUMPLE η = 56.0**

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_{st}: 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_{xSt}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.
TV_{ySt}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.
$T,Disp._{sl}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.
$T,Disp._{st}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.
$T,Geom._{sl}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.
$T,Arm._{st}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.
Disp. S.: Criterios de diseño por sismo
Cap. S: Cortante de diseño para vigas.
x: Distancia al origen de la barra
η: 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.

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (NSR-10, TÍTULO C)				Estado
	$s_{C,sup.}$	$s_{C,Lat.Der.}$	$s_{C,inf.}$	$s_{C,Lat.Izq.}$	
V-114: C4 - C5	x: 0 m Cumple	N.P.(1)	x: 3.278 m Cumple	N.P.(1)	**CUMPLE**

Notación:
$s_{C,sup.}$: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior
$s_{C,Lat.Der.}$: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha
$s_{C,inf.}$: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior
$s_{C,Lat.Izq.}$: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
(1) La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

Viga	**Activa (Característica)** $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/480$	Estado
V-114: C4 - C5	$f_{A,max}$: 2.18 mm $f_{A,lim}$: 12.29 mm	**CUMPLE**

3. COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-114: C4 - C5 (C4 - 1.311 m, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$\mathbf{s_l} \geq \mathbf{s_{l,min}}$ **159 mm ≥ 25 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. **$s_{l,min}$** : *25* mm

$\mathbf{s_1} = d_b$ **s_1** : *16* mm

$\mathbf{s_2} = 25$ mm **s_2** : *25* mm

$\mathbf{s_3} = 1.33 \cdot d_{ag}$ **s_3** : *20* mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. **d_b** : *15.9* mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. **d_{ag}** : *15* mm

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión negativa alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s, no debe ser menor que $A_{s,min}$ (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$\mathbf{A_s} \geq A_{s,min}$ **3.98 cm² ≥ 3.08 cm²** ✓

Donde:

$A_{s,min}$: Valor máximo de A_{s1}, A_{s2}. **$A_{s,min}$** : *3.08* cm²

$A_{s1} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$ **A_{s1}** : *2.50* cm²

$A_{s2} = \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$ **A_{s2}** : *3.08* cm²

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

b_w: Ancho del alma. **b_w** : *250* mm

d: Canto útil de la sección. **d** : *363* mm

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

η : ***0.128*** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **$V_{u,y}$** : *18.59* kN

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **$\phi \cdot V_{n,y}$** : *144.96* kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.311 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(1)+0.5·Qa(3)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$\mathbf{V_n} = V_c + V_s$$

V_n : *193.28* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$\mathbf{V_c} = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : *74.94* kN

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : *119.30* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : *0.006*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. **A_s** : *5.36* cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *250* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ **M_m** : *4.71* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *4.71* kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u** : *0.00* kN

h: Altura de un elemento. **h** : *400.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *1000.00* cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$\mathbf{V_s} = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$ **V_s** : *118.34* kN

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$\mathbf{V_s} = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$ **V_s** : *274.25* kN

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. **A_v** : *1.43* cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

$f_{yt} \not> 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *180* mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *250* mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$\mathbf{s} \leq \mathbf{s_{max}}$ **180 mm ≤ 185 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. **s_{max}** : *185* mm

$\mathbf{s_1} = d/2$ **s_1** : *185* mm

$\mathbf{s_2} = 600$ mm **s_2** : *600* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$\mathbf{A_v} \geq \mathbf{A_{v,min}}$ **1.43 cm² ≥ 0.38 cm²** ✓

Donde:

$\mathbf{A_{v,min}} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$ **$A_{v,min}$** : *0.31* cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$\mathbf{A_{v,min}} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$ **$A_{v,min}$** : *0.38* cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *250* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *180* mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

$f_{yt} \not> 420$ MPa

<u>Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas)</u> (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$ **η** : ***0.141*** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **$V_{u,y}$** : *24.97* kN

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **$\phi \cdot V_{n,y}$** : *177.50* kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+0.3·SX-SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$\mathbf{V_n} = V_c + V_s$

$\mathbf{V_n}$: *236.67* kN

El refuerzo transversal en la longitud l_o debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo $V_c = 0$ cuando la fuerza axial de compresión mayorada, P_u, incluyendo el efecto sísmico es menor que $A_g f'_c/20$.

$$\mathbf{V_c} = 0$$

$\mathbf{V_c}$: *0.00* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$\mathbf{V_s} = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

$\mathbf{V_s}$: *236.67* kN

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$\mathbf{V_s} = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$\mathbf{V_s}$: *274.25* kN

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. $\mathbf{A_v}$: *1.43* cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. $\mathbf{f_{yt}}$: *412.02* MPa

$f_{yt} \not> 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *90* mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. $\mathbf{f'_c}$: *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. $\mathbf{b_w}$: *250* mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$$\mathbf{s} \leq \mathbf{s_{max}}$$

90 mm ≤ **185 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. $\mathbf{s_{max}}$: *185* mm

$$\mathbf{s_1} = d/2$$

$\mathbf{s_1}$: *185* mm

$$\mathbf{s_2} = 600 \text{ mm}$$

$\mathbf{s_2}$: *600* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$\mathbf{A_v \geq A_{v,min}}$ **1.43 cm² ≥ 0.19 cm²** ✓

Donde:

$$\mathbf{A_{v,min}} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$A_{v,min}$: *0.15* cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$\mathbf{A_{v,min}} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$$

$A_{v,min}$: *0.19* cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *250* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *90* mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

$f_{yt} \not> 420$ MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : ***0.555*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *0.00* kN

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$** : *-27.88* kN·m

$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$\phi \cdot P_n$** : *0.00* kN

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. **$\phi \cdot M_{n,x}$** : *-50.22* kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *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 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

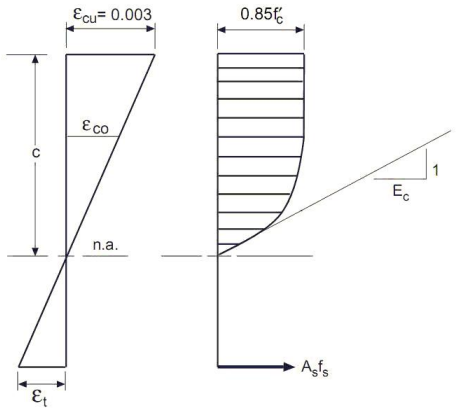
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

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

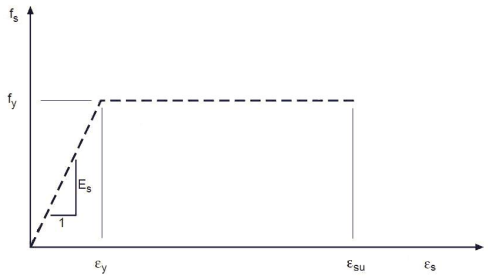


f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c** : *20.60* MPa

εcu: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **εcu** : *0.0030*

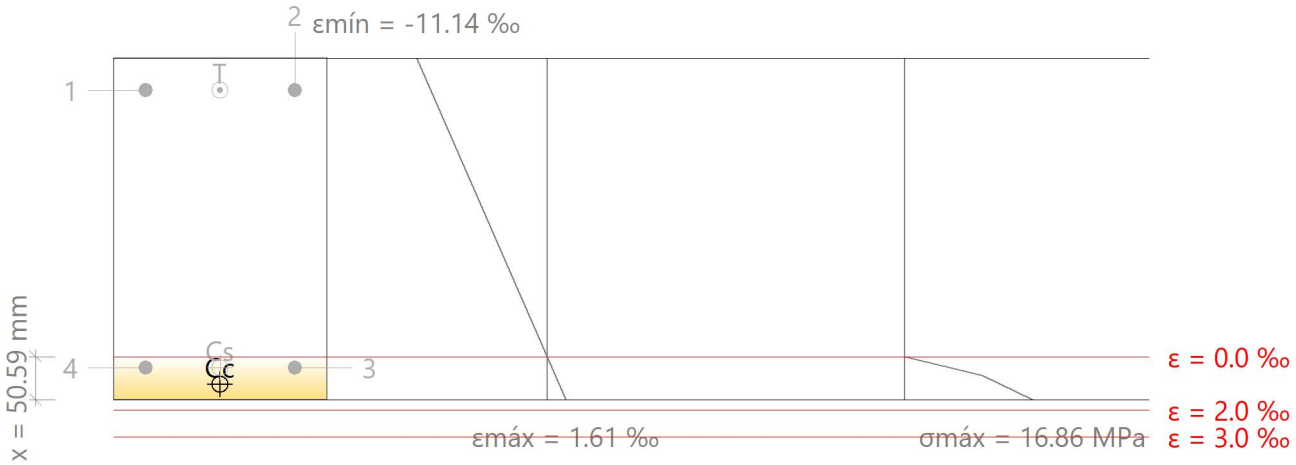
εc0: Deformación unitaria bajo carga máxima. **εc0** : *0.0020*

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

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)	f_s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-87.54	162.54	-412.02	-0.009950
2	Ø5/8"	87.54	162.54	-412.02	-0.009950
3	Ø5/8"	87.54	-162.54	+83.77	+0.000419
4	Ø5/8"	-87.54	-162.54	+83.77	+0.000419

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	130.64	0.00	-181.58
Cs	33.34	0.00	-162.54
T	163.98	0.00	162.54

$$P_n = C_c + C_s - T$$

P_n : *0.00* kN

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{n,x}$: *-55.80* kN·m

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{n,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. **C_c** : *130.64* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. **C_s** : *33.34* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. **T** : *163.98* 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; **$e_{cc,y}$** : *-181.58* mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. **$e_{cs,x}$** : *0.00* mm; **$e_{cs,y}$** : *-162.54* 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; **$e_{T,y}$** : *162.54* mm

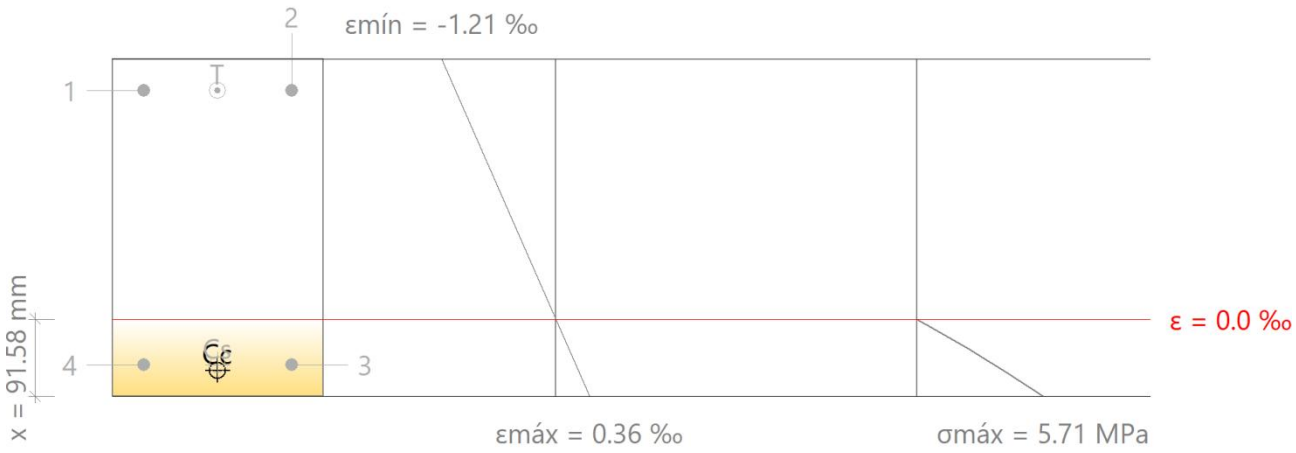
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. **ε_{cmax}** : *0.0016*

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. **ε_{smax}** : *0.0100*

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. **σ_{cmax}** : *16.86* MPa

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. **σ_{smax}** : *412.02* MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-87.54	162.54	-212.10	-0.001060
2	Ø5/8"	87.54	162.54	-212.10	-0.001060
3	Ø5/8"	87.54	-162.54	+42.37	+0.000212
4	Ø5/8"	-87.54	-162.54	+42.37	+0.000212

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	67.56	0.00	-168.99
Cs	16.86	0.00	-162.54
T	84.42	0.00	162.54

$$P_u = C_c + C_s - T$$

P_u : *0.00* kN

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{u,x}$: *-27.88* kN·m

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$ **$M_{u,y}$** : *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. **C_c** : *67.56* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. **C_s** : *16.86* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. **T** : *84.42* 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; **$e_{cc,y}$** : *-168.99* mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. **$e_{cs,x}$** : *0.00* mm; **$e_{cs,y}$** : *-162.54* 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; **$e_{T,y}$** : *162.54* mm

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. **ε_{cmax}** : *0.0004*

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. **ε_{smax}** : *0.0011*

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. **σ_{cmax}** : *5.71* MPa

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. **σ_{smax}** : *212.10* MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{\left(\phi \cdot P_n\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,x}\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,y}\right)^2}} \leq 1$$

η : ***0.560*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *0.00* kN

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$** : *-28.11* kN·m; **$M_{u,y}$** : *0.00* kN·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$\phi \cdot P_n$** : *0.00* kN

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. **$\phi \cdot M_{n,x}$** : *-50.22* kN·m; **$\phi \cdot M_{n,y}$** : *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 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

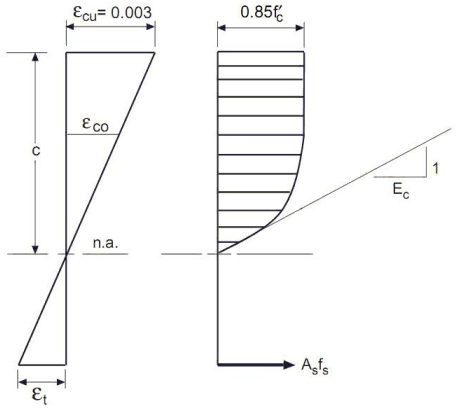
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

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

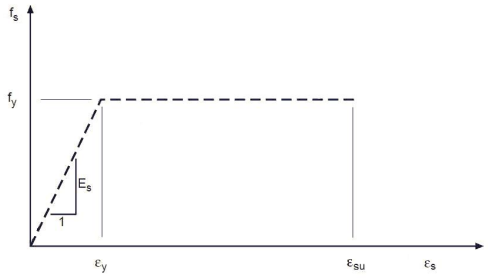


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **ε_{cu}** : *0.0030*

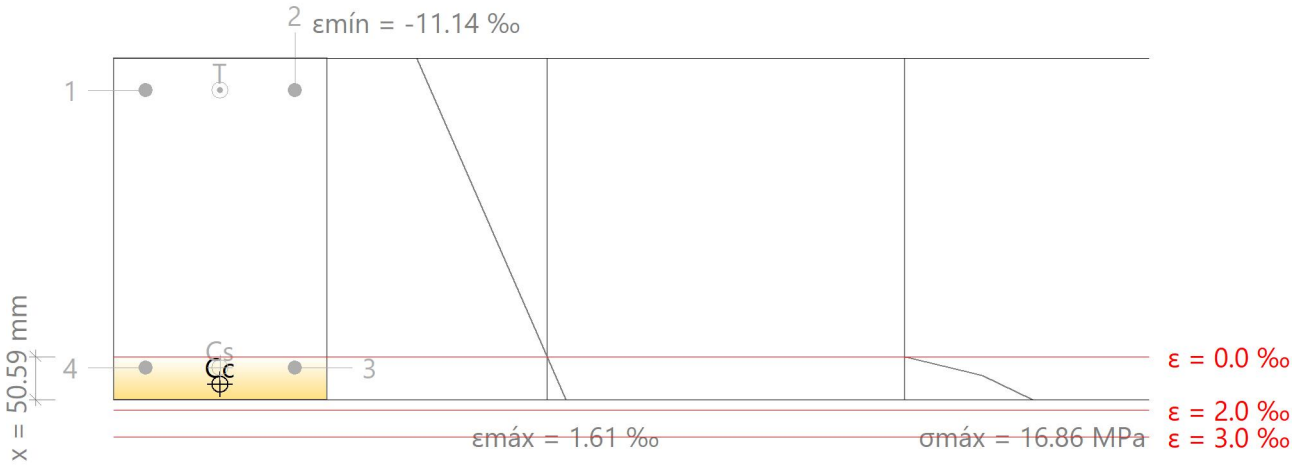
ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. **ε_{c0}** : *0.0020*

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

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)	f_s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-87.54	162.54	-412.02	-0.009950
2	Ø5/8"	87.54	162.54	-412.02	-0.009950
3	Ø5/8"	87.54	-162.54	+83.77	+0.000419
4	Ø5/8"	-87.54	-162.54	+83.77	+0.000419

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	130.64	0.00	-181.58
Cs	33.34	0.00	-162.54
T	163.98	0.00	162.54

$$P_n = C_c + C_s - T$$

P_n : *0.00* kN

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{n,x}$: *-55.80* kN·m

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{n,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c** : *130.64* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s** : *33.34* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *163.98* 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; **$e_{cc,y}$** : *-181.58* mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *0.00* mm; **$e_{cs,y}$** : *-162.54* 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; **$e_{T,y}$** : *162.54* mm

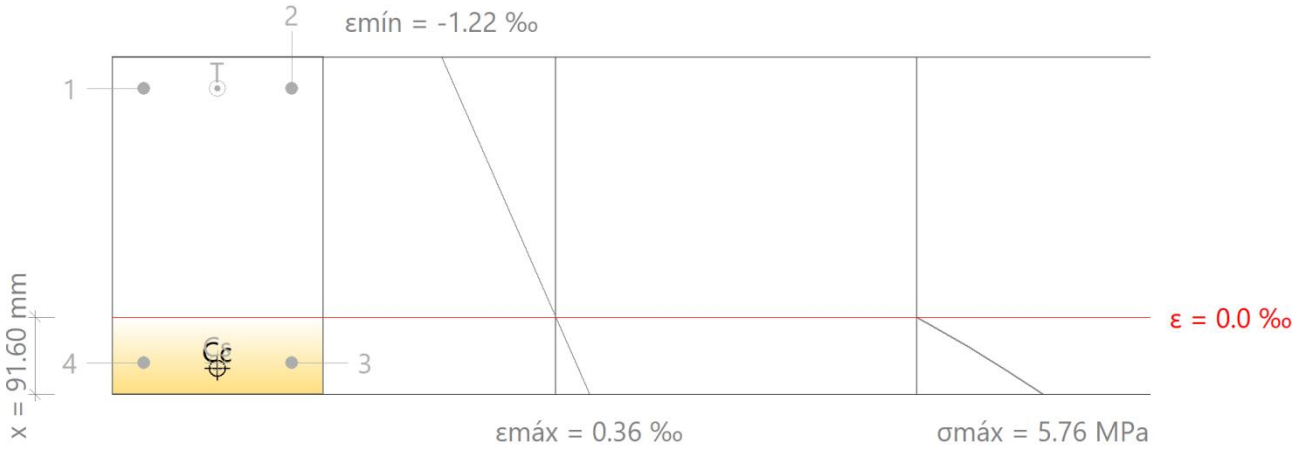
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax}** : *0.0016*

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. ε_{smax} : *0.0100*

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. σ_{cmax} : *16.86* MPa

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. σ_{smax} : *412.02* MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-87.54	162.54	-213.85	-0.001069
2	Ø5/8"	87.54	162.54	-213.85	-0.001069
3	Ø5/8"	87.54	-162.54	+42.73	+0.000214
4	Ø5/8"	-87.54	-162.54	+42.73	+0.000214

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	68.11	0.00	-168.98
Cs	17.01	0.00	-162.54
T	85.11	0.00	162.54

$P_u = C_c + C_s - T$ **P_u** : *0.00* kN

$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ **$M_{u,x}$** : *-28.11* kN·m

$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ **$M_{u,y}$** : *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. **C_c** : *68.11* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. **C_s** : *17.01* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. **T** : *85.11* 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; **$e_{cc,y}$** : *-168.98* mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de **$e_{cs,x}$** : *0.00* mm

los ejes X e Y.	$e_{cs,y}$:	*-162.54*	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
	$e_{T,y}$:	*162.54*	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	*0.0004*	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	*0.0011*	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	*5.76*	MPa
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	*213.85*	MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.6)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.7)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 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 (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

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 (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)

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 transversal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Rubro C.21)

La luz libre del elemento no debe ser menor que cuatro veces su altura útil (Articulo 21.5.1.2).

$l_n \geq 4 \cdot d$ **5900 mm ≥ 1452 mm** ✓

Donde:

l_n: Luz libre del elemento. **l_n** : *5900* mm

d: Altura útil. **d** : *363* mm

El ancho del elemento no debe ser menor que $b_{w,min}$ (Articulo 21.5.1.3).

$b_w \geq b_{w,min}$ **250 mm ≥ 120 mm** ✓

Donde:

b_w: Ancho del elemento. **b_w** : *250* mm

$b_{w,min}$: Valor mínimo de b_1, b_2. **$b_{w,min}$** : *120* mm

Siendo:

$b_1 = 250$ mm **b_1** : *250* mm

$b_2 = 0,3 \cdot h$ **b_2** : *120* mm

Donde:

h: Altura del elemento. **h** : *400* mm

El ancho del elemento no debe exceder el ancho del elemento de apoyo mas una distancia a cada lado del elemento de apoyo a_{min} (Articulo 21.5.1.4).

$b_w \leq c_2 + a_{min}$ **250 mm ≤ 725 mm** ✓

Donde:

b_w: Ancho del elemento. **b_w** : *250* mm

c_2: Ancho del elemento de apoyo. **c_2** : *500* mm

a_{min}: Valor mínimo de a_1, a_2. **a_{min}** : *225* mm

$a_1 = c_2$ **a_1** : *500* mm

$a_2 = 0,75 \cdot c_1$ **a_2** : *225* mm

Siendo:

c_1: Dimensión total del elemento de apoyo. **c_1** : *300* mm

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que A_{min} (Articulo 21.5.2.1).

$A_b \geq A_{min}$ **398.00 mm² ≥ 308.36 mm²** ✓

Donde:

A_b: Area de la armadura de refuerzo superior. **A_b** : *398.00* mm²

$$A_{min} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$ **A_{min}** : *308.36* mm²

Donde:

b_w: Ancho del elemento. **b_w** : *250* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que A_{min} (Articulo 21.5.2.1).

$A_b \geq A_{min}$ **398.00 mm² ≥ 308.36 mm²** ✓

Donde:

A_b: Area de la armadura de refuerzo inferior. **A_b** : *398.00* mm²

$$A_{min} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$ **A_{min}** : *308.36* mm²

Donde:

b_w: Ancho del elemento. **b_w** : *250* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025 (Articulo 21.5.2.1).

$\rho \leq 0,025$ **0.004 ≤ 0.025** ✓

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025 (Articulo 21.5.2.1).

$\rho \leq 0,025$ **0.004 ≤ 0.025** ✓

Al menos dos barras deben disponerse en forma continua, tanto en la parte superior como en la inferior (Articulo 21.5.2.1).

$n \geq 2$ **2 ≥ 2** ✓

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de s_{max} (Artículo C.21.5.3.2).

$s_0 \leq s_{max}$ **90 mm ≤ 95 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2 y s_3. **s_{max}** : *95* mm

$$s_1 = \frac{d}{4}$$ **s_1** : *95* mm

$$s_2 = 6 \cdot \phi_{min}$$ **s_2** : *100* mm

$$s_3 = 150 \quad mm$$ **s_3** : *150* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

Ø$_{min}$: Diámetro de las armaduras longitudinales más pequeñas. **Ø$_{min}$** : *15.9* mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un cuarto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo C.21.5.2.2).

$\phi \cdot M_{n,neg} \geq \frac{1}{4} \cdot \phi \cdot M_{n,a,neg}$ **50215930 N·mm ≥ 13948870 N·mm** ✓

Donde:

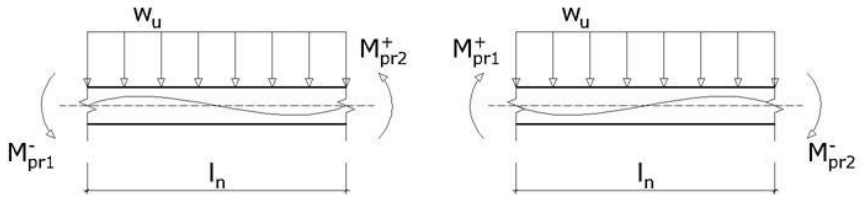
Ø·M$_{n,neg}$: Resistencia a momento negativo. **Ø·M$_{n,neg}$** : *50215930* N·mm

Ø·M$_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos. **Ø·M$_{n,a,neg}$** : *55795478* N·mm

Cortante de diseño para vigas. (NSR-10, Título C)

La fuerza cortante de diseño, V_e, se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizadas entre los

extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable, M_{pr}, y que el elemento está además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz (Artículo 21.5.4.1).



Se debe satisfacer:

$\phi \cdot V_n \geq V_e$ **18.09 t ≥ 4.25 t** ✓

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia — **ϕ** : *0.75*

V_n: Resistencia nominal a cortante. — **V_n** : *24.12* t

V_e: Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1},V_{e2}. — **V_e** : *4.25* t

$$V_{e1} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{pr1}^{-} + M_{pr2}^{+}}{l_n}$$

V_{e1} : *4.25* t

$$V_{e2} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{pr1}^{+} + M_{pr2}^{-}}{l_n}$$

V_{e2} : *4.25* t

Siendo:

w_u: Carga mayorada por unidad de longitud de viga. — **w_u** : *0.63* t/m

l_n: Luz libre medida entre caras de los apoyos. — **l_n** : *5.90* m

M_{pr}: Resistencia probable a la flexión del elemento, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos $1.25 \cdot f_y$.

M_{pr1}^{+} : *7.06* t·m

M_{pr1}^{-} : *7.06* t·m

M_{pr2}^{+} : *7.06* t·m

M_{pr2}^{-} : *7.06* t·m

V-114: C4 - C5 (0.656 m - C5, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$\mathbf{s_l} \geq \mathbf{s_{l,min}}$ **159 mm ≥ 25 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. **$s_{l,min}$** : *25* mm

$\mathbf{s_1} = d_b$ **s_1** : *16* mm

$\mathbf{s_2} = 25$ mm **s_2** : *25* mm

$\mathbf{s_3} = 1.33 \cdot d_{ag}$ **s_3** : *20* mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. **d_b** : *15.9* mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. **d_{ag}** : *15* mm

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión negativa alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s, no debe ser menor que $A_{s,min}$ (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$\mathbf{A_s} \geq A_{s,min}$ **3.98 cm² ≥ 3.08 cm²** ✓

Donde:

$A_{s,min}$: Valor máximo de A_{s1}, A_{s2}. **$A_{s,min}$** : *3.08* cm²

$A_{s1} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$ **A_{s1}** : *2.50* cm²

$A_{s2} = \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$ **A_{s2}** : *3.08* cm²

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

b_w: Ancho del alma. **b_w** : *250* mm

d: Canto útil de la sección. **d** : *363* mm

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C,

Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

η : **0.128** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{u,y}$: *18.59* kN

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. $\phi \cdot V_{n,y}$: *144.96* kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.311 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(1)+0.5·Qa(3)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

V_n : *193.28* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : *74.94* kN

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : *119.30* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : *0.006*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. A_s : *5.36* cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : *250* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

M_m : *4.71* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *4.71* kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u** : *0.00* kN

h: Altura de un elemento. **h** : *400.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *1000.00* cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$\mathbf{V_s} = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$ **V_s** : *118.34* kN

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$\mathbf{V_s} = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$ **V_s** : *274.25* kN

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. **A_v** : *1.43* cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

$f_{yt} \not> 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *180* mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *250* mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$\mathbf{s} \leq \mathbf{s_{max}}$ **180 mm** ≤ **185 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. **s_{max}** : *185* mm

$\mathbf{s_1} = d/2$ **s_1** : *185* mm

$\mathbf{s_2} = 600$ mm **s_2** : *600* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$\mathbf{A_v \geq A_{v,min}}$ **1.43 cm² ≥ 0.38 cm²** ✓

Donde:

$\mathbf{A_{v,min}} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$ **$A_{v,min}$:** *0.31* cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$\mathbf{A_{v,min}} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$ **$A_{v,min}$:** *0.38* cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c :** *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w :** *250* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s :** *180* mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt} :** *412.02* MPa

$f_{yt} \not> 420$ MPa

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$ **η :** ***0.128*** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **$V_{u,y}$:** *22.64* kN

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **$\phi \cdot V_{n,y}$:** *177.50* kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.656 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+0.3·SX-SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$\mathbf{V_n} = V_c + V_s$ **V_n :** *236.67* kN

El refuerzo transversal en la longitud l_o debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo $V_c = 0$ cuando la fuerza axial de compresión mayorada, P_u, incluyendo el efecto sísmico es menor que $A_g f'_c/20$.

$$\mathbf{V_c} = 0$$

V_c : *0.00* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$\mathbf{V_s} = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

V_s : *236.67* kN

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$\mathbf{V_s} = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

V_s : *274.25* kN

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. **A_v** : *1.43* cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

$f_{yt} \not> 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *90* mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *250* mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$$\mathbf{s} \leq \mathbf{s_{max}}$$

90 mm ≤ **185 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. **s_{max}** : *185* mm

$$\mathbf{s_1} = d/2$$

s_1 : *185* mm

$$\mathbf{s_2} = 600 \text{ mm}$$

s_2 : *600* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo

elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$\mathbf{A_v} \geq \mathbf{A_{v,min}}$ **1.43 cm² ≥ 0.19 cm²** ✓

Donde:

$$\mathbf{A_{v,min}} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$A_{v,min}$: *0.15* cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$\mathbf{A_{v,min}} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$$

$A_{v,min}$: *0.19* cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *250* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *90* mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

$f_{yt} \not> 420$ MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.950 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : ***0.454*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *0.00* kN

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$** : *22.81* kN·m

$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$\phi \cdot P_n$** : *0.00* kN

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. **$\phi \cdot M_{n,x}$** : *50.22* kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *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 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

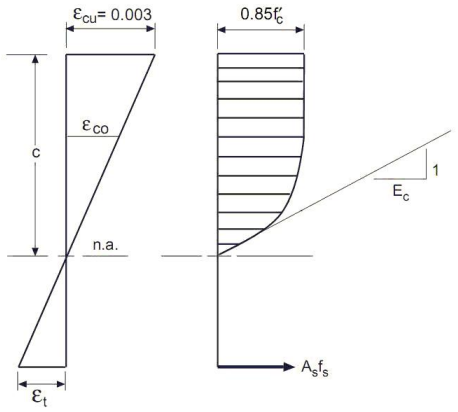
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

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

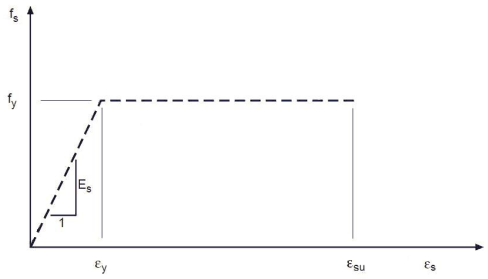


f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c** : *20.60* MPa

εcu: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **εcu** : *0.0030*

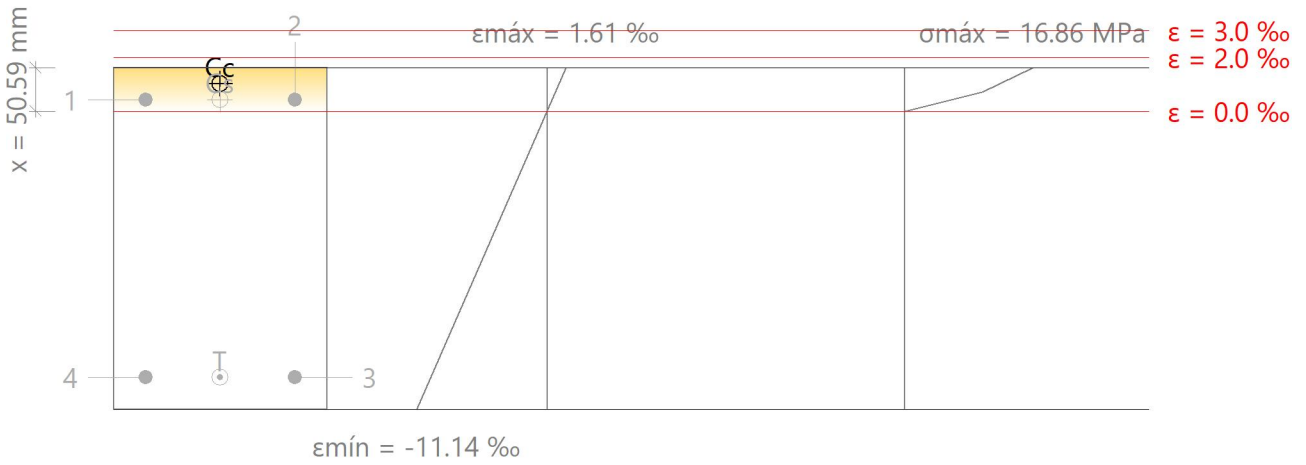
εc0: Deformación unitaria bajo carga máxima. **εc0** : *0.0020*

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



fy: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **fy** : *412.02* MPa

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)	f_s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-87.54	162.54	+83.77	+0.000419
2	Ø5/8"	87.54	162.54	+83.77	+0.000419
3	Ø5/8"	87.54	-162.54	-412.02	-0.009950
4	Ø5/8"	-87.54	-162.54	-412.02	-0.009950

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	130.64	0.00	181.58
Cs	33.34	0.00	162.54
T	163.98	0.00	-162.54

$$P_n = C_c + C_s - T$$

P_n : *0.00* kN

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{n,x}$: *55.80* kN·m

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{n,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c** : *130.64* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s** : *33.34* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *163.98* 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; **$e_{cc,y}$** : *181.58* mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *0.00* mm; **$e_{cs,y}$** : *162.54* 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; **$e_{T,y}$** : *-162.54* mm

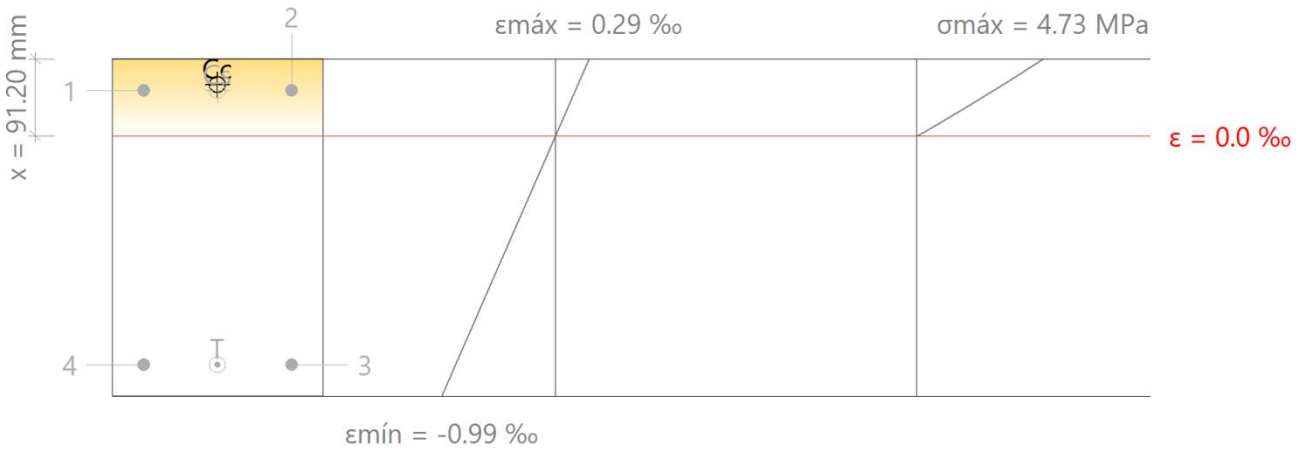
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. ε_{cmax} : *0.0016*

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. ε_{smax} : *0.0100*

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. σ_{cmax} : *16.86* MPa

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. σ_{smax} : *412.02* MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-87.54	162.54	+34.35	+0.000172
2	Ø5/8"	87.54	162.54	+34.35	+0.000172
3	Ø5/8"	87.54	-162.54	-173.42	-0.000867
4	Ø5/8"	-87.54	-162.54	-173.42	-0.000867

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	55.35	0.00	169.21
Cs	13.67	0.00	162.54
T	69.02	0.00	-162.54

$$P_u = C_c + C_s - T$$

P_u : *0.00* kN

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{u,x}$: *22.81* kN·m

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. **C_c** : *55.35* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. **C_s** : *13.67* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. **T** : *69.02* 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

$e_{cc,y}$: *169.21* mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	**$e_{cs,x}$** :	*0.00*	mm
	$e_{cs,y}$:	*162.54*	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
	$e_{T,y}$:	*-162.54*	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	*0.0003*	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	*0.0009*	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	*4.73*	MPa
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	*173.42*	MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.278 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{\left(\phi \cdot P_n\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,x}\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,y}\right)^2}} \leq 1$$

η : ***0.400*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo.	**P_u** :	*0.00*	kN
M_u: Momento de cálculo de primer orden.	**$M_{u,x}$** :	*20.06*	kN·m
	$M_{u,y}$:	*0.00*	kN·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.	**$\phi \cdot P_n$** :	*0.00*	kN
$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.	**$\phi \cdot M_{n,x}$** :	*50.22*	kN·m
	$\phi \cdot M_{n,y}$:	*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 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

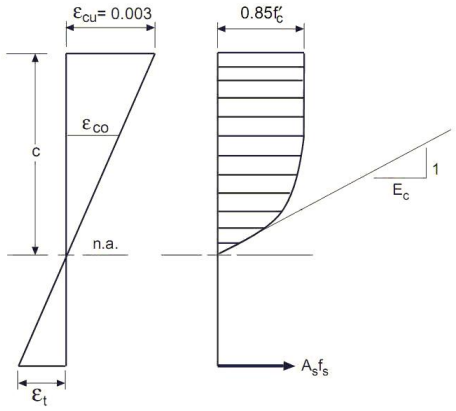
(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola

rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

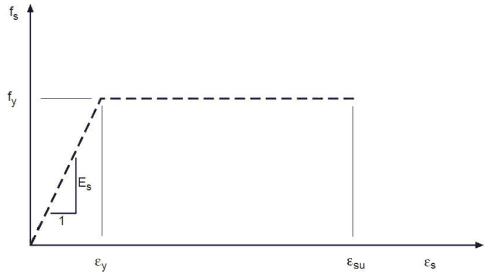


f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c** : *20.60* MPa

εcu: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **εcu** : *0.0030*

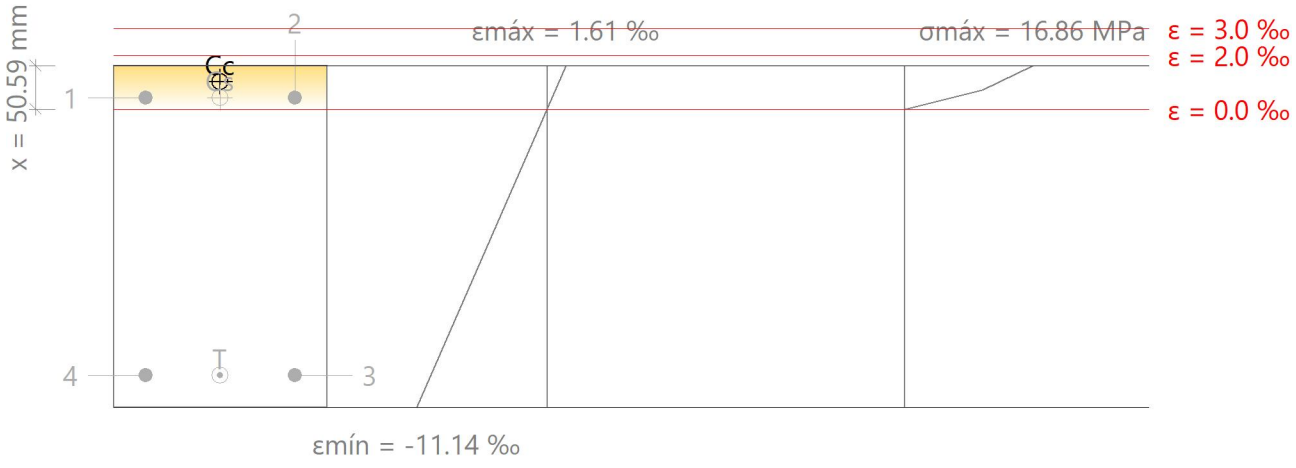
εc0: Deformación unitaria bajo carga máxima. **εc0** : *0.0020*

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



fy: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **fy** : *412.02* MPa

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)	f_s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-87.54	162.54	+83.77	+0.000419
2	Ø5/8"	87.54	162.54	+83.77	+0.000419
3	Ø5/8"	87.54	-162.54	-412.02	-0.009950
4	Ø5/8"	-87.54	-162.54	-412.02	-0.009950

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	130.64	0.00	181.58
Cs	33.34	0.00	162.54
T	163.98	0.00	-162.54

$$P_n = C_c + C_s - T$$

P_n : *0.00* kN

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{n,x}$: *55.80* kN·m

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{n,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c** : *130.64* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s** : *33.34* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *163.98* 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; **$e_{cc,y}$** : *181.58* mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *0.00* mm; **$e_{cs,y}$** : *162.54* 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; **$e_{T,y}$** : *-162.54* mm

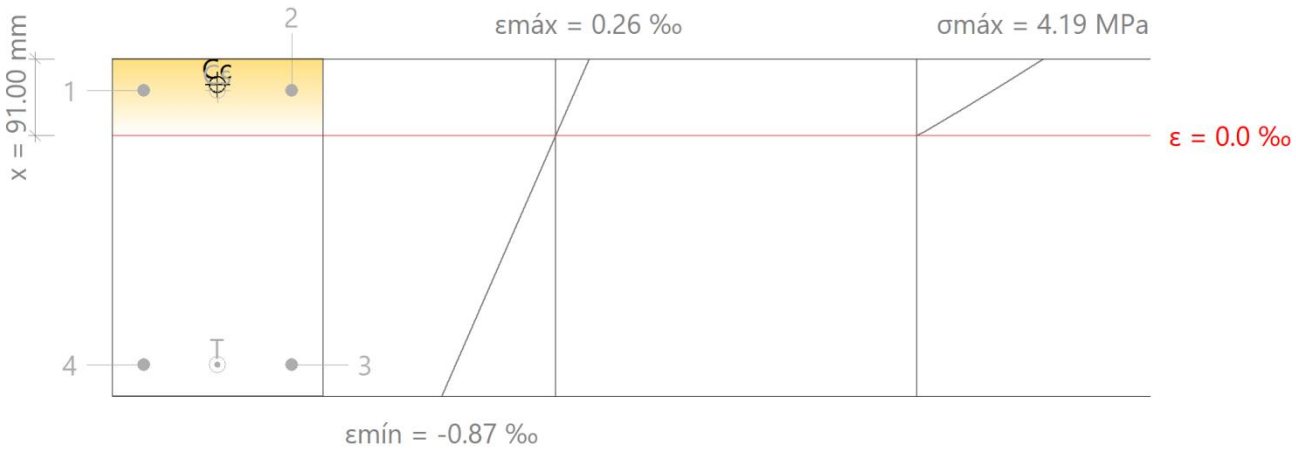
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — ε_{cmax} : *0.0016*

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. — ε_{smax} : *0.0100*

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — σ_{cmax} : *16.86* MPa

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. — σ_{smax} : *412.02* MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-87.54	162.54	+30.07	+0.000150
2	Ø5/8"	87.54	162.54	+30.07	+0.000150
3	Ø5/8"	87.54	-162.54	-152.52	-0.000762
4	Ø5/8"	-87.54	-162.54	-152.52	-0.000762

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	48.73	0.00	169.33
Cs	11.97	0.00	162.54
T	60.70	0.00	-162.54

$$P_u = C_c + C_s - T$$

P_u : *0.00* kN

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{u,x}$: *20.06* kN·m

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c** : *48.73* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s** : *11.97* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *60.70* 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; **$e_{cc,y}$** : *169.33* mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *0.00* mm; **$e_{cs,y}$** : *162.54* 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; **$e_{T,y}$** : *-162.54* mm

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax}** : *0.0003*

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. — **ε_{smax}** : *0.0008*

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. σ_{cmax} : *4.19* MPa

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. σ_{smax} : *152.52* MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.6)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.7)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 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 (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

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 (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)

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 transversal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NSR-10,

Título C, Artículo 11.5.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Rubro C.21)

La luz libre del elemento no debe ser menor que cuatro veces su altura útil (Articulo 21.5.1.2).

$l_n \geq 4 \cdot d$ **5900 mm ≥ 1452 mm** ✓

Donde:

l_n: Luz libre del elemento. **l_n** : *5900* mm

d: Altura útil. **d** : *363* mm

El ancho del elemento no debe ser menor que $b_{w,min}$ (Articulo 21.5.1.3).

$b_w \geq b_{w,min}$ **250 mm ≥ 120 mm** ✓

Donde:

b_w: Ancho del elemento. **b_w** : *250* mm

$b_{w,min}$: Valor mínimo de b_1, b_2. **$b_{w,min}$** : *120* mm

Siendo:

$b_1 = 250$ mm **b_1** : *250* mm

$b_2 = 0,3 \cdot h$ **b_2** : *120* mm

Donde:

h: Altura del elemento. **h** : *400* mm

El ancho del elemento no debe exceder el ancho del elemento de apoyo mas una distancia a cada lado del elemento de apoyo a_{min} (Articulo 21.5.1.4).

$b_w \leq c_2 + a_{min}$ **250 mm ≤ 725 mm** ✓

Donde:

b_w: Ancho del elemento. **b_w** : *250* mm

c_2: Ancho del elemento de apoyo. **c_2** : *500* mm

a_{min}: Valor mínimo de a_1, a_2. **a_{min}** : *225* mm

$a_1 = c_2$ **a_1** : *500* mm

$a_2 = 0,75 \cdot c_1$ **a_2** : *225* mm

Siendo:

c_1: Dimensión total del elemento de apoyo. **c_1** : *300* mm

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que A_{min} (Articulo 21.5.2.1).

$A_b \geq A_{min}$ **398.00 mm² ≥ 308.36 mm²** ✓

Donde:

A_b: Area de la armadura de refuerzo superior. **A_b** : *398.00* mm²

$A_{min} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$ **A_{min}** : *308.36* mm²

Donde:

b_w: Ancho del elemento. **b_w** : *250* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que A_{min} (Articulo 21.5.2.1).

$A_b \geq A_{min}$ **398.00 mm² ≥ 308.36 mm²** ✓

Donde:

A_b: Area de la armadura de refuerzo inferior. **A_b** : *398.00* mm²

$A_{min} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$ **A_{min}** : *308.36* mm²

Donde:

b_w: Ancho del elemento. **b_w** : *250* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025 (Articulo 21.5.2.1).

$\rho \leq 0,025$ **0.004 ≤ 0.025** ✓

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025 (Articulo 21.5.2.1).

$\rho \leq 0,025$ **0.004 ≤ 0.025** ✓

Al menos dos barras deben disponerse en forma continua, tanto en la parte superior como en la inferior (Articulo 21.5.2.1).

$n \geq 2$ **2 ≥ 2** ✓

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de s_{max} (Artículo C.21.5.3.2).

$s_0 \leq s_{max}$ **90 mm ≤ 95 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2 y s_3. **s_{max}** : *95* mm

$$s_1 = \frac{d}{4}$$ **s_1** : *95* mm

$$s_2 = 6 \cdot \phi_{min}$$ **s_2** : *100* mm

$$s_3 = 150 \quad mm$$ **s_3** : *150* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

$Ø_{min}$: Diámetro de las armaduras longitudinales más pequeñas. **$Ø_{min}$** : *15.9* mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un cuarto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo C.21.5.2.2).

$\phi \cdot M_{n,neg} \geq \frac{1}{4} \cdot \phi \cdot M_{n,a,neg}$ **50215930 N·mm ≥ 13948870 N·mm** ✓

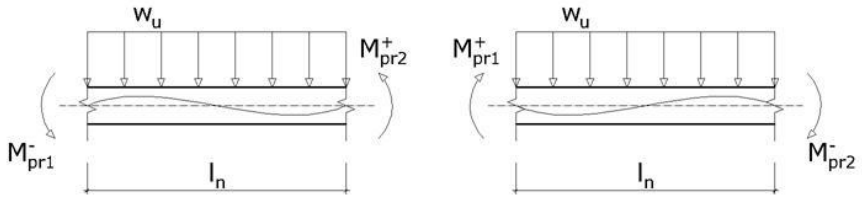
Donde:

$Ø \cdot M_{n,neg}$: Resistencia a momento negativo. **$Ø \cdot M_{n,neg}$** : *50215930* N·mm

$Ø \cdot M_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos. **$Ø \cdot M_{n,a,neg}$** : *55795478* N·mm

Cortante de diseño para vigas. (NSR-10, Título C)

La fuerza cortante de diseño, V_e, se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizadas entre los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable, M_{pr}, y que el elemento está además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz (Artículo 21.5.4.1).



Se debe satisfacer:

$\phi \cdot V_n \geq V_e$ **18.09 t ≥ 4.25 t** ✓

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia — **ϕ** : *0.75*

V_n: Resistencia nominal a cortante. — **V_n** : *24.12* t

V_e: Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1},V_{e2}. — **V_e** : *4.25* t

$$V_{e1} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{pr1}^{-} + M_{pr2}^{+}}{l_n}$$

V_{e1} : *4.25* t

$$V_{e2} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{pr1}^{+} + M_{pr2}^{-}}{l_n}$$

V_{e2} : *4.25* t

Siendo:

w_u: Carga mayorada por unidad de longitud de viga. — **w_u** : *0.63* t/m

l_n: Luz libre medida entre caras de los apoyos. — **l_n** : *5.90* m

M_{pr}: Resistencia probable a la flexión del elemento, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos $1.25 \cdot f_y$.

M_{pr1}^+ : *7.06* t·m

M_{pr1}^- : *7.06* t·m

M_{pr2}^+ : *7.06* t·m

M_{pr2}^- : *7.06* t·m

V-114: C4 - C5 (4.917 m - C5, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$\mathbf{s_l \geq s_{l,min}}$ **159 mm ≥ 25 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. **$s_{l,min}$** : *25* mm

$\mathbf{s_1} = d_b$ **s_1** : *16* mm

$\mathbf{s_2} = 25$ mm **s_2** : *25* mm

$\mathbf{s_3} = 1.33 \cdot d_{ag}$ **s_3** : *20* mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. **d_b** : *15.9* mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. **d_{ag}** : *15* mm

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s, no debe ser menor que $A_{s,min}$ (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$\mathbf{A_s} \geq A_{s,min}$ **3.98 cm² ≥ 3.08 cm²** ✓

Donde:

$A_{s,min}$: Valor máximo de A_{s1}, A_{s2}. **$A_{s,min}$** : *3.08* cm²

$A_{s1} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$ **A_{s1}** : *2.50* cm²

$A_{s2} = \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$ **A_{s2}** : *3.08* cm²

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

b_w: Ancho del alma. **b_w** : *250* mm

d: Canto útil de la sección. **d** : *363* mm

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C,

Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

η : ***0.094*** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **$V_{u,y}$** : *21.74* kN

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **$\phi \cdot V_{n,y}$** : *231.94* kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '5.532 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(1)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$\mathbf{V_n} = V_c + V_s$$

V_n : *309.26* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$\mathbf{V_c} = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : *72.59* kN

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : *119.30* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : *0.004*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. **A_s** : *3.98* cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *250* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

M_m : *1.97* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *-1.97* kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u** : *0.00* kN

h: Altura de un elemento. **h** : *400.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *1000.00* cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$\mathbf{V_s} = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$ **V_s** : *236.67* kN

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$\mathbf{V_s} = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$ **V_s** : *274.25* kN

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. **A_v** : *1.43* cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

$f_{yt} \not> 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *90* mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *250* mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$\mathbf{s} \leq \mathbf{s_{max}}$ **90 mm** ≤ **185 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. **s_{max}** : *185* mm

$\mathbf{s_1} = d/2$ **s_1** : *185* mm

$\mathbf{s_2} = 600$ mm **s_2** : *600* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$$\mathbf{A_v \geq A_{v,min}}$$ **1.43 cm² ≥ 0.19 cm²** ✓

Donde:

$$\mathbf{A_{v,min}} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$ **$A_{v,min}$** : *0.15* cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$\mathbf{A_{v,min}} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$$ **$A_{v,min}$** : *0.19* cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *250* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *90* mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

$f_{yt} \not> 420$ MPa

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$ **η** : ***0.112*** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **$V_{u,y}$** : *19.94* kN

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **$\phi \cdot V_{n,y}$** : *177.50* kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '5.532 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)-0.3·SX+SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$\mathbf{V_n} = V_c + V_s$$ **V_n** : *236.67* kN

El refuerzo transversal en la longitud l_o debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo $V_c = 0$ cuando la fuerza axial de compresión mayorada, P_u, incluyendo el efecto sísmico es menor que $A_g f'_c/20$.

$$\mathbf{V_c} = 0$$

V_c : *0.00* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$\mathbf{V_s} = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

V_s : *236.67* kN

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$\mathbf{V_s} = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

V_s : *274.25* kN

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. **A_v** : *1.43* cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

$f_{yt} \not> 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *90* mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *250* mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$$\mathbf{s} \leq \mathbf{s_{max}}$$

90 mm ≤ **185 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. **s_{max}** : *185* mm

$$\mathbf{s_1} = d/2$$

s_1 : *185* mm

$$\mathbf{s_2} = 600 \text{ mm}$$

s_2 : *600* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo

elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$\mathbf{A_v} \geq \mathbf{A_{v,min}}$ **1.43 cm² ≥ 0.19 cm²** ✓

Donde:

$$\mathbf{A_{v,min}} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$A_{v,min}$: *0.15* cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$\mathbf{A_{v,min}} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$$

$A_{v,min}$: *0.19* cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *250* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *90* mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

$f_{yt} \not> 420$ MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.917 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : ***0.285*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *0.00* kN

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$** : *14.33* kN·m

$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$\phi \cdot P_n$** : *0.00* kN

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. **$\phi \cdot M_{n,x}$** : *50.22* kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *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 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

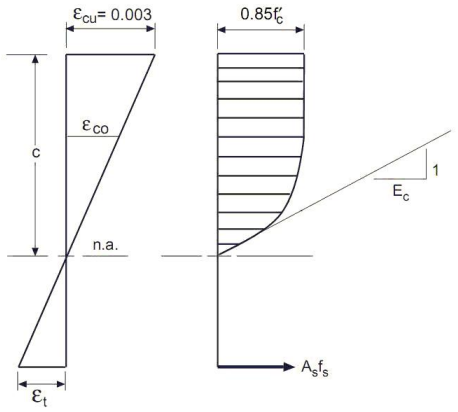
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

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

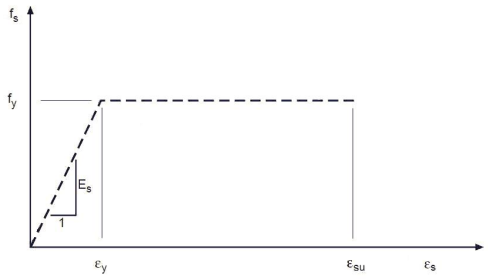


f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c** : *20.60* MPa

εcu: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **εcu** : *0.0030*

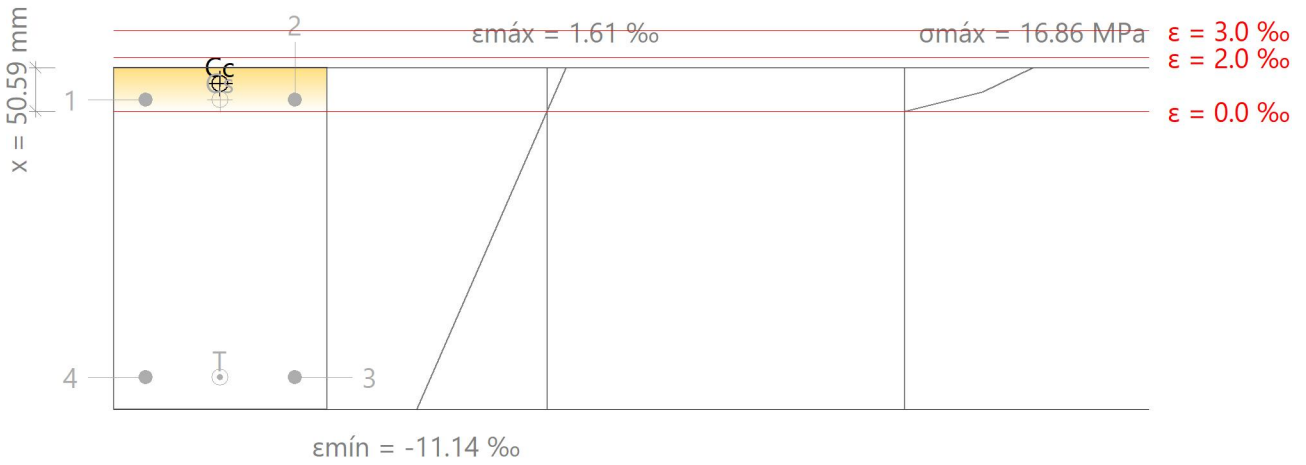
εc0: Deformación unitaria bajo carga máxima. **εc0** : *0.0020*

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



fy: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **fy** : *412.02* MPa

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)	f_s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-87.54	162.54	+83.77	+0.000419
2	Ø5/8"	87.54	162.54	+83.77	+0.000419
3	Ø5/8"	87.54	-162.54	-412.02	-0.009950
4	Ø5/8"	-87.54	-162.54	-412.02	-0.009950

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	130.64	0.00	181.58
Cs	33.34	0.00	162.54
T	163.98	0.00	-162.54

$$P_n = C_c + C_s - T$$

P_n : *0.00* kN

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{n,x}$: *55.80* kN·m

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{n,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c** : *130.64* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s** : *33.34* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *163.98* 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; **$e_{cc,y}$** : *181.58* mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *0.00* mm; **$e_{cs,y}$** : *162.54* 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; **$e_{T,y}$** : *-162.54* mm

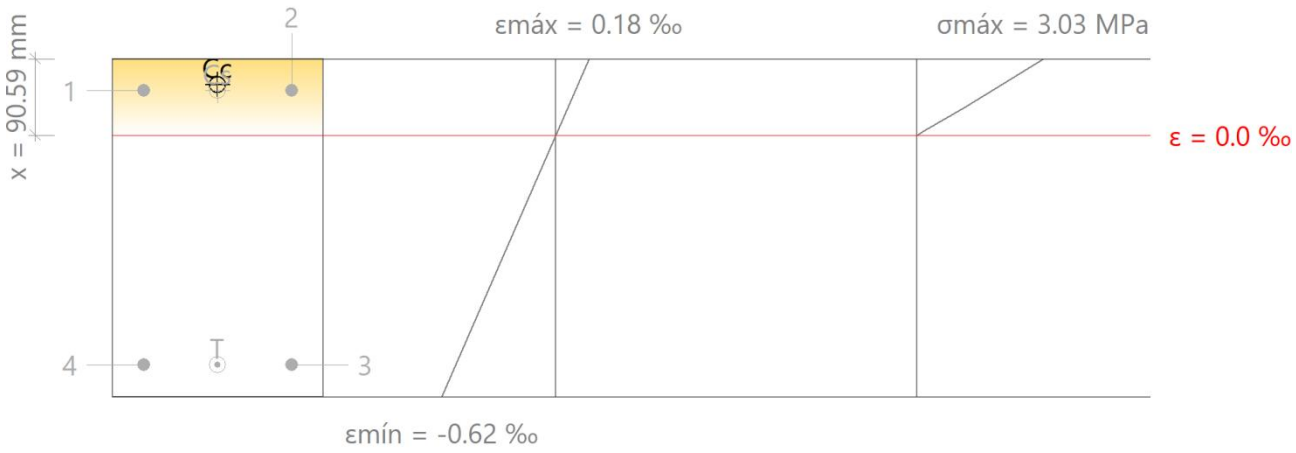
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. ε_{cmax} : *0.0016*

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. ε_{smax} : *0.0100*

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. σ_{cmax} : *16.86* MPa

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. σ_{smax} : *412.02* MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-87.54	162.54	+21.27	+0.000106
2	Ø5/8"	87.54	162.54	+21.27	+0.000106
3	Ø5/8"	87.54	-162.54	-108.88	-0.000544
4	Ø5/8"	-87.54	-162.54	-108.88	-0.000544

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	34.87	0.00	169.57
Cs	8.47	0.00	162.54
T	43.34	0.00	-162.54

$$P_u = C_c + C_s - T$$

P_u : *0.00* kN

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{u,x}$: *14.33* kN·m

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. **C_c** : *34.87* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. **C_s** : *8.47* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. **T** : *43.34* 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

$e_{cc,y}$: *169.57* mm

$\mathbf{e_{cs}}$: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$\mathbf{e_{cs,x}}$:	*0.00*	mm
	$\mathbf{e_{cs,y}}$:	*162.54*	mm
$\mathbf{e_T}$: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$\mathbf{e_{T,x}}$:	*0.00*	mm
	$\mathbf{e_{T,y}}$:	*-162.54*	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	*0.0002*	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	*0.0005*	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	*3.03*	MPa
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	*108.88*	MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.917 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{\left(\phi \cdot P_n\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,x}\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,y}\right)^2}} \leq 1$$

η : ***0.296*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

$\mathbf{P_u}$: Esfuerzo normal de cálculo.	$\mathbf{P_u}$:	*0.00*	kN
$\mathbf{M_u}$: Momento de cálculo de primer orden.	$\mathbf{M_{u,x}}$:	*14.89*	kN·m
	$\mathbf{M_{u,y}}$:	*0.00*	kN·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\boldsymbol{\phi \cdot P_n}$: Axil de agotamiento.	$\boldsymbol{\phi \cdot P_n}$:	*0.00*	kN
$\boldsymbol{\phi \cdot M_n}$: Momentos de agotamiento.	$\boldsymbol{\phi \cdot M_{n,x}}$:	*50.22*	kN·m
	$\boldsymbol{\phi \cdot M_{n,y}}$:	*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 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

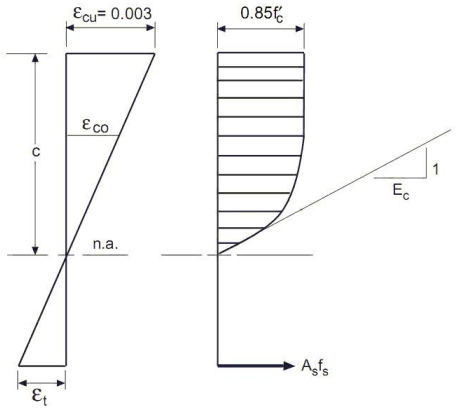
(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola

rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

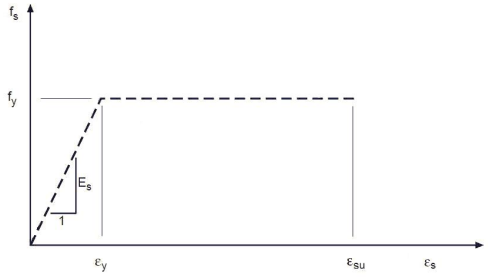


f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c** : *20.60* MPa

εcu: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **εcu** : *0.0030*

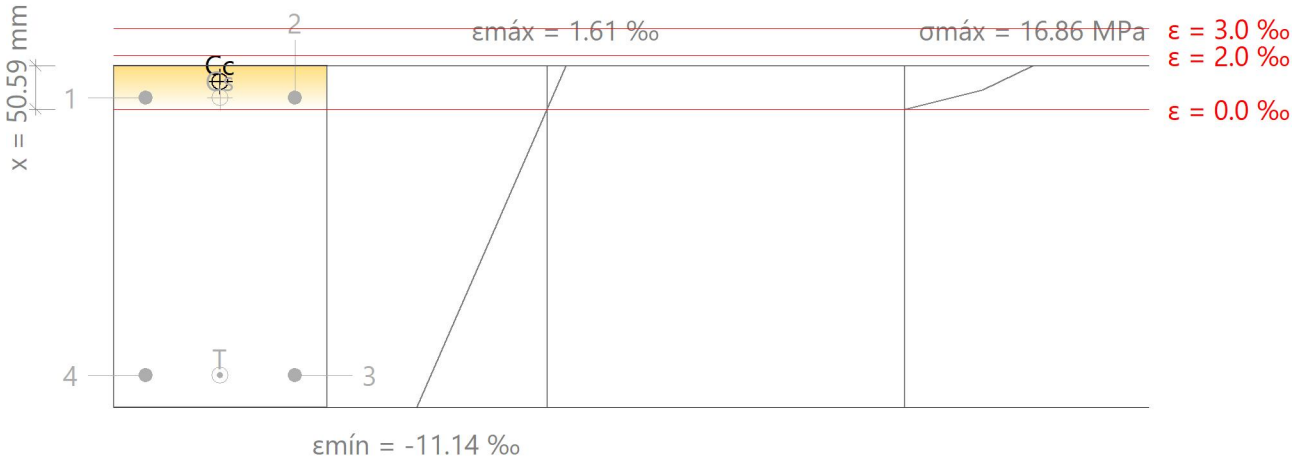
εc0: Deformación unitaria bajo carga máxima. **εc0** : *0.0020*

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



fy: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **fy** : *412.02* MPa

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)	f_s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-87.54	162.54	+83.77	+0.000419
2	Ø5/8"	87.54	162.54	+83.77	+0.000419
3	Ø5/8"	87.54	-162.54	-412.02	-0.009950
4	Ø5/8"	-87.54	-162.54	-412.02	-0.009950

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	130.64	0.00	181.58
Cs	33.34	0.00	162.54
T	163.98	0.00	-162.54

$$P_n = C_c + C_s - T$$

P_n : *0.00* kN

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{n,x}$: *55.80* kN·m

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{n,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c** : *130.64* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s** : *33.34* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *163.98* 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; **$e_{cc,y}$** : *181.58* mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *0.00* mm; **$e_{cs,y}$** : *162.54* 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; **$e_{T,y}$** : *-162.54* mm

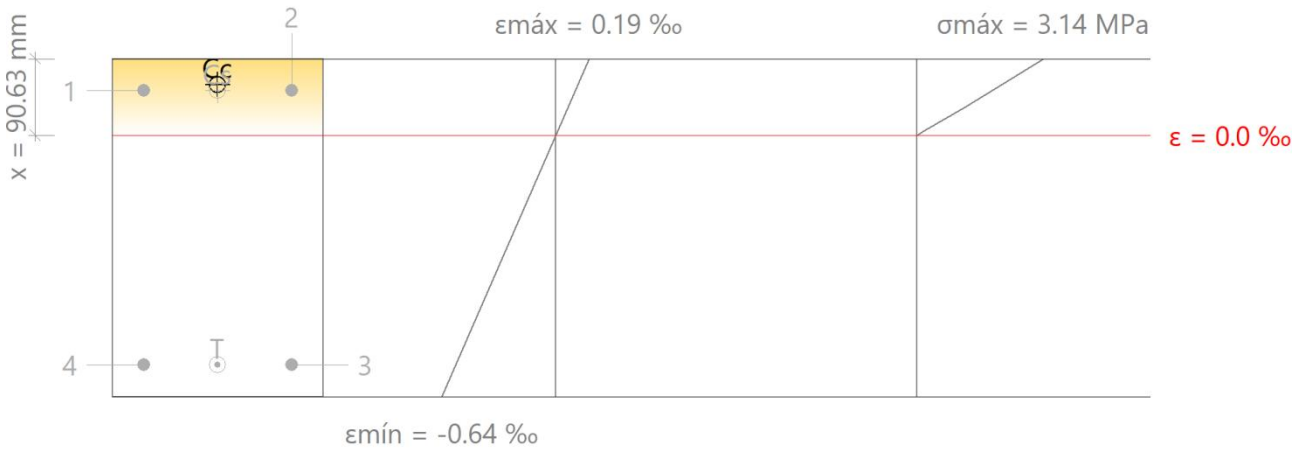
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — ε_{cmax} : *0.0016*

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. — ε_{smax} : *0.0100*

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — σ_{cmax} : *16.86* MPa

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. — σ_{smax} : *412.02* MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-87.54	162.54	+22.12	+0.000111
2	Ø5/8"	87.54	162.54	+22.12	+0.000111
3	Ø5/8"	87.54	-162.54	-113.11	-0.000565
4	Ø5/8"	-87.54	-162.54	-113.11	-0.000565

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	36.21	0.00	169.55
Cs	8.80	0.00	162.54
T	45.02	0.00	-162.54

$$P_u = C_c + C_s - T$$

P_u : *0.00* kN

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{u,x}$: *14.89* kN·m

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c** : *36.21* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s** : *8.80* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *45.02* 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; **$e_{cc,y}$** : *169.55* mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *0.00* mm; **$e_{cs,y}$** : *162.54* 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; **$e_{T,y}$** : *-162.54* mm

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax}** : *0.0002*

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. — **ε_{smax}** : *0.0006*

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. σ_{cmax} : *3.14* MPa

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. σ_{smax} : *113.11* MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.6)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.7)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 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 (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

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 (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)

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 transversal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NSR-10,

Título C, Artículo 11.5.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Rubro C.21)

La luz libre del elemento no debe ser menor que cuatro veces su altura útil (Articulo 21.5.1.2).

$l_n \geq 4 \cdot d$ **5900 mm ≥ 1452 mm** ✓

Donde:

l_n: Luz libre del elemento. **l_n** : *5900* mm

d: Altura útil. **d** : *363* mm

El ancho del elemento no debe ser menor que $b_{w,min}$ (Articulo 21.5.1.3).

$b_w \geq b_{w,min}$ **250 mm ≥ 120 mm** ✓

Donde:

b_w: Ancho del elemento. **b_w** : *250* mm

$b_{w,min}$: Valor mínimo de b_1, b_2. **$b_{w,min}$** : *120* mm

Siendo:

$b_1 = 250$ mm **b_1** : *250* mm

$b_2 = 0,3 \cdot h$ **b_2** : *120* mm

Donde:

h: Altura del elemento. **h** : *400* mm

El ancho del elemento no debe exceder el ancho del elemento de apoyo mas una distancia a cada lado del elemento de apoyo a_{min} (Articulo 21.5.1.4).

$b_w \leq c_2 + a_{min}$ **250 mm ≤ 725 mm** ✓

Donde:

b_w: Ancho del elemento. **b_w** : *250* mm

c_2: Ancho del elemento de apoyo. **c_2** : *500* mm

a_{min}: Valor mínimo de a_1, a_2. **a_{min}** : *225* mm

$a_1 = c_2$ **a_1** : *500* mm

$a_2 = 0,75 \cdot c_1$ **a_2** : *225* mm

Siendo:

c_1: Dimensión total del elemento de apoyo. **c_1** : *300* mm

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que A_{min} (Articulo 21.5.2.1).

$A_b \geq A_{min}$ **398.00 mm² ≥ 308.36 mm²** ✓

Donde:

A_b: Area de la armadura de refuerzo superior. **A_b** : *398.00* mm²

$A_{min} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$ **A_{min}** : *308.36* mm²

Donde:

b_w: Ancho del elemento. **b_w** : *250* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que A_{min} (Articulo 21.5.2.1).

$A_b \geq A_{min}$ **398.00 mm² ≥ 308.36 mm²** ✓

Donde:

A_b: Area de la armadura de refuerzo inferior. **A_b** : *398.00* mm²

$A_{min} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$ **A_{min}** : *308.36* mm²

Donde:

b_w: Ancho del elemento. **b_w** : *250* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025 (Articulo 21.5.2.1).

$\rho \leq 0,025$ **0.004 ≤ 0.025** ✓

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025 (Articulo 21.5.2.1).

$\rho \leq 0,025$ **0.004 ≤ 0.025** ✓

Al menos dos barras deben disponerse en forma continua, tanto en la parte superior como en la inferior (Articulo 21.5.2.1).

$n \geq 2$ **2 ≥ 2** ✓

Deben colocarse estribos espaciados a no mas de d/2 en toda la longitud del elemento (Artículo C.21.5.3.4).

$s_0 \leq \frac{d}{2}$ **90 mm ≤ 185 mm** ✓

Donde:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *363* mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un cuarto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo C.21.5.2.2).

$\phi \cdot M_{n,pos} \geq \frac{1}{4} \cdot \phi \cdot M_{n,a,neg}$ **50215930 N·mm ≥ 13948870 N·mm** ✓

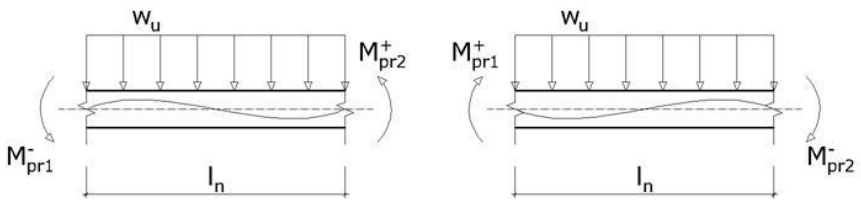
Donde:

Ø·$M_{n,pos}$: Resistencia a momento positivo. **Ø·$M_{n,pos}$** : *50215930* N·mm

Ø·$M_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos. **Ø·$M_{n,a,neg}$** : *55795478* N·mm

Cortante de diseño para vigas. (NSR-10, Título C)

La fuerza cortante de diseño, V_e, se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizadas entre los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable, M_{pr}, y que el elemento está además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz (Artículo 21.5.4.1).



Se debe satisfacer:

$\phi \cdot V_n \geq V_e$ **18.09 t ≥ 4.25 t** ✓

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia — ϕ : *0.75*

V_n: Resistencia nominal a cortante. — **V_n** : *24.12* t

V_e: Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1},V_{e2}. — **V_e** : *4.25* t

$$V_{e1} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{pr1}^{-} + M_{pr2}^{+}}{l_n}$$

V_{e1} : *4.25* t

$$V_{e2} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{pr1}^{+} + M_{pr2}^{-}}{l_n}$$

V_{e2} : *4.25* t

Siendo:

w_u: Carga mayorada por unidad de longitud de viga. — **w_u** : *0.63* t/m

l_n: Luz libre medida entre caras de los apoyos. — **l_n** : *5.90* m

M_{pr}: Resistencia probable a la flexión del elemento, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos $1.25 \cdot f_y$.

M_{pr1}^{+} : *7.06* t·m

M_{pr1}^{-} : *7.06* t·m

M_{pr2}^{+} : *7.06* t·m

M_{pr2}^{-} : *7.06* t·m

4. COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

V-114: C4 - C5

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)

Se debe satisfacer:

$s \leq s_{max}$ **175.08 mm ≤ 547.83 mm** ✓

La separación entre barras más restrictiva se produce en el nudo C4, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa(1)+0.5·Qa(3). El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -87.54 mm, Y = 162.54 mm.

Donde:

s: Separación entre barras. **s** : *175.08* mm

s_{max}: Separación máxima permitida entre barras, calculada como el menor de los siguientes valores: **s_{max}** : *547.83* mm

$$s_1 = 380 \cdot (\frac{280}{f_s}) - 2.5 \cdot c_c$$ **s_1** : *620.16* mm

$$s_2 = 300 \cdot (\frac{280}{f_s})$$ **s_2** : *547.83* mm

Siendo:

f_s: [MPa] Tensión de tracción de la barra. **f_s** : *153.33* MPa

C_c: Distancia de la superficie de la barra al paramento traccionado. **C_c** : *29.50* mm

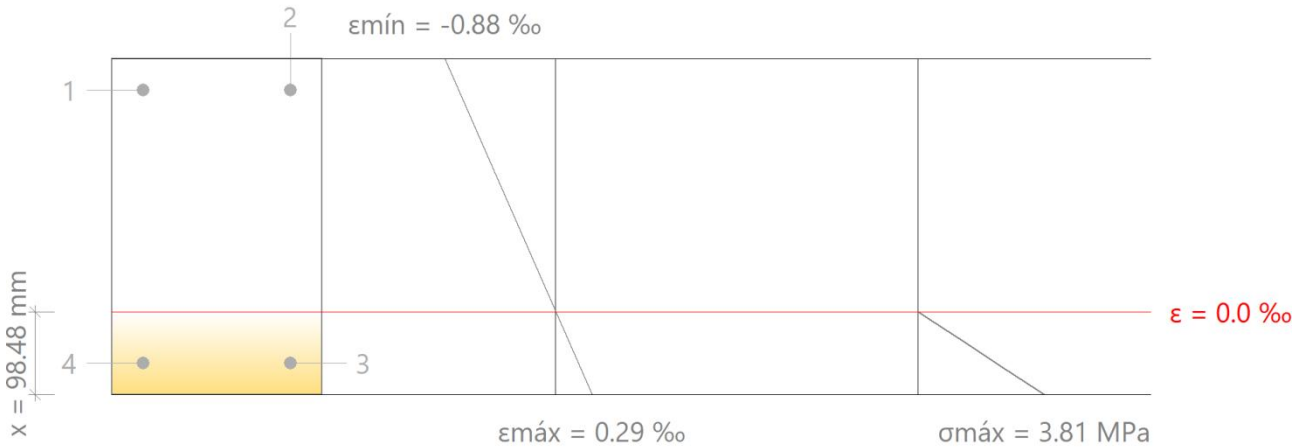
Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed},M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). **N_{ed}** : *0.00* kN

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. **$M_{ed,X}$** : *0.00* kN·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : *-20.06* kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-87.54	162.54	-153.33	-0.000767
2	Ø5/8"	87.54	162.54	-153.33	-0.000767

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)

La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)

Se debe satisfacer:

$s \leq s_{max}$ **175.08 mm ≤ 669.29 mm** ✓

La separación entre barras más restrictiva se produce en un punto situado a una distancia de 3.278 m del nudo C4, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa(1). El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 87.54 mm, Y = -162.54 mm.

Donde:

s: Separación entre barras. **s** : *175.08* mm

s_{max}: Separación máxima permitida entre barras, calculada como el menor de los siguientes valores: **s_{max}** : *669.29* mm

$$s_1 = 380 \cdot (\frac{280}{f_s}) - 2.5 \cdot c_c$$ **s_1** : *774.01* mm

$$s_2 = 300 \cdot (\frac{280}{f_s})$$ **s_2** : *669.29* mm

Siendo:

f_s: [MPa] Tensión de tracción de la barra. **f_s** : *125.51* MPa

C_c: Distancia de la superficie de la barra al paramento traccionado. **C_c** : *29.50* mm

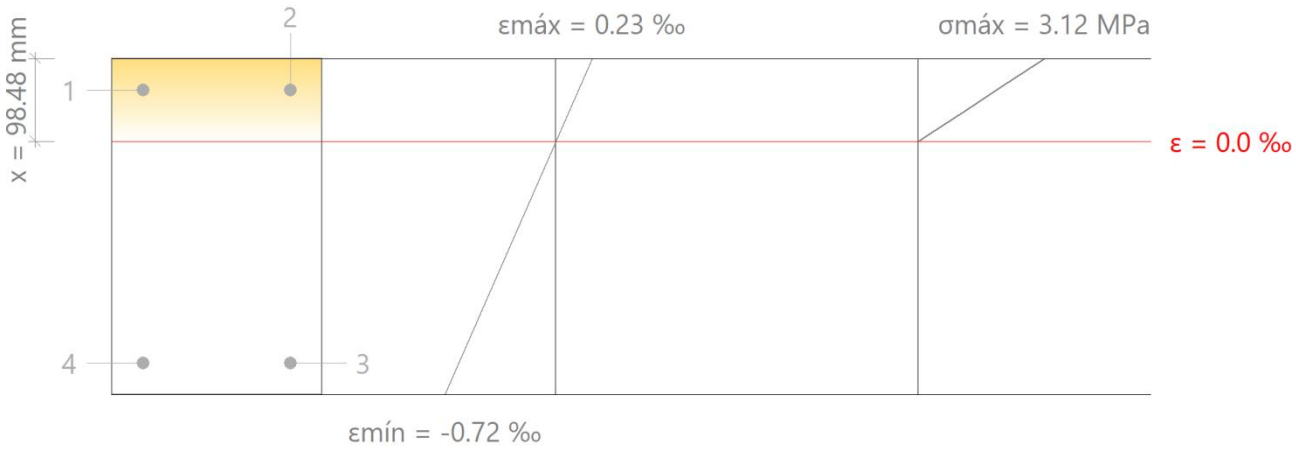
Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed},M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). **N_{ed}** : *0.00* kN

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. **$M_{ed,X}$** : *0.00* kN·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : *16.42* kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
3	Ø5/8"	87.54	-162.54	-125.51	-0.000627
4	Ø5/8"	-87.54	-162.54	-125.51	-0.000627

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)

La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

5. COMPROBACIONES DE FLECHA

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "3.28 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga (Uso 1)

$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ **2.18 mm ≤ 12.29 mm** ✓

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa — **$f_{A,lim}$** : *12.29* mm

$f_{A,lim}$= L/480

L: longitud de referencia — **L** : *5.90* m

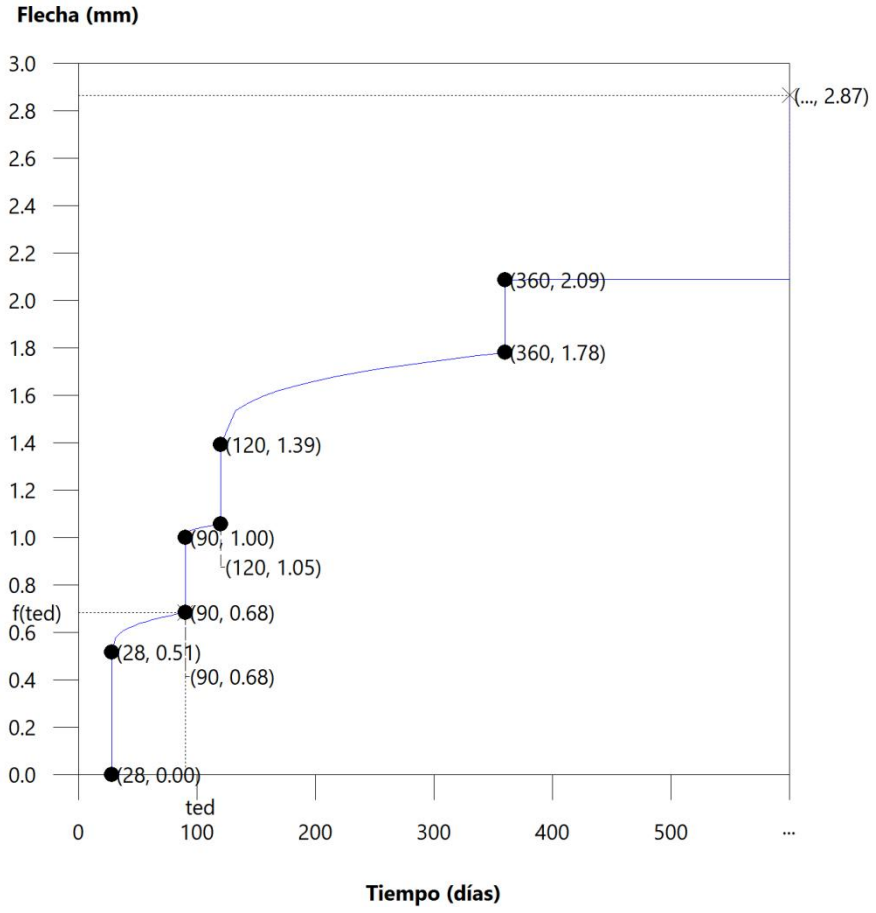
$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses" — **$f_{A,max}$** : *2.18* mm

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" — **$f_{T,max}(t_{ed},\infty)$** : *2.87* mm

Flecha total a plazo infinito



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	0.51	0.51	0.17	0.68	0.68
2-3	90	120	0.68	0.32	1.00	0.06	1.05	1.05
3-4	120	360	1.05	0.34	1.39	0.39	1.78	1.78
4-∞	360	∞	1.78	0.31	2.09	0.78	2.87	2.87

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

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (MPa)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	21628.88	133333.33	0.51	0.51	0.51
2	90 días	Cargas permanentes - Tabiquería	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería	22787.71	133333.33	0.83	0.32	0.83
3	120 días	Cargas permanentes - Pavimento	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	22930.58	133333.33	1.17	0.34	1.17
4	12 meses	Sobrecarga (Uso 1),Sobrecarga (Uso 3)	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga (Uso 1)	23224.57	125666.31	1.47	0.31	1.47

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

$$E_c(t_i) = E_c \cdot \sqrt{\left(\frac{t_i}{4 + 0.85 \cdot t_i}\right)}$$

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.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm4)	$I_{e,i}$ (cm4)
1	28 días	Peso propio	133333.33	133333.33
2	90 días	Peso propio,Cargas permanentes - Tabiquería	133333.33	133333.33
3	120 días	Peso propio,Cargas permanentes - Tabiquería,Cargas permanentes - Pavimento	133333.33	133333.33
4	12 meses	Peso propio,Cargas permanentes - Tabiquería,Cargas permanentes - Pavimento,Sobrecarga (Uso 1),Sobrecarga (Uso 3)	125666.31	125666.31

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.

$$I_{e,i} = \mathrm{MIN}_{J=1}^{j=i}\left(I_{e,v_i}\right)$$

$I_{e,v,i}$: 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 permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga (Uso 1)+Sobrecarga (Uso 3)"

$I_{e,v}$: *125666.31* cm4

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
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.85I_{ec} + 0.15I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i: coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0.73	0	0	0	0.2	0.074

I_{ec}: momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

I_{ec} : *133333.33* cm4

I_{ee1}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

I_{ee1} : *94489.99* cm4

I_{ee2}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

I_{ee2} : *133333.33* cm4

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

Sección	I_b (cm4)	I_f (cm4)	M_f (kN·m)	M_a (kN·m)	I_{ei} (cm4)
Extremo (1)	133333.33	32256.77	-21.986	-25.843	94489.99
Centro de vano	133333.33	32256.77	21.986	14.938	133333.33
Extremo (2)	133333.33	32256.77	-21.986	-9.745	133333.33

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

ıma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ($f_{dif}(t_i,t_f)$)

)

iferida por escalón de carga.Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el po del escalón de carga:

$\cdot \lambda\left(t_i, t_f\right)\right)$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\sum \Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i,t_f)$	$f_{dif}(t_i,t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	0.51	0.51	0.67	1.00	0.33	0.17
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería	0.32	0.83	1.00	1.07	0.07	0.06
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	0.34	1.17	1.07	1.40	0.33	0.39
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga (Uso 1)	0.13	1.30	1.40	2.00	0.60	0.78

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)

$$\lambda = \xi\left(t_i, t_f\right) = \xi\left(t_f\right) - \xi\left(t_i\right)$$

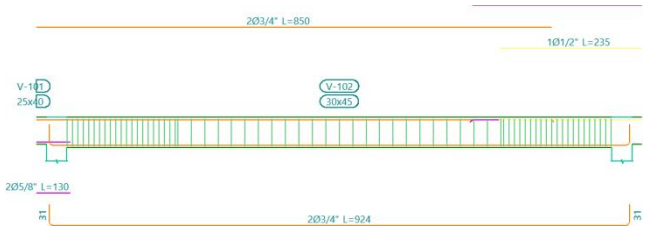
$f(t_{ed})$: flecha total producida hasta el instante "3 meses" **$f(t_{ed})$** : *0.68* mm

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.

16.1.2 VIGAS 30x45cm

1. DESCRIPCIÓN

Datos de la viga



Geometría	
Dimensiones	: 30x45
Luz libre	: 8.1 m
Recubrimiento geométrico superior	: 2.0 cm
Recubrimiento geométrico inferior	: 2.0 cm
Recubrimiento geométrico lateral	: 2.0 cm

Materiales	
Hormigón	: f'c=210
Armadura longitudinal	: Grado 60 (Latinoamérica)
Armadura transversal	: Grado 60 (Latinoamérica)

2. RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (NSR-10, TÍTULO C)																				Estado
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T_c	T_{st}	T_{sl}	TNM_x	TV_x	TV_y	TV_{xSt}	TV_{ySt}	T,Disp. $_{sl}$	T,Disp. $_{st}$	T,Geom. $_{sl}$	T,Arm. $_{st}$	Disp. S.	Cap. S	
V-102: C6 - C8	Cumple	Cumple	'6.413 m' η = 17.5	'7.682 m' η = 16.4	'3.375 m' η = 68.0	'3.375 m' η = 60.6	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.(1)	N.P.(1)	'7.425 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	**CUMPLE η = 68.0**

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_{sl}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.
T_{st}: 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_{xSt}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.
TV_{ySt}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.
T,Disp.$_{sl}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.
T,Disp.$_{st}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.
T,Geom.$_{sl}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.
T,Arm.$_{st}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.
Disp. S.: Criterios de diseño por sismo
Cap. S: Cortante de diseño para vigas.
x: Distancia al origen de la barra
η: 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.

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (NSR-10, TÍTULO C)				Estado
	$s_{C,sup.}$	$s_{C,Lat.Der.}$	$s_{C,inf.}$	$s_{C,Lat.Izq.}$	
V-102: C6 - C8	x: 8.1 m Cumple	N.P.(1)	x: 3.713 m Cumple	N.P.(1)	**CUMPLE**

Notación:
$s_{C,sup.}$: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior
$s_{C,Lat.Der.}$: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha
$s_{C,inf.}$: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior
$s_{C,Lat.Izq.}$: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
(1) La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

Viga	**Activa (Característica)** $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/480$	Estado
V-102: C6 - C8	$f_{A,max}$: 8.61 mm $f_{A,lim}$: 16.88 mm	**CUMPLE**

3. COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-102: C6 - C8 (C6 - 0.675 m, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$\mathbf{s_l} \geq \mathbf{s_{l,min}}$ **203 mm ≥ 25 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. **$s_{l,min}$** : *25* mm

$\mathbf{s_1} = d_b$ **s_1** : *19* mm

$\mathbf{s_2} = 25$ mm **s_2** : *25* mm

$\mathbf{s_3} = 1.33 \cdot d_{ag}$ **s_3** : *20* mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. **d_b** : *19.1* mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. **d_{ag}** : *15* mm

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión negativa alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s, no debe ser menor que $A_{s,min}$ (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$\mathbf{A_s} \geq A_{s,min}$ **5.70 cm² ≥ 4.19 cm²** ✓

Donde:

$A_{s,min}$: Valor máximo de A_{s1}, A_{s2}. **$A_{s,min}$** : *4.19* cm²

$A_{s1} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$ **A_{s1}** : *3.40* cm²

$1.4 \cdot b_w \cdot d$

A_{s2} : *4.19* cm²

Siendo:

- f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. — f'_c : *20.60* MPa
- f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. — f_y : *412.02* MPa
- b_w: Ancho del alma. — b_w : *300* mm
- d: Canto útil de la sección. — d : *411* mm

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

η : ***0.116*** ✓

Donde:

- $V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. — $V_{u,y}$: *35.04* kN
- $\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. — $\phi \cdot V_{n,y}$: *300.78* kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(1)+0.5·Qa(3)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

V_n : *401.03* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : *99.22* kN

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$\left(0.29 \cdot \sqrt{\quad}\right)$$

$\mathbf{V_c}$: *162.28* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. $\mathbf{f'_c}$: *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$ $\boldsymbol{\rho_w}$: *0.005*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. $\mathbf{A_s}$: *5.70* cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. $\mathbf{b_w}$: *300* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *411* mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ $\mathbf{M_m}$: *2.72* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. $\mathbf{M_u}$: *-2.72* kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. $\mathbf{N_u}$: *0.00* kN

h: Altura de un elemento. **h** : *450.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. $\mathbf{A_g}$: *1350.00* cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$\mathbf{V_s} = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$ $\mathbf{V_s}$: *301.81* kN

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$\mathbf{V_s} = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$ $\mathbf{V_s}$: *373.05* kN

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. $\mathbf{A_v}$: *1.43* cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. $\mathbf{f_{yt}}$: *412.02* MPa

$f_{yt} \not> 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión **d** : *411* mm

hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *80* mm

f'c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

bw: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **bw** : *300* mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$\mathbf{s} \leq \mathbf{s_{max}}$ **80 mm ≤ 210 mm** ✓

Donde:

smax: Valor mínimo de s_1, s_2. **smax** : *210* mm

$\mathbf{s_1} = d/2$ **s1** : *210* mm

$\mathbf{s_2} = 600$ mm **s2** : *600* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *411* mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$\mathbf{A_v} \geq \mathbf{A_{v,min}}$ **1.43 cm² ≥ 0.20 cm²** ✓

Donde:

$\mathbf{A_{v,min}} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$ **Av,min** : *0.16* cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$\mathbf{A_{v,min}} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$ **Av,min** : *0.20* cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *300* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *80* mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

$f_{yt} \not> 420$ MPa

<u>Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas)</u> (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

η : ***0.139*** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **$V_{u,y}$** : *31.48* kN

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **$\phi \cdot V_{n,y}$** : *226.36* kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)-SX+0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

V_n : *301.81* kN

El refuerzo transversal en la longitud l_o debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo $V_c = 0$ cuando la fuerza axial de compresión mayorada, P_u, incluyendo el efecto sísmico es menor que $A_g f'_c/20$.

$$V_c = 0$$

V_c : *0.00* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$\mathbf{V_s} = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$ **V_s :** *301.81* kN

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$\mathbf{V_s} = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$ **V_s :** *373.05* kN

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. **A_v :** *1.43* cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt} :** *412.02* MPa

$f_{yt} \not> 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d :** *411* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s :** *80* mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c :** *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w :** *300* mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$$\mathbf{s} \leq \mathbf{s_{max}}$$ **80 mm ≤ 210 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. **s_{max} :** *210* mm

$\mathbf{s_1} = d/2$ **s_1 :** *210* mm

$\mathbf{s_2} = 600$ mm **s_2 :** *600* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d :** *411* mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo

elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$\mathbf{A_v} \geq \mathbf{A_{v,min}}$ **1.43 cm² ≥ 0.20 cm²** ✓

Donde:

$$\mathbf{A_{v,min}} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$A_{v,min}$: *0.16* cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$\mathbf{A_{v,min}} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$$

$A_{v,min}$: *0.20* cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *300* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *80* mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

$f_{yt} \not> 420$ MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)

(NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.338 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : ***0.225*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *0.00* kN

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$** : *-18.37* kN·m

$\mathbf{M_{u,y}}$: *0.00* kN·m

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. $\mathbf{\phi \cdot P_n}$: *0.00* kN

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. $\mathbf{\phi \cdot M_{n,x}}$: *-81.51* kN·m

$\mathbf{\phi \cdot M_{n,y}}$: *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 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

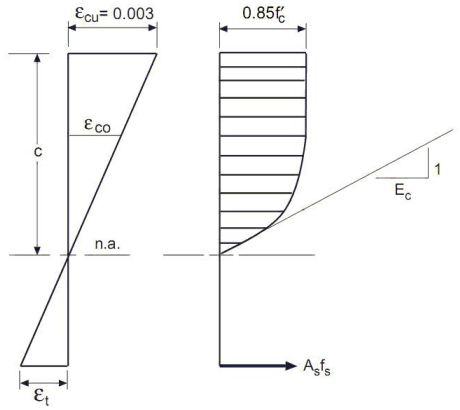
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

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

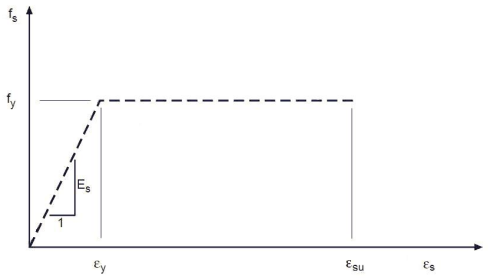


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **ε_{cu}** : *0.0030*

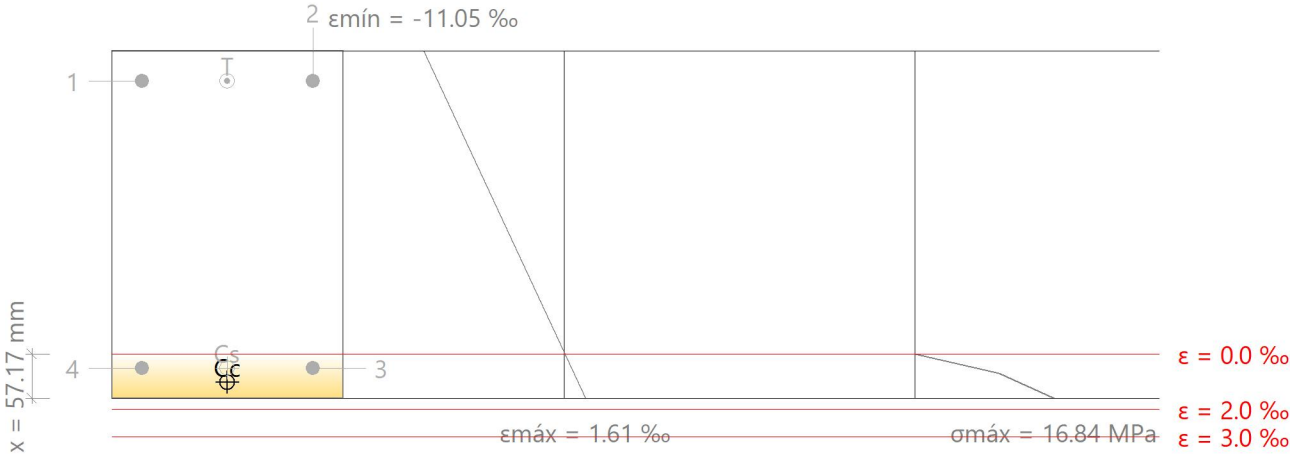
ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. **ε_{c0}** : *0.0020*

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

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)	f_s (MPa)	ε
1	Ø3/4"	-110.95	185.95	-412.02	-0.009950
2	Ø3/4"	110.95	185.95	-412.02	-0.009950
3	Ø3/4"	110.95	-185.95	+101.94	+0.000510
4	Ø3/4"	-110.95	-185.95	+101.94	+0.000510

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	176.75	0.00	-204.20

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cs	58.11	0.00	-185.95
T	234.85	0.00	185.95

$P_n = C_c + C_s - T$ **P_n** : *0.00* kN

$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ **$M_{n,x}$** : *-90.57* kN·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ **$M_{n,y}$** : *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. **C_c** : *176.75* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. **C_s** : *58.11* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. **T** : *234.85* 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; **$e_{cc,y}$** : *-204.20* mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. **$e_{cs,x}$** : *0.00* mm; **$e_{cs,y}$** : *-185.95* 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; **$e_{T,y}$** : *185.95* mm

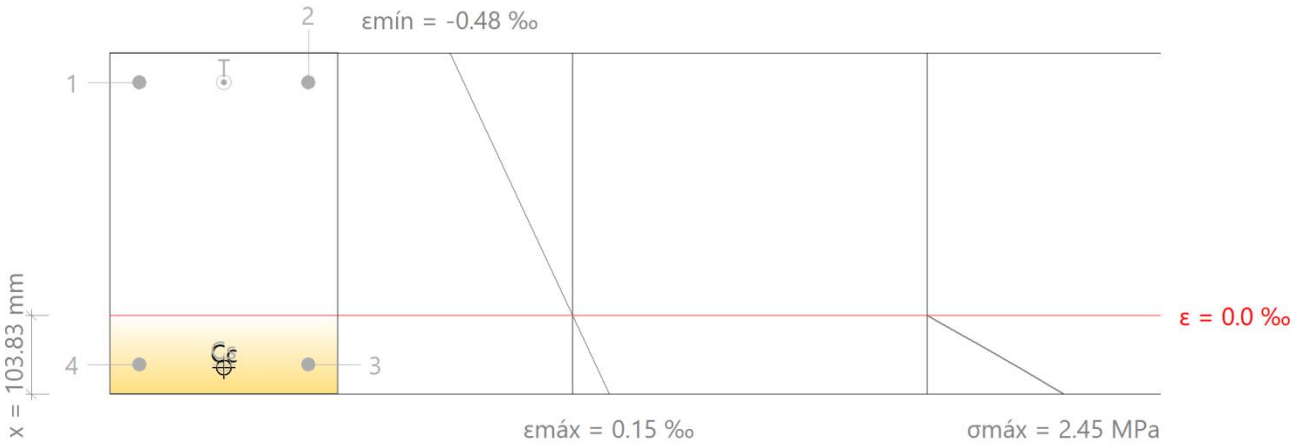
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. **ε_{cmax}** : *0.0016*

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. **ε_{smax}** : *0.0100*

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. **σ_{cmax}** : *16.84* MPa

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. **σ_{smax}** : *412.02* MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø3/4"	-110.95	185.95	-85.87	-0.000429
2	Ø3/4"	110.95	185.95	-85.87	-0.000429
3	Ø3/4"	110.95	-185.95	+18.11	+0.000091
4	Ø3/4"	-110.95	-185.95	+18.11	+0.000091

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	38.62	0.00	-190.18
Cs	10.32	0.00	-185.95
T	48.94	0.00	185.95

$$P_u = C_c + C_s - T$$

P_u : *0.00* kN

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{u,x}$: *-18.37* kN·m

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c** : *38.62* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s** : *10.32* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *48.94* 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; **$e_{cc,y}$** : *-190.18* mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *0.00* mm; **$e_{cs,y}$** : *-185.95* 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; **$e_{T,y}$** : *185.95* mm

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax}** : *0.0001*

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. — **ε_{smax}** : *0.0004*

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — **σ_{cmax}** : *2.45* MPa

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. — **σ_{smax}** : *85.87* MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)

(NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.338 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{\left(\phi \cdot P_n\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,x}\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,y}\right)^2}} \leq 1$$

η : ***0.268*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *0.00* kN

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$** : *-21.88* kN·m

$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$\phi \cdot P_n$** : *0.00* kN

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. **$\phi \cdot M_{n,x}$** : *-81.51* kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *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 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

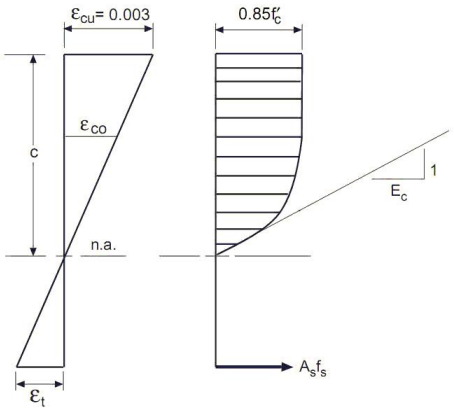
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

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

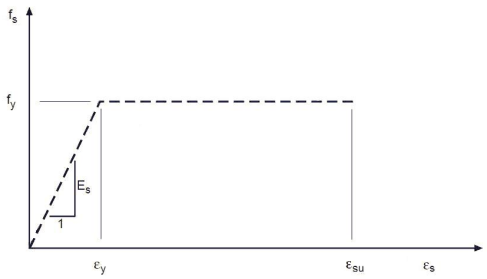


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **ε_{cu}** : *0.0030*

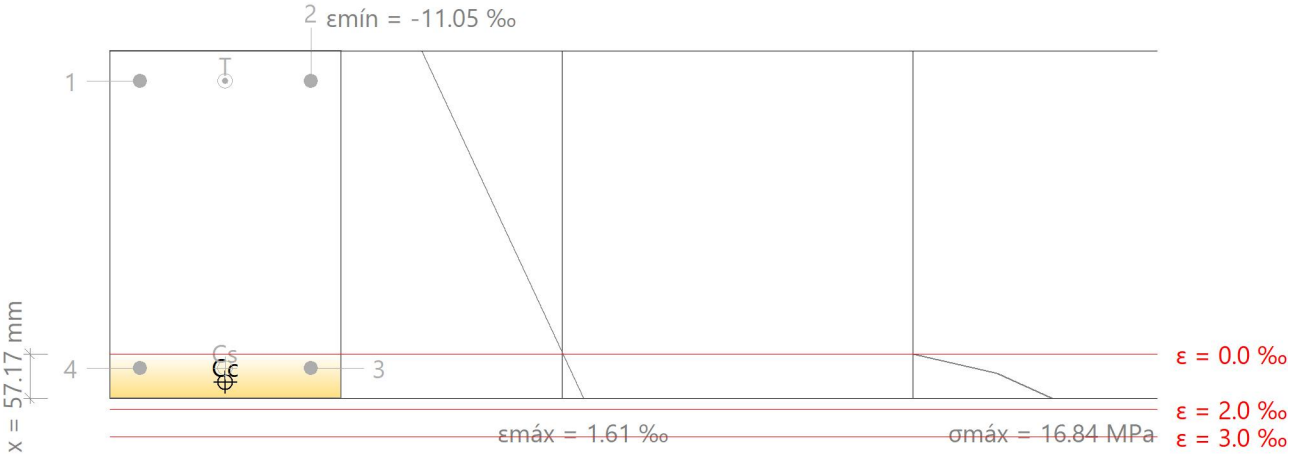
ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. **ε_{c0}** : *0.0020*

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

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)	f_s (MPa)	ε
1	Ø3/4"	-110.95	185.95	-412.02	-0.009950
2	Ø3/4"	110.95	185.95	-412.02	-0.009950
3	Ø3/4"	110.95	-185.95	+101.94	+0.000510
4	Ø3/4"	-110.95	-185.95	+101.94	+0.000510

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	176.75	0.00	-204.20
Cs	58.11	0.00	-185.95
T	234.85	0.00	185.95

$$P_n = C_c + C_s - T$$

P_n : *0.00* kN

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{n,x}$: *-90.57* kN·m

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{n,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c** : *176.75* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s** : *58.11* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *234.85* 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; **$e_{cc,y}$** : *-204.20* mm

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.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

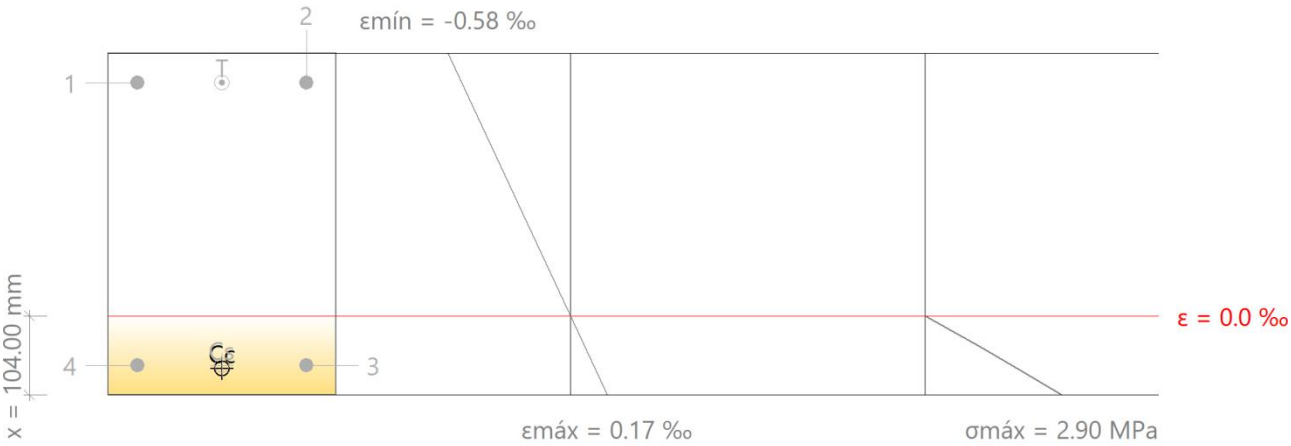
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$e_{cs,x}$:	*0.00*	mm
$e_{cs,y}$:	*-185.95*	mm
$e_{T,x}$:	*0.00*	mm
$e_{T,y}$:	*185.95*	mm
ε_{cmax} :	*0.0016*	
ε_{smax} :	*0.0100*	
σ_{cmax} :	*16.84*	MPa
σ_{smax} :	*412.02*	MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø3/4"	-110.95	185.95	-102.30	-0.000511
2	Ø3/4"	110.95	185.95	-102.30	-0.000511
3	Ø3/4"	110.95	-185.95	+21.65	+0.000108
4	Ø3/4"	-110.95	-185.95	+21.65	+0.000108

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	45.97	0.00	-190.07
Cs	12.34	0.00	-185.95
T	58.31	0.00	185.95

$$P_u = C_c + C_s - T$$

P_u : *0.00* kN

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{u,x}$: *-21.88* kN·m

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. **C_c** : *45.97* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. **C_s** : *12.34* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. **T** : *58.31* 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; **$e_{cc,y}$** : *-190.07* mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. **$e_{cs,x}$** : *0.00* mm; **$e_{cs,y}$** : *-185.95* 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; **$e_{T,y}$** : *185.95* mm

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. **ε_{cmax}** : *0.0002*

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. **ε_{smax}** : *0.0005*

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. **σ_{cmax}** : *2.90* MPa

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. **σ_{smax}** : *102.30* MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.6)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.7)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 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 (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

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 (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)

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 transversal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Rubro C.21)

La luz libre del elemento no debe ser menor que cuatro veces su altura útil (Articulo 21.5.1.2).

$l_n \geq 4 \cdot d$ **8100 mm ≥ 1644 mm** ✓

Donde:

l_n: Luz libre del elemento. **l_n** : *8100* mm

d: Altura útil. **d** : *411* mm

El ancho del elemento no debe ser menor que $b_{w,min}$ (Articulo 21.5.1.3).

$b_w \geq b_{w,min}$ **300 mm ≥ 135 mm** ✓

Donde:

b_w: Ancho del elemento. **b_w** : *300* mm

$b_{w,min}$: Valor mínimo de b_1, b_2. **$b_{w,min}$** : *135* mm

Siendo:

$b_1 = 250$ mm **b_1** : *250* mm

$b_2 = 0,3 \cdot h$ **b_2** : *135* mm

Donde:

h: Altura del elemento. **h** : *450* mm

El ancho del elemento no debe exceder el ancho del elemento de apoyo mas una distancia a cada lado del elemento de apoyo a_{min} (Articulo 21.5.1.4).

$b_w \leq c_2 + a_{min}$ **300 mm ≤ 725 mm** ✓

Donde:

b_w: Ancho del elemento. **b_w** : *300* mm

c_2: Ancho del elemento de apoyo. **c_2** : *500* mm

a_{min}: Valor mínimo de a_1, a_2. **a_{min}** : *225* mm

$a_1 = c_2$ **a_1** : *500* mm

$a_2 = 0,75 \cdot c_1$ **a_2** : *225* mm

Siendo:

c_1: Dimensión total del elemento de apoyo. **c_1** : *300* mm

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que A_{min} (Articulo 21.5.2.1).

$A_b \geq A_{min}$ **570.00 mm² ≥ 418.96 mm²** ✓

Donde:

A_b: Area de la armadura de refuerzo superior. **A_b** : *570.00* mm²

$$A_{min} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$ **A_{min}** : *418.96* mm²

Donde:

b_w: Ancho del elemento. **b_w** : *300* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *411* mm

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que A_{min} (Articulo 21.5.2.1).

$A_b \geq A_{min}$ **570.00 mm² ≥ 418.96 mm²** ✓

Donde:

A_b: Area de la armadura de refuerzo inferior. **A_b** : *570.00* mm²

$$A_{min} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$ **A_{min}** : *418.96* mm²

Donde:

b_w: Ancho del elemento. **b_w** : *300* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *411* mm

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025 (Articulo 21.5.2.1).

$\rho \leq 0,025$ **0.004 ≤ 0.025** ✓

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025 (Articulo 21.5.2.1).

$\rho \leq 0,025$ **0.004 ≤ 0.025** ✓

Al menos dos barras deben disponerse en forma continua, tanto en la parte superior como en la inferior (Articulo 21.5.2.1).

$n \geq 2$ **2 ≥ 2** ✓

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de s_{max} (Artículo C.21.5.3.2).

$s_0 \leq s_{max}$ **80 mm ≤ 105 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2 y s_3. **s_{max}** : *105* mm

$$s_1 = \frac{d}{4}$$ **s_1** : *105* mm

$$s_2 = 6 \cdot \phi_{min}$$ **s_2** : *115* mm

$s_3 = 150$ mm **s_3** : *150* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *411* mm

Ø$_{min}$: Diámetro de las armaduras longitudinales más pequeñas. **Ø$_{min}$** : *19.0* mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un cuarto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo C.21.5.2.2).

$\phi \cdot M_{n,neg} \geq \frac{1}{4} \cdot \phi \cdot M_{n,a,neg}$ **81551508 N·mm ≥ 22653197 N·mm** ✓

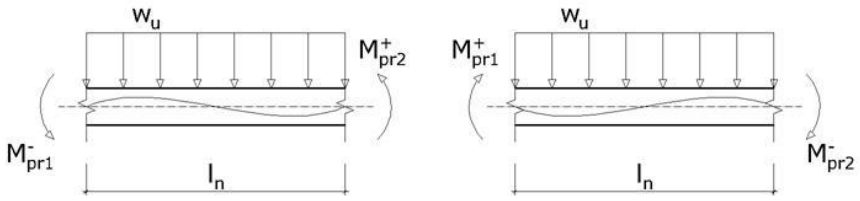
Donde:

Ø·M$_{n,neg}$: Resistencia a momento negativo. **Ø·M$_{n,neg}$** : *81551508* N·mm

Ø·M$_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos. **Ø·M$_{n,a,neg}$** : *90612787* N·mm

Cortante de diseño para vigas. (NSR-10, Título C)

La fuerza cortante de diseño, V_e, se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizadas entre los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable, M_{pr}, y que el elemento está además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz (Artículo 21.5.4.1).



Se debe satisfacer:

$\phi \cdot V_n \geq V_e$ **23.07 t ≥ 5.33 t** ✓

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia — **ϕ** : *0.75*

V_n: Resistencia nominal a cortante. — **V_n** : *30.76* t

V_e: Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1},V_{e2}. — **V_e** : *5.33* t

$$V_{e1} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{pr1}^{-} + M_{pr2}^{+}}{l_n}$$

V_{e1} : *5.33* t

$$V_{e2} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{pr1}^{+} + M_{pr2}^{-}}{l_n}$$

V_{e2} : *5.21* t

Siendo:

w_u: Carga mayorada por unidad de longitud de viga. — **w_u** : *0.72* t/m

l_n: Luz libre medida entre caras de los apoyos. — **l_n** : *8.10* m

M_{pr}: Resistencia probable a la flexión del elemento, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos $1.25 \cdot f_y$.

M_{pr1}^+ : *8.05* t·m

M_{pr1}^- : *11.46* t·m

M_{pr2}^+ : *8.06* t·m

M_{pr2}^- : *10.53* t·m

V-102: C6 - C8 (C6 - 7.088 m, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$\mathbf{s_l \geq s_{l,min}}$ **203 mm ≥ 25 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. **$s_{l,min}$** : *25* mm

$\mathbf{s_1} = d_b$ **s_1** : *19* mm

$\mathbf{s_2} = 25$ mm **s_2** : *25* mm

$\mathbf{s_3} = 1.33 \cdot d_{ag}$ **s_3** : *20* mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. **d_b** : *19.1* mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. **d_{ag}** : *15* mm

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión negativa alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s, no debe ser menor que $A_{s,min}$ (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$\mathbf{A_s \geq A_{s,min}}$ **5.70 cm² ≥ 4.19 cm²** ✓

Donde:

$A_{s,min}$: Valor máximo de A_{s1}, A_{s2}. **$A_{s,min}$** : *4.19* cm²

$A_{s1} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$ **A_{s1}** : *3.40* cm²

$A_{s2} = \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$ **A_{s2}** : *4.19* cm²

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

b_w: Ancho del alma. **b_w** : *300* mm

d: Canto útil de la sección. **d** : *411* mm

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

η : ***0.175*** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **$V_{u,y}$** : *28.41* kN

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **$\phi \cdot V_{n,y}$** : *162.61* kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '6.413 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(1)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$\mathbf{V_n} = V_c + V_s$$

V_n : *216.81* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$\mathbf{V_c} = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : *96.09* kN

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : *162.28* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$ **ρ_w** : *0.005*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. **A_s** : *5.70* cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *300* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *411* mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ **M_m** : *17.26* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *17.26* kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u** : *0.00* kN

h: Altura de un elemento. **h** : *450.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *1350.00* cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$\mathbf{V_s} = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$ **V_s** : *120.72* kN

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$\mathbf{V_s} = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$ **V_s** : *373.05* kN

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. **A_v** : *1.43* cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

$f_{yt} \not> 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *411* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *200* mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección **b_w** : *300* mm

circular.

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$\mathbf{s \leq s_{max}}$ **200 mm ≤ 210 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. **s_{max}** : *210* mm

$\mathbf{s_1} = d/2$ **s_1** : *210* mm

$\mathbf{s_2} = 600$ mm **s_2** : *600* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *411* mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$\mathbf{A_v \geq A_{v,min}}$ **1.43 cm² ≥ 0.51 cm²** ✓

Donde:

$$\mathbf{A_{v,min}} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$ **$A_{v,min}$** : *0.41* cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$\mathbf{A_{v,min}} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$$ **$A_{v,min}$** : *0.51* cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *300* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *200* mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$f_{yt} \not> 420$ MPa

f_{yt} : *412.02* MPa

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

η : ***0.157*** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **$V_{u,y}$** : *25.76* kN

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **$\phi \cdot V_{n,y}$** : *163.56* kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '6.413 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+SX-0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

V_n : *218.08* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : *97.35* kN

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : *162.28* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$ **ρ_w** : *0.005*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. **A_s** : *5.70* cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *300* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *411* mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ **M_m** : *13.11* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *13.11* kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u** : *0.00* kN

h: Altura de un elemento. **h** : *450.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *1350.00* cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$ **V_s** : *120.72* kN

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$ **V_s** : *373.05* kN

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. **A_v** : *1.43* cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

$f_{yt} \not> 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *411* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *200* mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del **f'_c** : *20.60* MPa

hormigón.

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *300* mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$\mathbf{s \leq s_{max}}$ **200 mm ≤ 210 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. **s_{max}** : *210* mm

$\mathbf{s_1} = d/2$ **s_1** : *210* mm

$\mathbf{s_2} = 600$ mm **s_2** : *600* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *411* mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$\mathbf{A_v \geq A_{v,min}}$ **1.43 cm² ≥ 0.51 cm²** ✓

Donde:

$$\mathbf{A_{v,min}} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$ **$A_{v,min}$** : *0.41* cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$\mathbf{A_{v,min}} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$$ **$A_{v,min}$** : *0.51* cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *300* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *200* mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

$f_{yt} \not> 420$ MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)

(NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.375 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{\left(\phi \cdot P_n\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,x}\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,y}\right)^2}} \leq 1$$

η : ***0.680*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *0.00* kN

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$** : *55.39* kN·m

$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$\phi \cdot P_n$** : *0.00* kN

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. **$\phi \cdot M_{n,x}$** : *81.51* kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *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 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

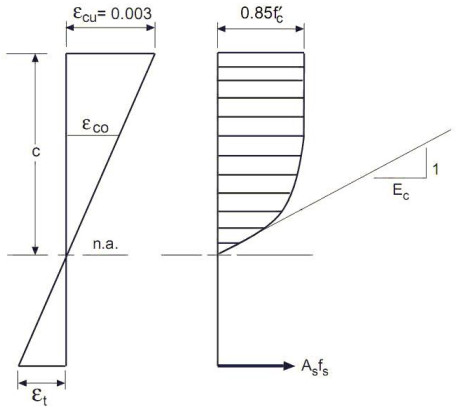
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

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

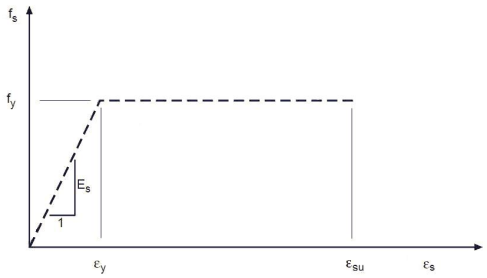


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **ε_{cu}** : *0.0030*

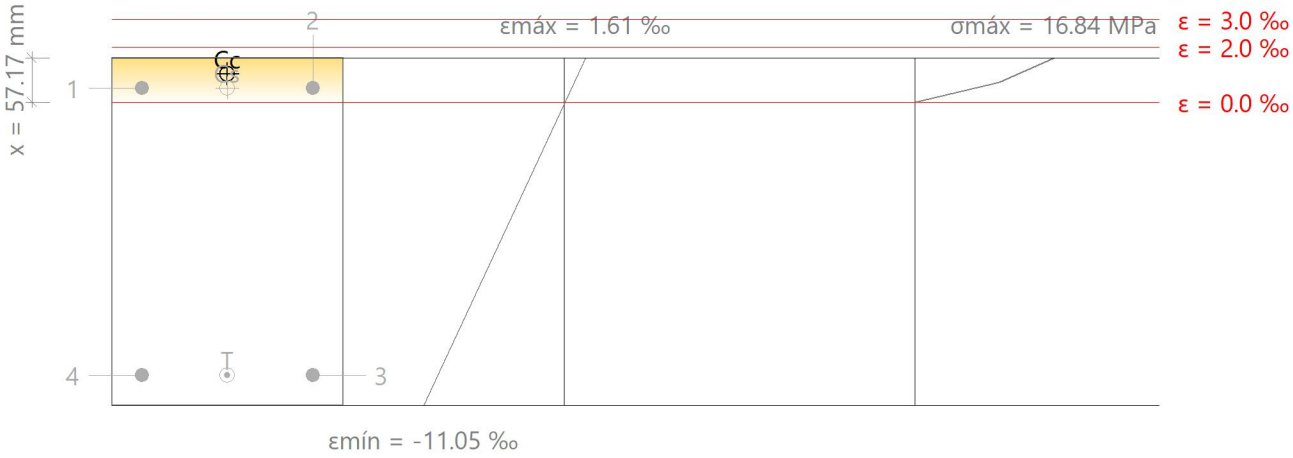
ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. **ε_{c0}** : *0.0020*

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

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)	f_s (MPa)	ε
1	Ø3/4"	-110.95	185.95	+101.94	+0.000510
2	Ø3/4"	110.95	185.95	+101.94	+0.000510
3	Ø3/4"	110.95	-185.95	-412.02	-0.009950
4	Ø3/4"	-110.95	-185.95	-412.02	-0.009950

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	176.75	0.00	204.20
Cs	58.11	0.00	185.95
T	234.85	0.00	-185.95

$$P_n = C_c + C_s - T$$

P_n : *0.00* kN

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{n,x}$: *90.57* kN·m

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{n,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. **C_c** : *176.75* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. **C_s** : *58.11* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. **T** : *234.85* 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

$e_{cc,y}$: *204.20* mm

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.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

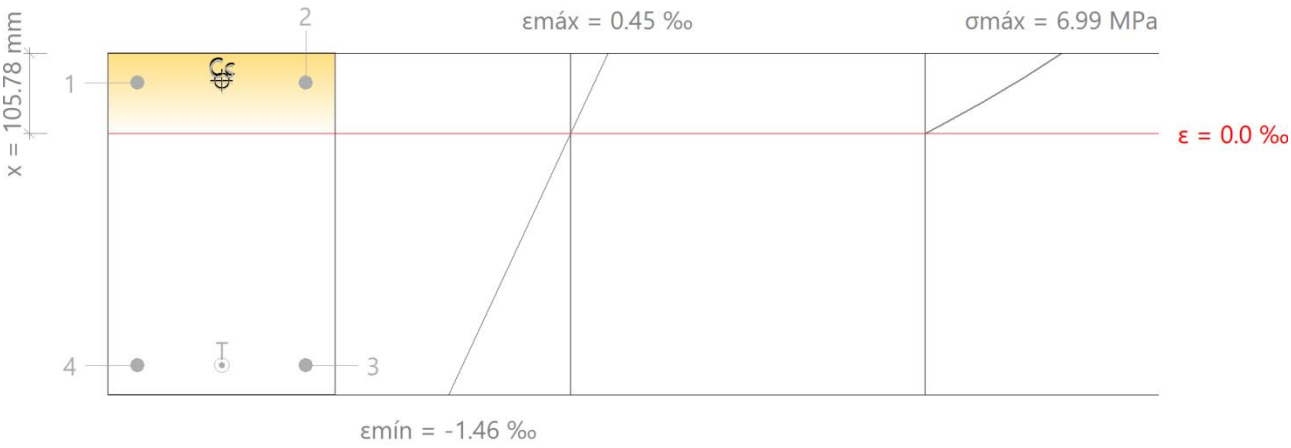
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$e_{cs,x}$: *0.00* mm
$e_{cs,y}$: *185.95* mm
$e_{T,x}$: *0.00* mm
$e_{T,y}$: *-185.95* mm
ε_{cmax} : *0.0016*
ε_{smax} : *0.0100*
σ_{cmax} : *16.84* MPa
σ_{smax} : *412.02* MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø3/4"	-110.95	185.95	+56.77	+0.000284
2	Ø3/4"	110.95	185.95	+56.77	+0.000284
3	Ø3/4"	110.95	-185.95	-259.63	-0.001298
4	Ø3/4"	-110.95	-185.95	-259.63	-0.001298

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	115.63	0.00	189.03
Cs	32.36	0.00	185.95
T	147.99	0.00	-185.95

$$P_u = C_c + C_s - T$$

P_u : *0.00* kN

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{u,x}$: *55.39* kN·m

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$ **$M_{u,y}$** : *0.00* kN·m

Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. **C_c** : *115.63* kN
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. **C_s** : *32.36* kN
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. **T** : *147.99* 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; **$e_{cc,y}$** : *189.03* mm
- **e_{cs}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. **$e_{cs,x}$** : *0.00* mm; **$e_{cs,y}$** : *185.95* 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; **$e_{T,y}$** : *-185.95* mm
- **ε_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. **ε_{cmax}** : *0.0004*
- **ε_{smax}**: Deformación de la barra de acero más traccionada. **ε_{smax}** : *0.0013*
- **σ_{cmax}**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. **σ_{cmax}** : *6.99* MPa
- **σ_{smax}**: Tensión de la barra de acero más traccionada. **σ_{smax}** : *259.63* MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)

(NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.375 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{\left(\phi \cdot P_n\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,x}\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,y}\right)^2}} \leq 1$$ **η** : ***0.606*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

- **P_u**: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *0.00* kN
- **M_u**: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$** : *49.38* kN·m; **$M_{u,y}$** : *0.00* kN·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

- **$\phi \cdot P_n$**: Axil de agotamiento. **$\phi \cdot P_n$** : *0.00* kN
- **$\phi \cdot M_n$**: Momentos de agotamiento. **$\phi \cdot M_{n,x}$** : *81.51* kN·m; **$\phi \cdot M_{n,y}$** : *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 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

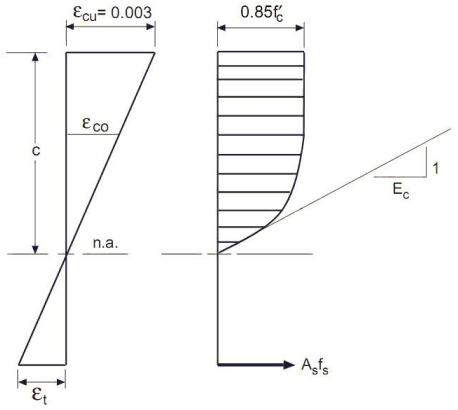
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

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

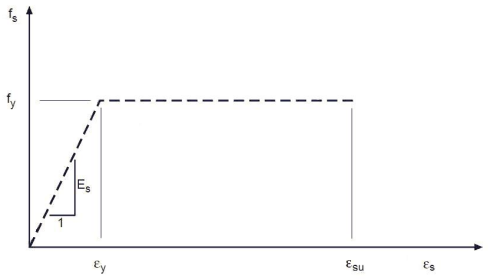


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **ε_{cu}** : *0.0030*

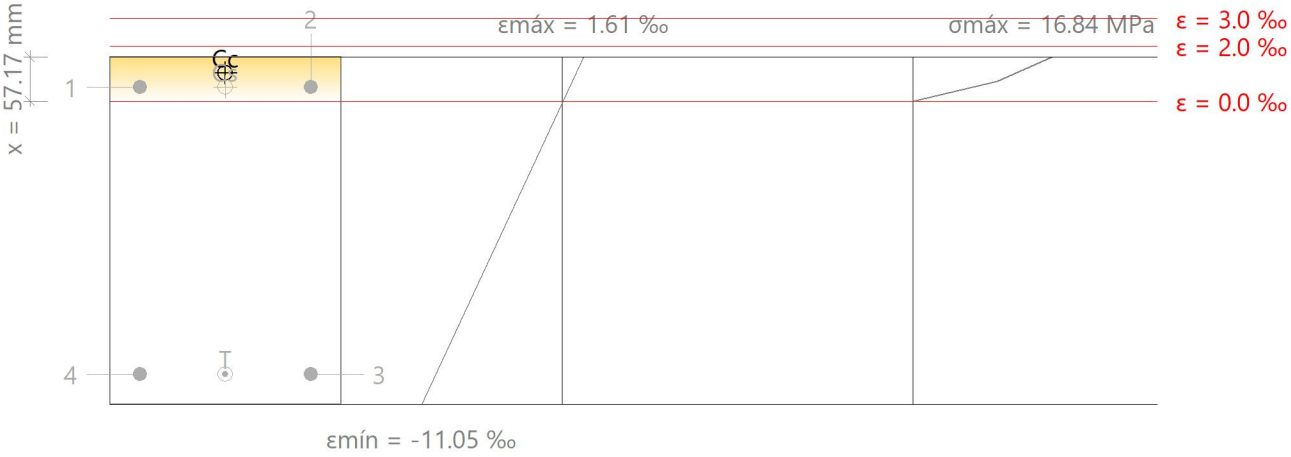
ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. **ε_{c0}** : *0.0020*

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

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)	f_s (MPa)	ε
1	Ø3/4"	-110.95	185.95	+101.94	+0.000510
2	Ø3/4"	110.95	185.95	+101.94	+0.000510
3	Ø3/4"	110.95	-185.95	-412.02	-0.009950
4	Ø3/4"	-110.95	-185.95	-412.02	-0.009950

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	176.75	0.00	204.20
Cs	58.11	0.00	185.95
T	234.85	0.00	-185.95

$P_n = C_c + C_s - T$

P_n : *0.00* kN

$M_{n.x} = C_c \cdot e_{cc.v} + C_s \cdot e_{cs.v} - T \cdot e_{T.v}$

$\mathbf{M_{n,x}}$: *90.57* kN·m

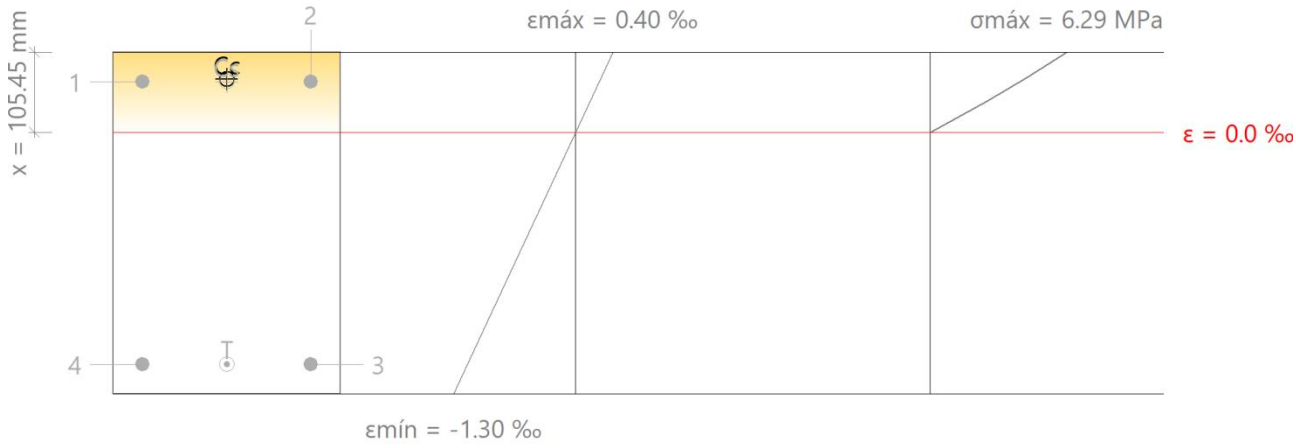
$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$\mathbf{M_{n,y}}$: *0.00* kN·m

Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — $\mathbf{C_c}$: *176.75* kN
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — $\mathbf{C_s}$: *58.11* kN
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *234.85* kN
- **e_{cc}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $\mathbf{e_{cc,x}}$: *0.00* mm; $\mathbf{e_{cc,y}}$: *204.20* mm
- **e_{cs}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $\mathbf{e_{cs,x}}$: *0.00* mm; $\mathbf{e_{cs,y}}$: *185.95* mm
- **e_T**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $\mathbf{e_{T,x}}$: *0.00* mm; $\mathbf{e_{T,y}}$: *-185.95* mm
- **ε_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — $\boldsymbol{\varepsilon_{cmax}}$: *0.0016*
- **ε_{smax}**: Deformación de la barra de acero más traccionada. — $\boldsymbol{\varepsilon_{smax}}$: *0.0100*
- **σ_{cmax}**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — $\boldsymbol{\sigma_{cmax}}$: *16.84* MPa
- **σ_{smax}**: Tensión de la barra de acero más traccionada. — $\boldsymbol{\sigma_{smax}}$: *412.02* MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø3/4"	-110.95	185.95	+50.28	+0.000251
2	Ø3/4"	110.95	185.95	+50.28	+0.000251
3	Ø3/4"	110.95	-185.95	-231.35	-0.001157
4	Ø3/4"	-110.95	-185.95	-231.35	-0.001157

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	103.21	0.00	189.23
Cs	28.66	0.00	185.95
T	131.87	0.00	-185.95

$P_u = C_c + C_s - T$ **P_u** : *0.00* kN

$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ **$M_{u,x}$** : *49.38* kN·m

$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ **$M_{u,y}$** : *0.00* kN·m

Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. **C_c** : *103.21* kN
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. **C_s** : *28.66* kN
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. **T** : *131.87* 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; **$e_{cc,y}$** : *189.23* mm
- **e_{cs}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. **$e_{cs,x}$** : *0.00* mm; **$e_{cs,y}$** : *185.95* 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; **$e_{T,y}$** : *-185.95* mm
- **ε_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. **ε_{cmax}** : *0.0004*
- **ε_{smax}**: Deformación de la barra de acero más traccionada. **ε_{smax}** : *0.0012*
- **σ_{cmax}**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. **σ_{cmax}** : *6.29* MPa
- **σ_{smax}**: Tensión de la barra de acero más traccionada. **σ_{smax}** : *231.35* MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.6)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.7)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 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 (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

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 (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)

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 transversal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Rubro C.21)

La luz libre del elemento no debe ser menor que cuatro veces su altura útil (Articulo 21.5.1.2).

$l_n \geq 4 \cdot d$ **8100 mm ≥ 1648 mm** ✓

Donde:

l_n: Luz libre del elemento. **l_n** : *8100* mm

d: Altura útil. **d** : *412* mm

El ancho del elemento no debe ser menor que $b_{w,min}$ (Articulo 21.5.1.3).

$b_w \geq b_{w,min}$ **300 mm ≥ 135 mm** ✓

Donde:

b_w: Ancho del elemento. **b_w** : *300* mm

$b_{w,min}$: Valor mínimo de b_1, b_2. **$b_{w,min}$** : *135* mm

Siendo:

$b_1 = 250$ mm **b_1** : *250* mm

$b_2 = 0,3 \cdot h$ **b_2** : *135* mm

Donde:

h: Altura del elemento. **h** : *450* mm

El ancho del elemento no debe exceder el ancho del elemento de apoyo mas una distancia a cada lado del elemento de apoyo a_{min} (Articulo 21.5.1.4).

$b_w \leq c_2 + a_{min}$ **300 mm ≤ 725 mm** ✓

Donde:

b_w: Ancho del elemento. **b_w** : *300* mm

c_2: Ancho del elemento de apoyo. **c_2** : *500* mm

a_{min}: Valor mínimo de a_1, a_2. **a_{min}** : *225* mm

$a_1 = c_2$

a_1 : *500* mm

$$a_2 = 0,75 \cdot c_1$$

a_2 : *225* mm

Siendo:

c_1: Dimensión total del elemento de apoyo. **c_1** : *300* mm

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que A_{min} (Articulo 21.5.2.1).

$A_b \geq A_{min}$ **1094.70 mm² ≥ 419.98 mm²** ✓

Donde:

A_b: Area de la armadura de refuerzo superior. **A_b** : *1094.70* mm²

$$A_{min} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$

A_{min} : *419.98* mm²

Donde:

b_w: Ancho del elemento. **b_w** : *300* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *412* mm

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que A_{min} (Articulo 21.5.2.1).

$A_b \geq A_{min}$ **570.00 mm² ≥ 419.98 mm²** ✓

Donde:

A_b: Area de la armadura de refuerzo inferior. **A_b** : *570.00* mm²

$$A_{min} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$

A_{min} : *419.98* mm²

Donde:

b_w: Ancho del elemento. **b_w** : *300* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *412* mm

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025 (Articulo 21.5.2.1).

$\rho \leq 0,025$ **0.008 ≤ 0.025** ✓

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025 (Articulo 21.5.2.1).

$\rho \leq 0,025$ **0.004 ≤ 0.025** ✓

Al menos dos barras deben disponerse en forma continua, tanto en la parte superior como en la inferior (Articulo 21.5.2.1).

$n \geq 2$ **2 ≥ 2** ✓

Deben colocarse estribos espaciados a no mas de d/2 en toda la longitud del elemento (Artículo C.21.5.3.4).

$s_0 \leq \frac{d}{2}$ **80 mm ≤ 210 mm** ✓

Donde:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *412* mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un cuarto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo C.21.5.2.2).

$\phi \cdot M_{n,neg} \geq \frac{1}{4} \cdot \phi \cdot M_{n,a,neg}$ **80147830 N·mm ≥ 22653197 N·mm** ✓

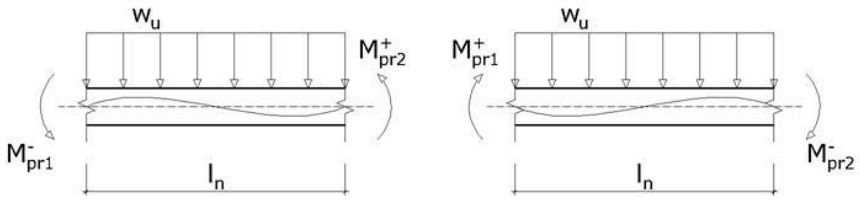
Donde:

Ø·$M_{n,neg}$: Resistencia a momento negativo. **Ø·$M_{n,neg}$** : *80147830* N·mm

Ø·$M_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos. **Ø·$M_{n,a,neg}$** : *90612787* N·mm

Cortante de diseño para vigas. (NSR-10, Título C)

La fuerza cortante de diseño, V_e, se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizadas entre los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable, M_{pr}, y que el elemento está además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz (Artículo 21.5.4.1).



Se debe satisfacer:

$\phi \cdot V_n \geq V_e$ **23.07 t ≥ 5.33 t** ✓

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia — **ϕ** : *0.75*

V_n: Resistencia nominal a cortante. — **V_n** : *30.76* t

V_e: Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1},V_{e2}. — **V_e** : *5.33* t

$$V_{e1} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{pr1}^{-} + M_{pr2}^{+}}{l_n}$$

V_{e1} : *5.33* t

$$V_{e2} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{pr1}^{+} + M_{pr2}^{-}}{l_n}$$

V_{e2} : *5.21* t

Siendo:

w_u: Carga mayorada por unidad de longitud de viga. — **w_u** : *0.72* t/m

l_n: Luz libre medida entre caras de los apoyos. — **l_n** : *8.10* m

M_{pr}: Resistencia probable a la flexión del elemento, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos $1.25 \cdot f_y$.

M_{pr1}^+ : *8.05* t·m

M_{pr1}^- : *11.46* t·m

M_{pr2}^+ : *8.06* t·m

M_{pr2}^- : *10.53* t·m

V-102: C6 - C8 (6.750 m - C8, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$\mathbf{s_l} \geq \mathbf{s_{l,min}}$ **95 mm ≥ 25 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. **$s_{l,min}$** : *25* mm

$\mathbf{s_1} = d_b$ **s_1** : *19* mm

$\mathbf{s_2} = 25$ mm **s_2** : *25* mm

$\mathbf{s_3} = 1.33 \cdot d_{ag}$ **s_3** : *20* mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. **d_b** : *19.1* mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. **d_{ag}** : *15* mm

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s, no debe ser menor que $A_{s,min}$ (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$\mathbf{A_s} \geq A_{s,min}$ **5.70 cm² ≥ 4.19 cm²** ✓

Donde:

$A_{s,min}$: Valor máximo de A_{s1}, A_{s2}. **$A_{s,min}$** : *4.19* cm²

$A_{s1} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$ **A_{s1}** : *3.40* cm²

$A_{s2} = \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$ **A_{s2}** : *4.19* cm²

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

b_w: Ancho del alma. **b_w** : *300* mm

d: Canto útil de la sección. **d** : *411* mm

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

η : ***0.140*** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **$V_{u,y}$** : *41.85* kN

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **$\phi \cdot V_{n,y}$** : *299.08* kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '8.100 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(1)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$\mathbf{V_n} = V_c + V_s$$

V_n : *398.78* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$\mathbf{V_c} = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

V_c : *95.52* kN

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : *163.05* kN

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$ **ρ_w** : *0.004*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. **A_s** : *5.19* cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *300* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *413* mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ **M_m** : *27.45* kN·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. **M_u** : *-27.45* kN·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. **N_u** : *0.00* kN

h: Altura de un elemento. **h** : *450.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : *1350.00* cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$ **V_s** : *303.26* kN

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$ **V_s** : *374.84* kN

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. **A_v** : *1.43* cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

$f_{yt} \not> 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *413* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *80* mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección **b_w** : *300* mm

circular.

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$\mathbf{s} \leq \mathbf{s_{max}}$ **80 mm ≤ 210 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. **s_{max}** : *210* mm

$\mathbf{s_1} = d/2$ **s_1** : *210* mm

$\mathbf{s_2} = 600$ mm **s_2** : *600* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *413* mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$\mathbf{A_v} \geq \mathbf{A_{v,min}}$ **1.43 cm² ≥ 0.20 cm²** ✓

Donde:

$\mathbf{A_{v,min}} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$ **$A_{v,min}$** : *0.16* cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$\mathbf{A_{v,min}} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$ **$A_{v,min}$** : *0.20* cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *300* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *80* mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$f_{yt} \not> 420$ MPa

f_{yt} : *412.02* MPa

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

η : ***0.164*** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **$V_{u,y}$** : *37.35* kN

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **$\phi \cdot V_{n,y}$** : *227.44* kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '7.682 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)+SX-0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$\mathbf{V_n} = V_c + V_s$$

V_n : *303.26* kN

El refuerzo transversal en la longitud l_o debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo $V_c = 0$ cuando la fuerza axial de compresión mayorada, P_u, incluyendo el efecto sísmico es menor que $A_g f'_c/20$.

$$\mathbf{V_c} = 0$$

V_c : *0.00* kN

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$\mathbf{V_s} = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

V_s : *303.26* kN

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$\mathbf{V_s} = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

V_s : *374.84* kN

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. — **A_v** : *1.43* cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. — **f_{yt}** : *412.02* MPa

$f_{yt} \not> 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. — **d** : *413* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. — **s** : *80* mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. — **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. — **b_w** : *300* mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$\mathbf{s \leq s_{max}}$ — **80 mm ≤ 210 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. — **s_{max}** : *210* mm

$\mathbf{s_1} = d/2$ — **s_1** : *210* mm

$\mathbf{s_2} = 600$ mm — **s_2** : *600* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. — **d** : *413* mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$\mathbf{A_v \geq A_{v,min}}$ — **1.43 cm² ≥ 0.20 cm²** ✓

Donde:

$$\mathbf{A_{v,min}} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$ — **$A_{v,min}$** : *0.16* cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$\mathbf{A_{v,min}} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$$

$A_{v,min}$: *0.20* cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

$\sqrt{f'_c} \not> 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : *300* mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : *80* mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. **f_{yt}** : *412.02* MPa

$f_{yt} \not> 420$ MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)

(NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '8.100 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : ***0.611*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *0.00* kN

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$** : *-45.76* kN·m

$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$\phi \cdot P_n$** : *0.00* kN

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. **$\phi \cdot M_{n,x}$** : *-74.90* kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *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 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

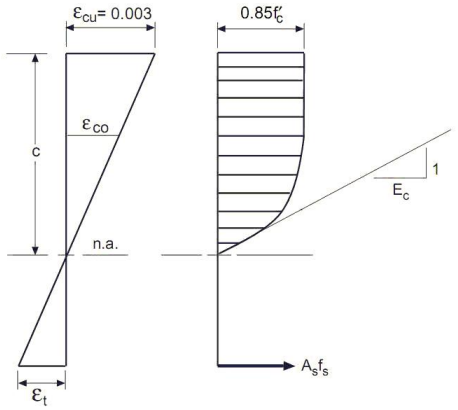
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

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

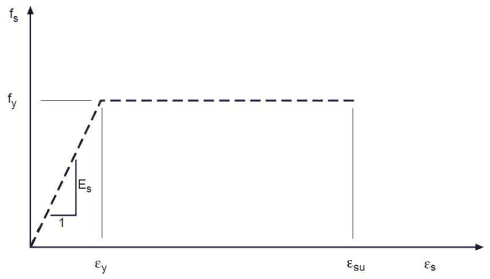


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **ε_{cu}** : *0.0030*

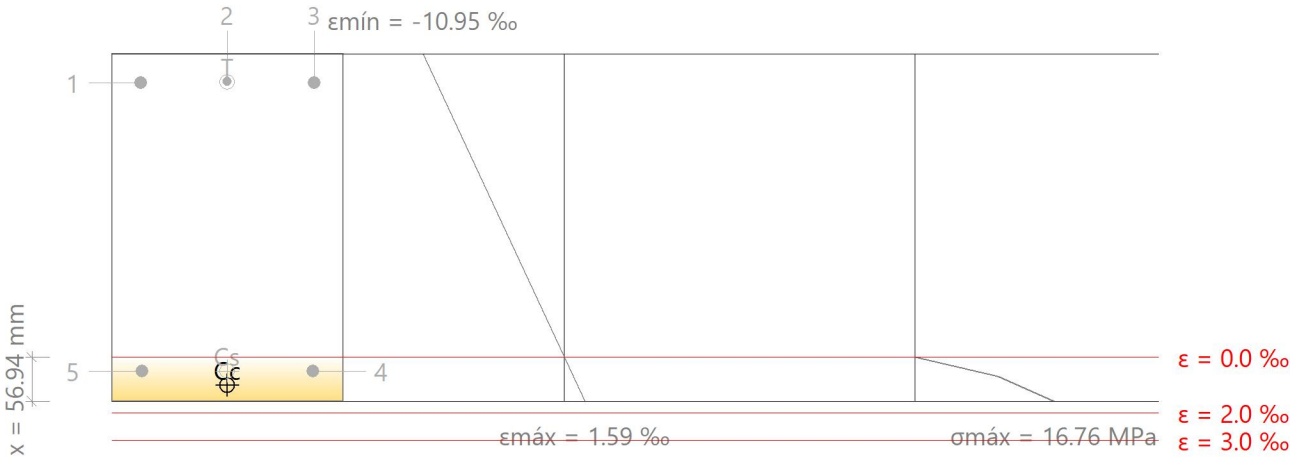
ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. **ε_{c0}** : *0.0020*

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

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)	f_s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-112.54	187.54	-412.02	-0.009906
2	Ø1/2"	0.00	189.13	-412.02	-0.009950
3	Ø5/8"	112.54	187.54	-412.02	-0.009906
4	Ø3/4"	110.95	-185.95	+99.70	+0.000498
5	Ø3/4"	-110.95	-185.95	+99.70	+0.000498

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	174.52	0.00	-204.31
Cs	39.50	0.00	-185.95
T	214.03	0.00	187.91

$P_n = C_c + C_s - T$

P_n : *0.00* kN

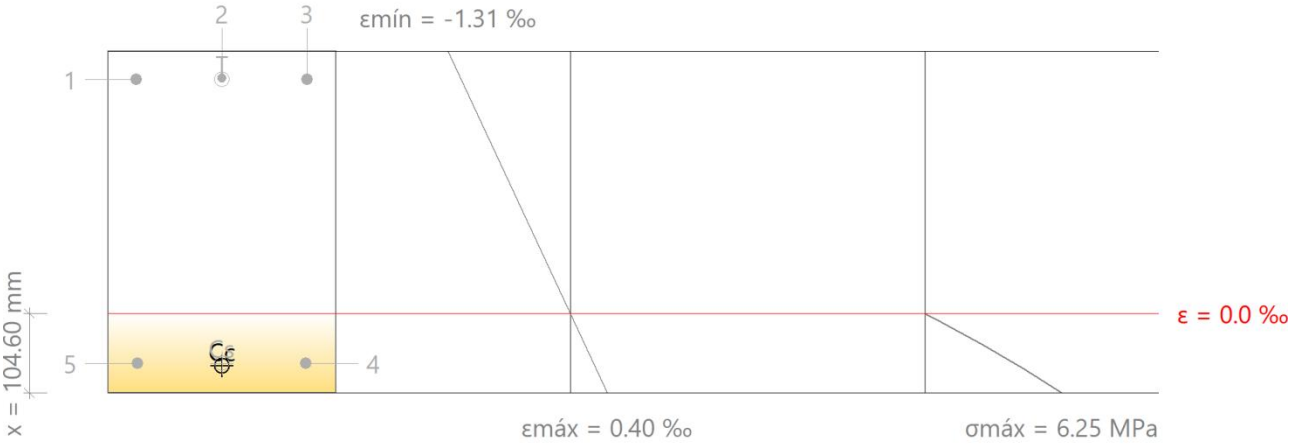
$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$ **$M_{n,x}$:** *-83.22* kN·m

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$ **$M_{n,y}$:** *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	**C_c :**	*174.52* kN
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	**C_s :**	*39.50* kN
T: Resultante de tracciones en el acero.	**T :**	*214.03* 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
	$e_{cc,y}$:	*-204.31* mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	**$e_{cs,x}$:**	*0.00* mm
	$e_{cs,y}$:	*-185.95* 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
	$e_{T,y}$:	*187.91* mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	**ε_{cmax} :**	*0.0016*
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	**ε_{smax} :**	*0.0100*
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	**σ_{cmax} :**	*16.76* MPa
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	**σ_{smax} :**	*412.02* MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-112.54	187.54	-233.48	-0.001167
2	Ø1/2"	0.00	189.13	-234.68	-0.001173
3	Ø5/8"	112.54	187.54	-233.48	-0.001167
4	Ø3/4"	110.95	-185.95	+49.70	+0.000248
5	Ø3/4"	-110.95	-185.95	+49.70	+0.000248

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	101.73	0.00	-189.52
Cs	19.69	0.00	-185.95
T	121.43	0.00	187.91

$$P_u = C_c + C_s - T$$

P_u : *0.00* kN

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$M_{u,x}$: *-45.76* kN·m

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. **C_c** : *101.73* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. **C_s** : *19.69* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. **T** : *121.43* 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; **$e_{cc,y}$** : *-189.52* mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. **$e_{cs,x}$** : *0.00* mm; **$e_{cs,y}$** : *-185.95* 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; **$e_{T,y}$** : *187.91* mm

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. **ε_{cmax}** : *0.0004*

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. **ε_{smax}** : *0.0012*

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. **σ_{cmax}** : *6.25* MPa

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. **σ_{smax}** : *234.68* MPa

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)

(NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '8.100 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{\left(\phi \cdot P_n\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,x}\right)^2 + \left(\phi \cdot M_{n,y}\right)^2}} \leq 1$$

η : ***0.579*** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. **P_u** : *0.00* kN

M_u: Momento de cálculo de primer orden. **$M_{u,x}$** : *-43.37* kN·m

$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. **$\phi \cdot P_n$** : *0.00* kN

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. **$\phi \cdot M_{n,x}$** : *-74.90* kN·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: *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 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

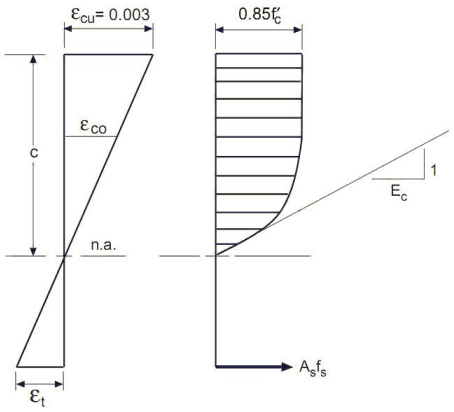
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

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

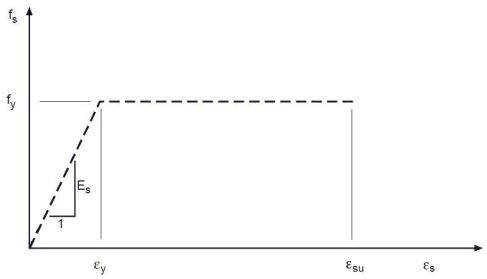


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. **f'_c** : *20.60* MPa

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. **ε_{cu}** : *0.0030*

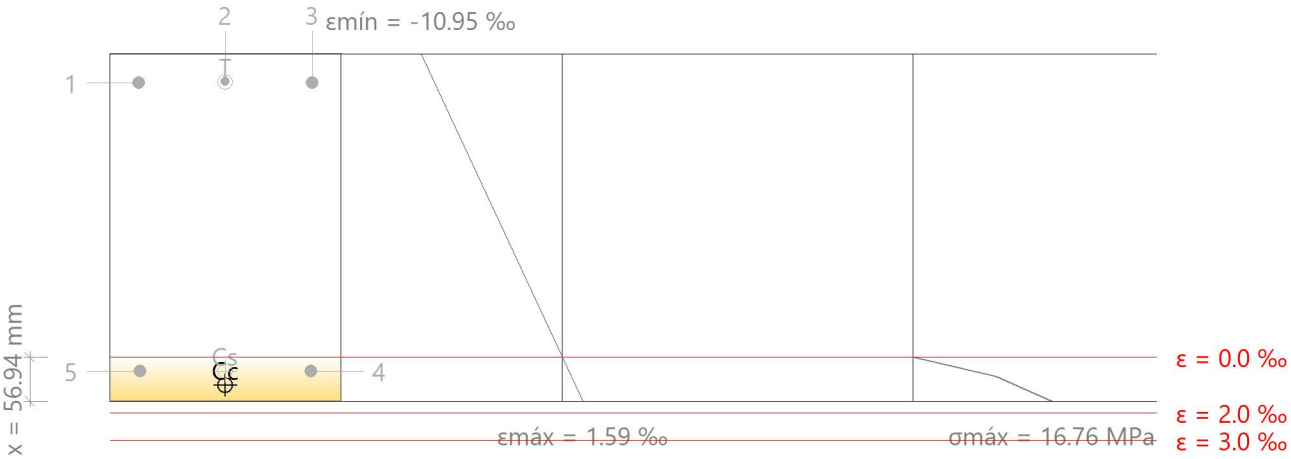
ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. **ε_{c0}** : *0.0020*

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

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)	f_s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-112.54	187.54	-412.02	-0.009906
2	Ø1/2"	0.00	189.13	-412.02	-0.009950
3	Ø5/8"	112.54	187.54	-412.02	-0.009906
4	Ø3/4"	110.95	-185.95	+99.70	+0.000498
5	Ø3/4"	-110.95	-185.95	+99.70	+0.000498

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	174.52	0.00	-204.31
Cs	39.50	0.00	-185.95
T	214.03	0.00	187.91

$P_n = C_c + C_s - T$

P_n : *0.00* kN

$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$

$M_{n,x}$: *-83.22* kN·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$

$M_{n,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. **C_c** : *174.52* kN

C_s: Resultante de compresiones en el acero. **C_s** : *39.50* kN

T: Resultante de tracciones en el acero. **T** : *214.03* kN

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la **$e_{cc,x}$** : *0.00* mm

dirección de los ejes X e Y. **$e_{cc,y}$** : *-204.31* mm

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. **$e_{cs,x}$** : *0.00* mm; **$e_{cs,y}$** : *-185.95* 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; **$e_{T,y}$** : *187.91* mm

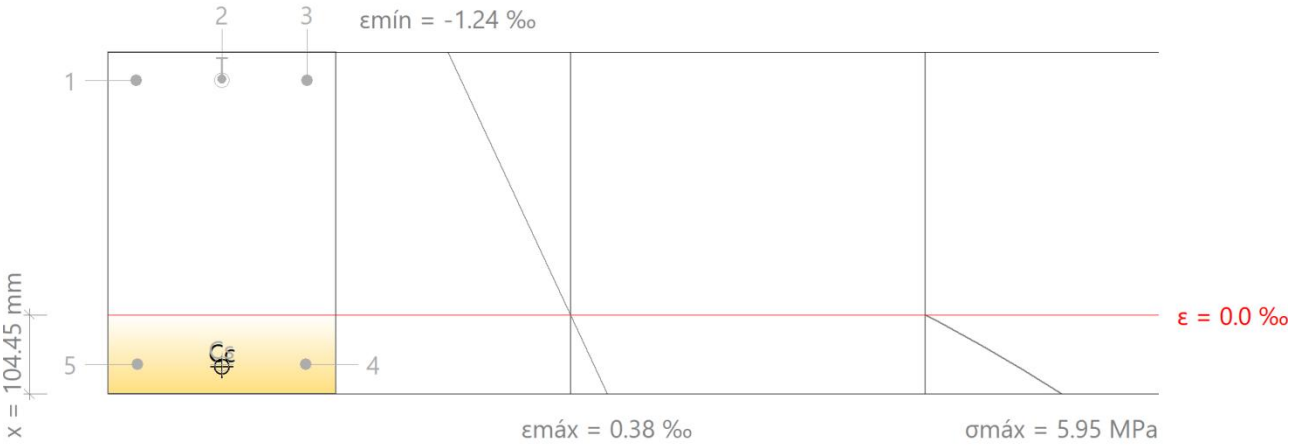
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. **ε_{cmax}** : *0.0016*

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. **ε_{smax}** : *0.0100*

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. **σ_{cmax}** : *16.76* MPa

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. **σ_{smax}** : *412.02* MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-112.54	187.54	-221.25	-0.001106
2	Ø1/2"	0.00	189.13	-222.39	-0.001112
3	Ø5/8"	112.54	187.54	-221.25	-0.001106
4	Ø3/4"	110.95	-185.95	+46.97	+0.000235
5	Ø3/4"	-110.95	-185.95	+46.97	+0.000235

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	96.46	0.00	-189.60
Cs	18.61	0.00	-185.95
T	115.07	0.00	187.91

$P_u = C_c + C_s - T$

P_u : *0.00* kN

$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$

$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$

$M_{u,x}$: *-43.37* kN·m

$M_{u,y}$: *0.00* kN·m

Donde:

- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c** : *96.46* kN
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s** : *18.61* kN
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *115.07* 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; **$e_{cc,y}$** : *-189.60* mm
- **e_{cs}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *0.00* mm; **$e_{cs,y}$** : *-185.95* 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; **$e_{T,y}$** : *187.91* mm
- **ε_{cmax}**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — **ε_{cmax}** : *0.0004*
- **ε_{smax}**: Deformación de la barra de acero más traccionada. — **ε_{smax}** : *0.0011*
- **σ_{cmax}**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — **σ_{cmax}** : *5.95* MPa
- **σ_{smax}**: Tensión de la barra de acero más traccionada. — **σ_{smax}** : *222.39* MPa

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.6)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.7)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 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 (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

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 (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

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. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)

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 transversal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Rubro C.21)

La luz libre del elemento no debe ser menor que cuatro veces su altura útil (Articulo 21.5.1.2).

$l_n \geq 4 \cdot d$ **8100 mm ≥ 1652 mm** ✓

Donde:

l_n: Luz libre del elemento. **l_n** : *8100* mm

d: Altura útil. **d** : *413* mm

El ancho del elemento no debe ser menor que $b_{w,min}$ (Articulo 21.5.1.3).

$b_w \geq b_{w,min}$ **300 mm ≥ 135 mm** ✓

Donde:

b_w: Ancho del elemento. **b_w** : *300* mm

$b_{w,min}$: Valor mínimo de b_1, b_2. **$b_{w,min}$** : *135* mm

Siendo:

$b_1 = 250$ mm **b_1** : *250* mm

$b_2 = 0,3 \cdot h$ **b_2** : *135* mm

Donde:

h: Altura del elemento. **h** : *450* mm

El ancho del elemento no debe exceder el ancho del elemento de apoyo mas una distancia a cada lado del elemento de apoyo a_{min} (Articulo 21.5.1.4).

$b_w \leq c_2 + a_{min}$ **300 mm ≤ 725 mm** ✓

Donde:

b_w: Ancho del elemento. **b_w** : *300* mm

c_2: Ancho del elemento de apoyo. **c_2** : *500* mm

a_{min}: Valor mínimo de a_1, a_2. **a_{min}** : *225* mm

$a_1 = c_2$ **a_1** : *500* mm

$a_2 = 0,75 \cdot c_1$ **a_2** : *225* mm

Siendo:

c_1: Dimensión total del elemento de apoyo. **c_1** : *300* mm

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que A_{min} (Articulo 21.5.2.1).

$A_b \geq A_{min}$ **524.70 mm² ≥ 421.00 mm²** ✓

Donde:

A_b: Area de la armadura de refuerzo superior. **A_b** : *524.70* mm²

$$A_{min} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$ **A_{min}** : *421.00* mm²

Donde:

b_w: Ancho del elemento. **b_w** : *300* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *413* mm

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que A_{min} (Articulo 21.5.2.1).

$A_b \geq A_{min}$ **570.00 mm² ≥ 421.00 mm²** ✓

Donde:

A_b: Area de la armadura de refuerzo inferior. **A_b** : *570.00* mm²

$$A_{min} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$ **A_{min}** : *421.00* mm²

Donde:

b_w: Ancho del elemento. **b_w** : *300* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *413* mm

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. **f_y** : *412.02* MPa

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025 (Articulo 21.5.2.1).

$\rho \leq 0,025$ **0.004 ≤ 0.025** ✓

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025 (Articulo 21.5.2.1).

$\rho \leq 0,025$ **0.004 ≤ 0.025** ✓

Al menos dos barras deben disponerse en forma continua, tanto en la parte superior como en la inferior (Articulo 21.5.2.1).

$n \geq 2$ **2 ≥ 2** ✓

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de s_{max} (Artículo C.21.5.3.2).

$s_0 \leq s_{max}$ **80 mm ≤ 80 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2 y s_3. **s_{max}** : *80* mm

$$s_1 = \frac{d}{4}$$ **s_1** : *105* mm

$$s_2 = 6 \cdot \phi_{min}$$ **s_2** : *80* mm

$s_3 = 150$ mm **s_3** : *150* mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *413* mm

Ø$_{min}$: Diámetro de las armaduras longitudinales más pequeñas. **Ø$_{min}$** : *12.7* mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un cuarto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo C.21.5.2.2).

$\phi \cdot M_{n,neg} \geq \frac{1}{4} \cdot \phi \cdot M_{n,a,neg}$ **75580463 N·mm ≥ 22653197 N·mm** ✓

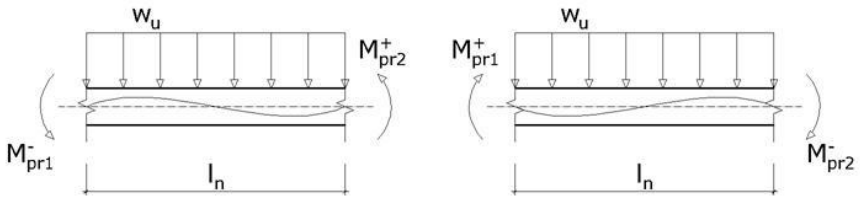
Donde:

Ø·M$_{n,neg}$: Resistencia a momento negativo. **Ø·M$_{n,neg}$** : *75580463* N·mm

Ø·M$_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos. **Ø·M$_{n,a,neg}$** : *90612787* N·mm

Cortante de diseño para vigas. (NSR-10, Título C)

La fuerza cortante de diseño, V_e, se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizadas entre los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable, M_{pr}, y que el elemento está además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz (Artículo 21.5.4.1).



Se debe satisfacer:

$\phi \cdot V_n \geq V_e$ **23.18 t ≥ 5.33 t** ✓

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia — **ϕ** : *0.75*

V_n: Resistencia nominal a cortante. — **V_n** : *30.91* t

V_e: Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1},V_{e2}. — **V_e** : *5.33* t

$$V_{e1} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{pr1}^{-} + M_{pr2}^{+}}{l_n}$$

V_{e1} : *5.33* t

$$V_{e2} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{pr1}^{+} + M_{pr2}^{-}}{l_n}$$

V_{e2} : *5.21* t

Siendo:

w_u: Carga mayorada por unidad de longitud de viga. — **w_u** : *0.72* t/m

l_n: Luz libre medida entre caras de los apoyos. — **l_n** : *8.10* m

M_{pr}: Resistencia probable a la flexión del elemento, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos $1.25 \cdot f_y$.

M_{pr1}^+ : *8.05* t·m

M_{pr1}^- : *11.46* t·m

M_{pr2}^+ : *8.06* t·m

M_{pr2}^- : *10.53* t·m

4. COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

V-102: C6 - C8

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)

Se debe satisfacer:

$s \leq s_{max}$ **112.54 mm ≤ 488.51 mm** ✓

La separación entre barras más restrictiva se produce en el nudo C8, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa(1). El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 0.00 mm, Y = 189.13 mm.

Donde:

s: Separación entre barras. **s** : *112.54* mm

s_{max}: Separación máxima permitida entre barras, calculada como el menor de los siguientes valores: **s_{max}** : *488.51* mm

$$s_1 = 380 \cdot (\frac{280}{f_s}) - 2.5 \cdot c_c$$ **s_1** : *544.97* mm

$$s_2 = 300 \cdot (\frac{280}{f_s})$$ **s_2** : *488.51* mm

Siendo:

f_s: [MPa] Tensión de tracción de la barra. **f_s** : *171.95* MPa

C_c: Distancia de la superficie de la barra al paramento traccionado. **C_c** : *29.52* mm

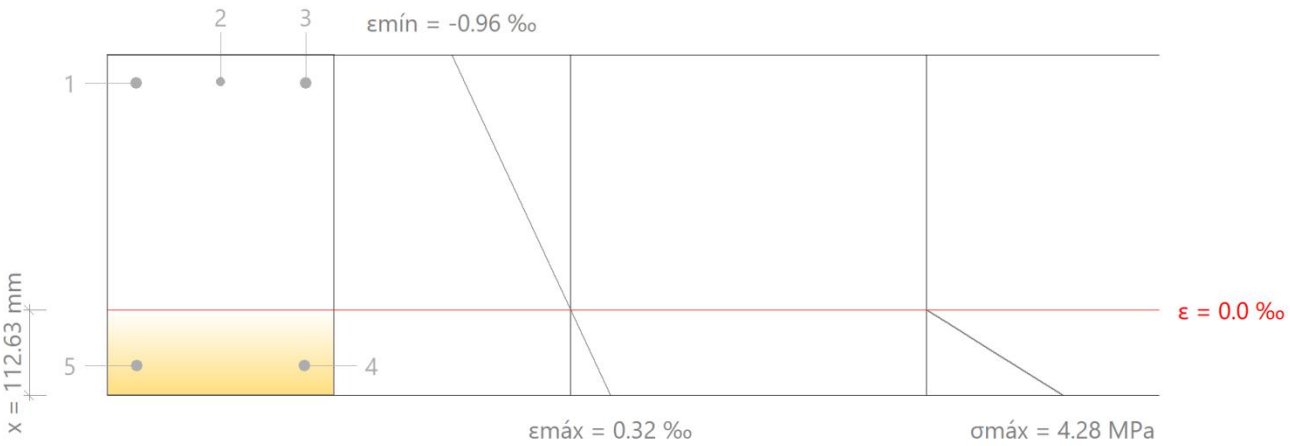
Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed},M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). **N_{ed}** : *0.00* kN

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. **$M_{ed,X}$** : *0.00* kN·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : *-33.37* kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
1	Ø5/8"	-112.54	187.54	-171.05	-0.000855
2	Ø1/2"	0.00	189.13	-171.95	-0.000860
3	Ø5/8"	112.54	187.54	-171.05	-0.000855

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)

La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)

Se debe satisfacer:

$s \leq s_{max}$ **221.90 mm ≤ 441.91 mm** ✓

La separación entre barras más restrictiva se produce en un punto situado a una distancia de 3.713 m del nudo C6, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa(1). El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 110.95 mm, Y = -185.95 mm.

Donde:

s: Separación entre barras. **s** : *221.90* mm

s_{max}: Separación máxima permitida entre barras, calculada como el menor de los siguientes valores: **s_{max}** : *441.91* mm

$c_c = 380 \cdot \left(\frac{280}{\sigma_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$

s_1 : *485.94* mm

$$s_2 = 300 \cdot (\frac{280}{f_s})$$

s_2 : *441.91* mm

Siendo:

f_s: [MPa] Tensión de tracción de la barra. **f_s** : *190.08* MPa

C_c: Distancia de la superficie de la barra al paramento traccionado. **C_c** : *29.53* mm

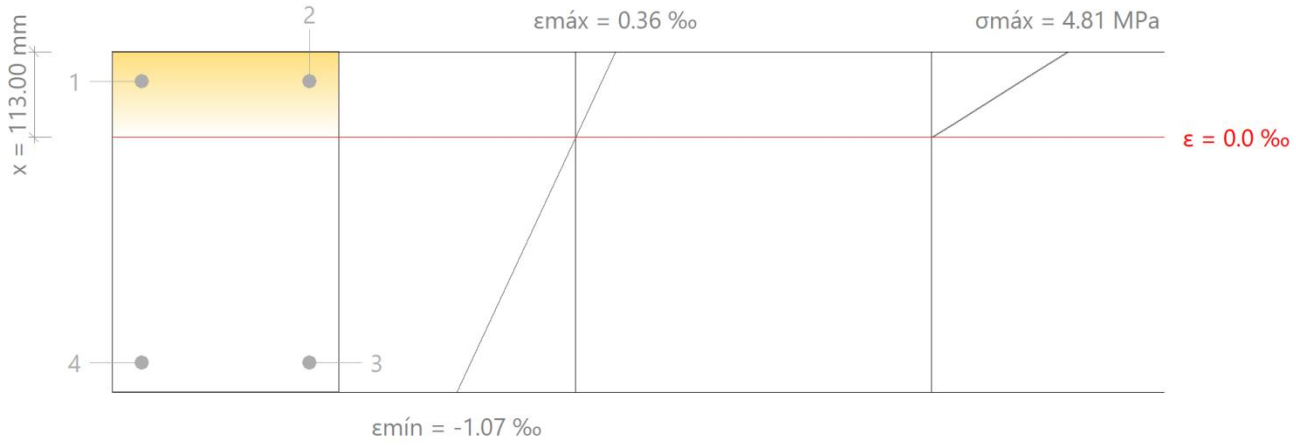
Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed},M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). **N_{ed}** : *0.00* kN

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. **$M_{ed,X}$** : *0.00* kN·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : *40.41* kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (MPa)	ε
3	Ø3/4"	110.95	-185.95	-190.08	-0.000950
4	Ø3/4"	-110.95	-185.95	-190.08	-0.000950

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)

La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

5. COMPROBACIONES DE FLECHA

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "3.71 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga (Uso 1)

$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ **8.61 mm ≤ 16.88 mm** ✓

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa — **$f_{A,lim}$** : *16.88* mm

$f_{A,lim}$= L/480

L: longitud de referencia — **L** : *8.10* m

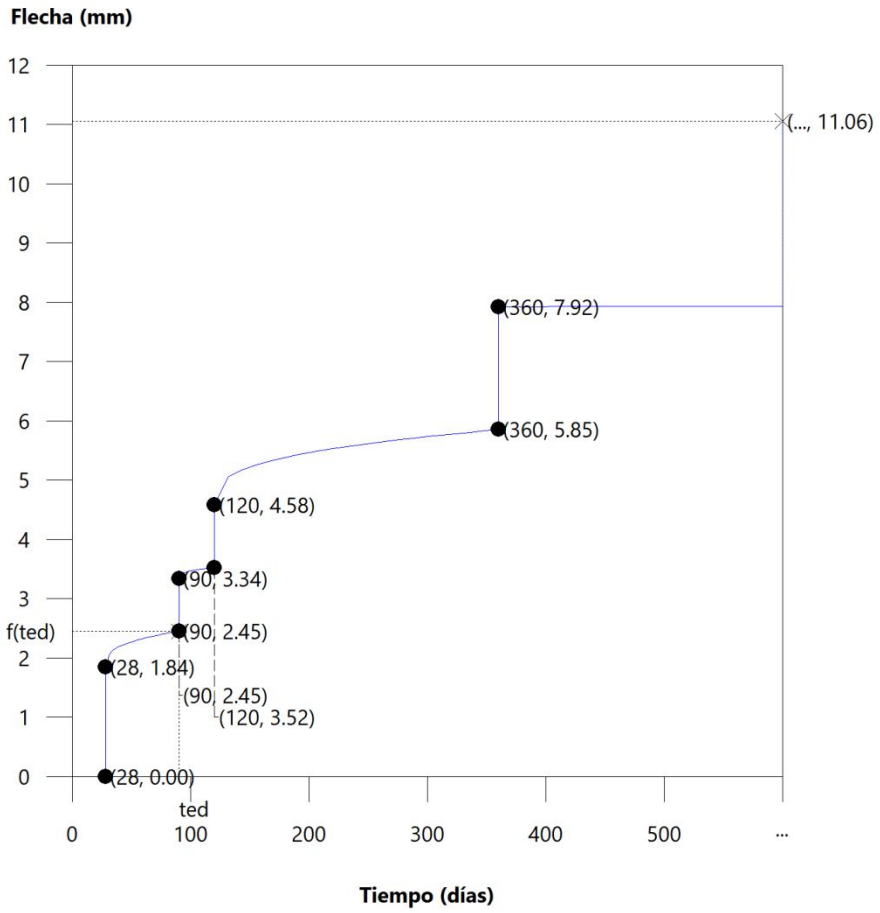
$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses" — **$f_{A,max}$** : *8.61* mm

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" — **$f_{T,max}(t_{ed},\infty)$** : *11.06* mm

Flecha total a plazo infinito



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	1.84	1.84	0.60	2.45	2.45
2-3	90	120	2.45	0.89	3.34	0.18	3.52	3.52
3-4	120	360	3.52	1.06	4.58	1.27	5.85	5.85
4-∞	360	∞	5.85	2.07	7.92	3.13	11.06	11.06

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

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (MPa)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	21628.88	227812.50	1.84	1.84	1.84
2	90 días	Cargas permanentes - Tabiquería	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería	22787.71	227812.50	2.74	0.89	2.74
3	120 días	Cargas permanentes - Pavimento	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	22930.58	222038.50	3.80	1.06	3.80
4	12 meses	Sobrecarga (Uso 1),Sobrecarga (Uso 3)	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga (Uso 1)	23224.57	168379.27	5.87	2.07	5.87

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

$$E_c(t_i) = E_c \cdot \sqrt{\left(\frac{t_i}{4 + 0.85 \cdot t_i}\right)}$$

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.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm4)	$I_{e,i}$ (cm4)
1	28 días	Peso propio	227812.50	227812.50
2	90 días	Peso propio,Cargas permanentes - Tabiquería	227812.50	227812.50
3	120 días	Peso propio,Cargas permanentes - Tabiquería,Cargas permanentes - Pavimento	222038.50	222038.50
4	12 meses	Peso propio,Cargas permanentes - Tabiquería,Cargas permanentes - Pavimento,Sobrecarga (Uso 1),Sobrecarga (Uso 3)	168379.27	168379.27

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.

$$I_{e,i} = \text{MIN}_{J=1}^{j=i}\left(I_{e,v_j}\right)$$

$I_{e,v,i}$: 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 permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga (Uso 1)"

$I_{e,v}$: *168379.27* cm4

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:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,caso\ A} + \alpha_B \cdot I_{e,caso\ B} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,caso\ C1} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,caso\ C2} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,caso\ D1} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,caso\ D2}$$

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
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.85I_{ec} + 0.15I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i: coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0.78	0	0	0	0.062	0.16

I_{ec}: momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

I_{ec} : *170151.44* cm4

I_{ee1}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

I_{ee1} : *227812.50* cm4

I_{ee2}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

I_{ee2} : *135820.44* cm4

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

Sección	I_b (cm4)	I_f (cm4)	M_f (kN·m)	M_a (kN·m)	I_{ei} (cm4)
Extremo (1)	227812.50	58665.91	-33.380	-16.926	227812.50
Centro de vano	227812.50	59115.10	33.891	38.961	170151.44
Extremo (2)	227812.50	54832.71	-33.094	-42.620	135820.44

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

suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ($f_{dif}(t_i,t_f)$)

$_i, t_f)$

a diferida por escalón de carga.Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada ervalo de tiempo del escalón de carga:

$\Delta f_i \cdot \lambda(t_i, t_f))$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\sum \Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i,t_f)$	$f_{dif}(t_i,t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	1.84	1.84	0.67	1.00	0.33	0.60
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería	0.89	2.74	1.00	1.07	0.07	0.18
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	1.06	3.80	1.07	1.40	0.33	1.27
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga (Uso 1)	1.42	5.22	1.40	2.00	0.60	3.13

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)

$$\lambda = \xi(t_i, t_f) = \xi(t_f) - \xi(t_i)$$

$f(t_{ed})$: flecha total producida hasta el instante "3 meses" **$f(t_{ed})$** : *2.45* 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.

3. VIGAS

3.1. N+4.5

Vigas	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (NSR-10, TÍTULO C)																				Estado
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T_c	T_{st}	T_{sl}	TNM_x	TV_x	TV_y	TV_xS_t	TV_yS_t	$T,Disp._{sl}$	$T,Disp._{st}$	$T,Geom._{sl}$	$T,Arm._{st}$	Disp. S.	Cap. S	
V-101: B0 - C6	Cumple	'0.107 m' Cumple	'0.475 m' η = 4.6	'0.475 m' η = 6.7	'0.000 m' η = 9.6	'0.000 m' η = 11.0	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.(1)	N.P.(1)	'0.107 m' Cumple	Cumple	**CUMPLE η = 11.0**
V-102: C6 - C8	Cumple	Cumple	'6.413 m' η = 17.5	'7.682 m' η = 16.4	'3.375 m' η = 68.0	'3.375 m' η = 60.6	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.(1)	N.P.(1)	'7.425 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	**CUMPLE η = 68.0**
V-103: C8 - C9	Cumple	Cumple	'0.368 m' η = 2.3	'0.000 m' η = 4.4	'1.192 m' η = 94.6	'1.192 m' η = 89.8	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.(1)	N.P.(1)	Cumple	'0.520 m' Cumple	**CUMPLE η = 94.6**
V-104: C9 - C10	Cumple	Cumple	'1.688 m' η = 17.5	'0.000 m' η = 16.4	'4.050 m' η = 67.9	'4.050 m' η = 60.6	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.(1)	N.P.(1)	'0.000 m' Cumple	'7.425 m' Cumple	**CUMPLE η = 67.9**
V-105: C10 - B1	Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' η = 4.2	'0.000 m' η = 5.8	'0.475 m' η = 12.9	'0.475 m' η = 14.3	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.(1)	N.P.(1)	'0.000 m' Cumple	Cumple	**CUMPLE η = 14.3**
V-106: C1 - C7	Cumple	Cumple	'0.000 m' η = 4.8	'0.000 m' η = 8.2	'0.700 m' η = 17.2	'0.000 m' η = 26.0	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.(1)	N.P.(1)	Cumple	'0.000 m' Cumple	**CUMPLE η = 26.0**
V-107: C7 - C18	Cumple	Cumple	'1.740 m' η = 9.6	'2.532 m' η = 11.1	'2.532 m' η = 64.1	'2.532 m' η = 61.9	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.(1)	N.P.(1)	Cumple	'0.000 m' Cumple	**CUMPLE η = 64.1**
V-108: C18 - C17	Cumple	Cumple	'7.042 m' η = 13.9	'7.042 m' η = 15.6	'3.368 m' η = 66.6	'7.042 m' η = 59.5	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.(1)	N.P.(1)	Cumple	'0.000 m' Cumple	**CUMPLE η = 66.6**
V-109: C17 - C16	Cumple	'0.000 m' Cumple	'1.160 m' η = 10.0	'0.000 m' η = 11.3	'0.000 m' η = 64.6	'0.000 m' η = 62.3	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.(1)	N.P.(1)	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	**CUMPLE η = 64.6**
V-110: C16 - C15	Cumple	Cumple	'2.082 m' η = 4.5	'2.082 m' η = 8.2	'1.225 m' η = 15.4	'2.082 m' η = 25.8	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.(1)	N.P.(1)	Cumple	'0.000 m' Cumple	**CUMPLE η = 25.8**
V-111: C1 - C2	Cumple	Cumple	'0.000 m' η = 25.0	'0.000 m' η = 21.2	'5.382 m' η = 65.8	'5.382 m' η = 64.8	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.(1)	N.P.(1)	'5.109 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	**CUMPLE η = 65.8**
V-112: C2 - C3	Cumple	Cumple	'0.000 m' η = 11.4	'0.000 m' η = 13.2	'0.000 m' η = 59.2	'0.000 m' η = 56.9	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.(1)	N.P.(1)	Cumple	'0.000 m' Cumple	**CUMPLE η = 59.2**
V-113: C3 - C4	Cumple	Cumple	'4.589 m' η = 11.7	'5.532 m' η = 13.1	'5.532 m' η = 54.0	'5.532 m' η = 54.7	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.(1)	N.P.(1)	Cumple	'0.000 m' Cumple	**CUMPLE η = 54.7**
V-114: C4 - C5	Cumple	Cumple	'1.311 m' η = 12.8	'0.000 m' η = 14.1	'0.000 m' η = 55.5	'0.000 m' η = 56.0	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.(1)	N.P.(1)	Cumple	'0.000 m' Cumple	**CUMPLE η = 56.0**
V-115: C5 - B0	Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' η = 3.5	'0.000 m' η = 5.1	'0.000 m' η = 13.7	'0.000 m' η = 17.6	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.(1)	N.P.(1)	'0.000 m' Cumple	Cumple	**CUMPLE η = 17.6**
V-116: C15 - C14	Cumple	Cumple	'0.000 m' η = 25.0	'0.000 m' η = 21.1	'5.382 m' η = 65.9	'5.382 m' η = 64.2	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.(1)	N.P.(1)	'5.109 m' Cumple	'0.000 m' Cumple	**CUMPLE η = 65.9**
V-117: C14 - C13	Cumple	Cumple	'0.000 m' η = 11.4	'0.000 m' η = 13.2	'0.000 m' η = 59.2	'0.000 m' η = 56.5	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.(1)	N.P.(1)	Cumple	'0.000 m' Cumple	**CUMPLE η = 59.2**
V-118: C13 - C12	Cumple	Cumple	'4.589 m' η = 11.7	'5.532 m' η = 13.1	'5.532 m' η = 54.1	'5.532 m' η = 54.1	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.(1)	N.P.(1)	Cumple	'0.000 m' Cumple	**CUMPLE η = 54.1**
V-119: C12 - C11	Cumple	Cumple	'1.311 m' η = 12.8	'0.000 m' η = 14.0	'0.000 m' η = 55.5	'0.000 m' η = 55.5	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.(1)	N.P.(1)	Cumple	'0.000 m' Cumple	**CUMPLE η = 55.5**
V-120: C11 - B1	Cumple	'0.000 m' Cumple	'0.000 m' η = 3.4	'0.000 m' η = 5.0	'0.000 m' η = 13.7	'0.000 m' η = 16.5	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.(1)	N.P.(1)	'0.000 m' Cumple	Cumple	**CUMPLE η = 16.5**

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_{st}: 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_xS_t: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.
TV_yS_t: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.
$T,Disp._{sl}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.
$T,Disp._{st}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.
$T,Geom._{sl}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.
$T,Arm._{st}$: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.
Disp. S.: Criterios de diseño por sismo
Cap. S: Cortante de diseño para vigas.
x: Distancia al origen de la barra
η: 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.

Vigas	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (NSR-10, TÍTULO C)				Estado
	$S_{C,sup.}$	$S_{C,Lat.Der.}$	$S_{C,inf.}$	$S_{C,Lat.Izq.}$	
V-101: B0 - C6	x: 0.475 m	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	**CUMPLE**

Vigas	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (NSR-10, TÍTULO C)				Estado
	$s_{C,sup.}$	$s_{C,Lat.Der.}$	$s_{C,inf.}$	$s_{C,Lat.Izq.}$	
	Cumple				
V-102: C6 - C8	x: 8.1 m Cumple	N.P.(1)	x: 3.713 m Cumple	N.P.(1)	**CUMPLE**
V-103: C8 - C9	x: 1.192 m Cumple	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	**CUMPLE**
V-104: C9 - C10	x: 0 m Cumple	N.P.(1)	x: 4.388 m Cumple	N.P.(1)	**CUMPLE**
V-105: C10 - B1	x: 0 m Cumple	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	**CUMPLE**
V-106: C1 - C7	x: 0 m Cumple	N.P.(1)	x: 1.4 m Cumple	N.P.(1)	**CUMPLE**
V-107: C7 - C18	x: 2.9 m Cumple	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	**CUMPLE**
V-108: C18 - C17	x: 7.41 m Cumple	N.P.(1)	x: 3.705 m Cumple	N.P.(1)	**CUMPLE**
V-109: C17 - C16	x: 0 m Cumple	N.P.(1)	x: 2.61 m Cumple	N.P.(1)	**CUMPLE**
V-110: C16 - C15	x: 2.45 m Cumple	N.P.(2)	x: 1.225 m Cumple	N.P.(2)	**CUMPLE**
V-111: C1 - C2	x: 5.75 m Cumple	N.P.(1)	x: 1.903 m Cumple	N.P.(1)	**CUMPLE**
V-112: C2 - C3	x: 0 m Cumple	N.P.(1)	x: 2.95 m Cumple	N.P.(1)	**CUMPLE**
V-113: C3 - C4	x: 5.9 m Cumple	N.P.(1)	x: 2.95 m Cumple	N.P.(1)	**CUMPLE**
V-114: C4 - C5	x: 0 m Cumple	N.P.(1)	x: 3.278 m Cumple	N.P.(1)	**CUMPLE**
V-115: C5 - B0	x: 0 m Cumple	N.P.(1)	x: 1.15 m Cumple	N.P.(1)	**CUMPLE**
V-116: C15 - C14	x: 5.75 m Cumple	N.P.(1)	x: 1.904 m Cumple	N.P.(1)	**CUMPLE**
V-117: C14 - C13	x: 0 m Cumple	N.P.(1)	x: 2.95 m Cumple	N.P.(1)	**CUMPLE**
V-118: C13 - C12	x: 5.9 m Cumple	N.P.(1)	x: 2.95 m Cumple	N.P.(1)	**CUMPLE**
V-119: C12 - C11	x: 0 m Cumple	N.P.(1)	x: 3.278 m Cumple	N.P.(1)	**CUMPLE**
V-120: C11 - B1	x: 0 m Cumple	N.P.(1)	x: 1.15 m Cumple	N.P.(1)	**CUMPLE**

Notación:

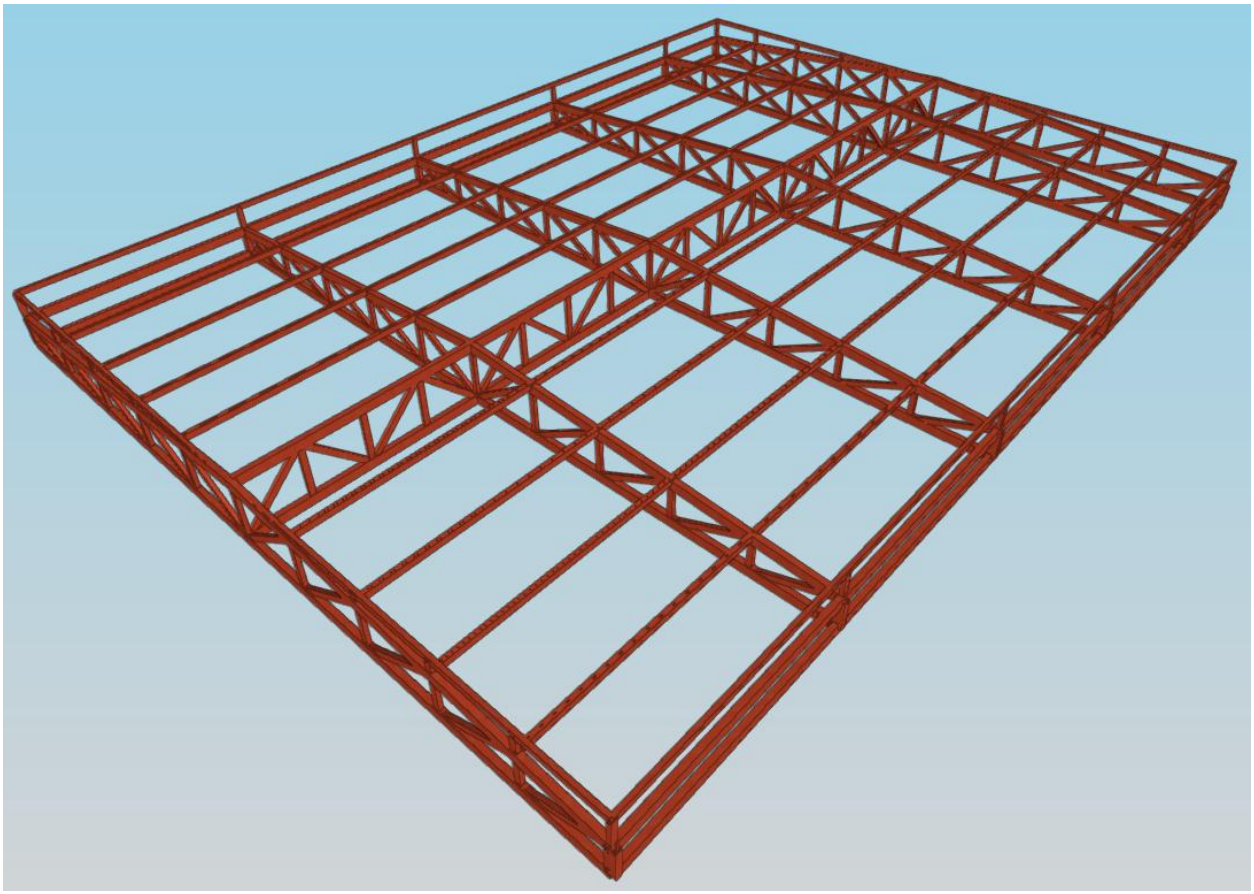
$s_{C,sup.}$: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior
$s_{C,Lat.Der.}$: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha
$s_{C,inf.}$: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior
$s_{C,Lat.Izq.}$: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):

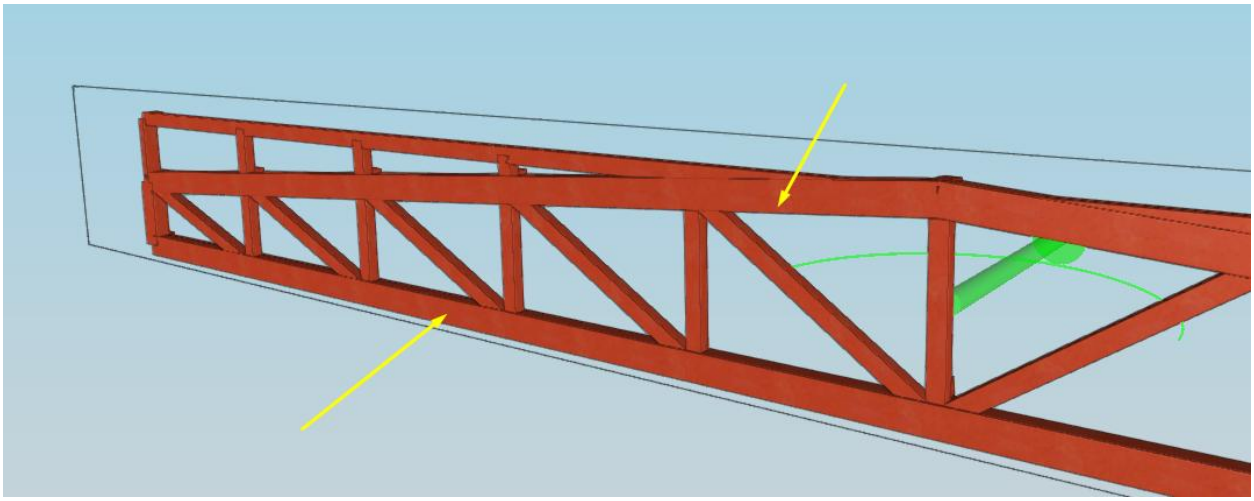
(1) La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.
(2) No hay esfuerzos que produzcan tensiones normales para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Comprobaciones de flecha		
Vigas	**Activa (Característica)** $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/480$	Estado
V-101: B0 - C6	$f_{A,max}$: 0.02 mm $f_{A,lim}$: 1.98 mm	**CUMPLE**
V-102: C6 - C8	$f_{A,max}$: 8.61 mm $f_{A,lim}$: 16.88 mm	**CUMPLE**
V-103: C8 - C9	$f_{A,max}$: 1.33 mm $f_{A,lim}$: 3.25 mm	**CUMPLE**
V-104: C9 - C10	$f_{A,max}$: 8.65 mm $f_{A,lim}$: 16.88 mm	**CUMPLE**
V-105: C10 - B1	$f_{A,max}$: 0.02 mm $f_{A,lim}$: 1.98 mm	**CUMPLE**
V-106: C1 - C7	$f_{A,max}$: 0.25 mm $f_{A,lim}$: 5.83 mm	**CUMPLE**
V-107: C7 - C18	$f_{A,max}$: 0.36 mm $f_{A,lim}$: 6.04 mm	**CUMPLE**
V-108: C18 - C17	$f_{A,max}$: 5.92 mm $f_{A,lim}$: 15.44 mm	**CUMPLE**
V-109: C17 - C16	$f_{A,max}$: 0.34 mm $f_{A,lim}$: 6.04 mm	**CUMPLE**
V-110: C16 - C15	$f_{A,max}$: 0.17 mm $f_{A,lim}$: 5.10 mm	**CUMPLE**
V-111: C1 - C2	$f_{A,max}$: 3.57 mm $f_{A,lim}$: 11.98 mm	**CUMPLE**
V-112: C2 - C3	$f_{A,max}$: 0.99 mm $f_{A,lim}$: 10.89 mm	**CUMPLE**
V-113: C3 - C4	$f_{A,max}$: 1.20 mm $f_{A,lim}$: 12.29 mm	**CUMPLE**
V-114: C4 - C5	$f_{A,max}$: 2.18 mm $f_{A,lim}$: 12.29 mm	**CUMPLE**
V-115: C5 - B0	$f_{A,max}$: 0.00 mm $f_{A,lim}$: 3.33 mm	**CUMPLE**
V-116: C15 - C14	$f_{A,max}$: 3.57 mm $f_{A,lim}$: 11.98 mm	**CUMPLE**
V-117: C14 - C13	$f_{A,max}$: 0.99 mm $f_{A,lim}$: 10.89 mm	**CUMPLE**
V-118: C13 - C12	$f_{A,max}$: 1.20 mm $f_{A,lim}$: 12.29 mm	**CUMPLE**
V-119: C12 - C11	$f_{A,max}$: 2.18 mm $f_{A,lim}$: 12.29 mm	**CUMPLE**
V-120: C11 - B1	$f_{A,max}$: 0.00 mm $f_{A,lim}$: 3.33 mm	**CUMPLE**

17. DISEÑO DE CUBIERTA

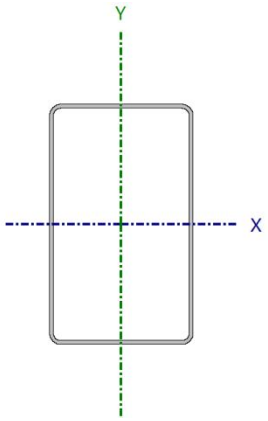


17.1 DISEÑO DE PERFIL 250x150x5mm



Barra N5 (C3)/N48

Perfil: ESTRUC RECT 250x150x5.0mm
Material: Acero (A500 Grado C)



Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
Inicial	Final		Área (cm²)	I_x(1) (cm4)	I_y(1) (cm4)	I_t(2) (cm4)
N5 (C3)	N48	2.038	38.12	3265.71	1493.39	3295.45

Notas:
(1) Inercia respecto al eje indicado
(2) Momento de inercia a torsión uniforme

	Pandeo		Pandeo lateral	
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.
β	1.00	1.00	0.00	0.00
L_K	2.038	2.038	0.000	0.000
C_m	1.000	1.000	-	-
C_b	-		1.000	

Notación:
β: Coeficiente de pandeo
L_K: Longitud de pandeo (m)
C_m: Coeficiente de momentos
C_b: Factor de modificación para el momento crítico

Barra	COMPROBACIONES (AISI S100-16 (2016))																Estado
	w / t	T	P	Tr	M_x	M_y	V_x	V_y	M_xTr	M_yTr	M_xV_y	M_yV_x	MT	MP	TPTrMV		
N5 (C3)/N48	w / t ≤ (w / t)Máx. Cumple	N.P.(1)	x: 0.85 m η = 30.0	η = 1.0	x: 0.85 m η = 28.5	x: 0.85 m η = 15.0	η = 0.9	x: 0.85 m η = 6.2	x: 0.85 m η = 11.8	x: 0.85 m η = 15.6	x: 0.85 m η = 8.5	x: 0.85 m η = 2.4	N.P.(2)	x: 0.85 m η = 58.3	x: 0.85 m η = 57.8		**CUMPLE η = 58.3**

Notación:
w / t: Limitaciones geométricas
T: Resistencia a tracción
P: Resistencia a compresión
Tr: Resistencia a torsión
M_x: Resistencia a flexión alrededor del eje X
M_y: Resistencia a flexión alrededor del eje Y
V_x: Resistencia a corte en la dirección del eje X
V_y: Resistencia a corte en la dirección del eje Y
M_xTr: Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión
M_yTr: Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión

Barra	COMPROBACIONES (AISI S100-16 (2016))															Estado
	w / t	T	P	Tr	M_x	M_y	V_x	V_y	M_xTr	M_yTr	M_xV_y	M_yV_x	MT	MP	TPTrMV	

M_xV_x: Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y
M_yV_y: Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X
MT: Resistencia a flexión combinada con tracción
MP: Resistencia a flexión combinada con compresión
TPTrMV: Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
(1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.
(2) No hay interacción entre axil de tracción y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Limitaciones geométricas (B4.1)

Se debe satisfacer:

$$w_1/t \leq 200$$

w_1 / t : ***25.00*** ✓

Donde:

w_1: Longitud del tramo recto del elemento horizontal (paralelo al eje X). **w_1** : *125.00* mm

t: Espesor. **t** : *5.00* mm

$$w_2/t \leq 200$$

w_2 / t : ***45.00*** ✓

Donde:

w_2: Longitud del tramo recto del elemento vertical (paralelo al eje Y). **w_2** : *225.00* mm

t: Espesor. **t** : *5.00* mm

Resistencia a tracción (D1)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Resistencia a compresión (E1)

Se debe satisfacer:

$$\varsigma_C = \frac{P_f}{P_c} \leq 1$$

η_C : ***0.300*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.850 m del nudo N5 (C3), para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(+Xexc.+)+0.5·V-.

Donde:

P_f: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga **P_f** : *271.11* kN

LRFD.

P_c: Resistencia de diseño a compresión.

$$P_c = \varphi_c P_{ne}$$ **P_c** : *904.51* kN

Donde:

φ_c: Factor de resistencia para compresión. **φ_c** : *0.85*

P_n: Resistencia nominal a compresión. **P_n** : *1064.13* kN

E2 Resistencia nominal a compresión, considerando el efecto del pandeo por flexión, flexotorsión o torsión.

E3 Interacción entre el pandeo local, la deformación plástica y el pandeo global

$$P_n = A_e F_n$$ **P_n** : *1064.13* kN

Donde:

A_e: Área de la sección eficaz. **A_e** : *33.29* cm²

Para $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2})F_y$$ **F_n** : *319.61* MPa

Donde:

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *345.00* MPa

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cre}}}$$ **λ_c** : *0.43*

Donde:

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *345.00* MPa

F_{cre}: Tensión elástica de pandeo a flexión calculada según las Secciones E2.1 a E2.4. **F_{cre}** : *1889.32* MPa

E2.1 Secciones no sometidas a pandeo por torsión o por flexotorsión.

F_{crit}: Tensión crítica de pandeo, tomada como la menor de F_{crex} y F_{crey}. **F_{crit}** : *1889.32* MPa

Donde:

$$F_{crex} = \frac{(\pi r_x)^2 E}{(K_x L)^2}$$ **F_{crex}** : *4131.53* MPa

Donde:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$ **r_x** : *92.56* mm

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. **I_x** : *3265.71* cm4

A: Área de la sección bruta. **A** : *38.12* cm²

E: Módulo de Young. **E** : *203000.00* MPa

K_x: Factor de longitud eficaz para el eje X. **K_x** : *0.22*

L: Longitud de la barra. **L** : *9.341* m

$$F_{crey} = \frac{(\pi r_y)^2 E}{(K_y L)^2}$$ **F_{crey}** : *1889.32* MPa

Donde:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$ **r_y** : *62.59* mm

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y. **I_y** : *1493.39* cm4

A: Área de la sección bruta. **A** : *38.12* cm²

E: Módulo de Young. **E** : *203000.00* MPa

K_y: Factor de longitud eficaz para el eje Y. **K_y** : *0.22*

L: Longitud de la barra. **L** : *9.341* m

E2.2 Secciones con uno o dos ejes de simetría sometidas a pandeo por torsión o por flexotorsión.

(ii) Para secciones con dos ejes de simetría.

Las comprobaciones de la Sección E2.2 no proceden, ya que las longitudes efectivas de pandeo lateral de este elemento son nulas.

Resistencia a torsión (Comprobación adicional)

Se debe satisfacer:

$$\varsigma_{Tr} = \frac{Tr_f}{Tr_c} \leq 1$$ **η_{Tr}** : ***0.010*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM-0.3·SX+SY.

Donde:

Tr_f: Resistencia requerida a torsión, utilizando las combinaciones de carga LRFD. **Tr_f** : *0.67* kN·m

Tr_c: Resistencia de diseño a torsión.

$$Tr_c = \ddot{o}_{Tr} Tr_n$$ **Tr_c** : *66.02* kN·m

Donde:

φ_{Tr}: Factor de resistencia para torsión, tomado de AISC-05. **φ_{Tr}** : *0.90*

Tr_n: Resistencia nominal a torsión.

$$Tr_n = F_n C$$

Tr$_n$: *73.36* kN·m

Donde:

C: Módulo resistente a torsión.

$$C = 2 A_c t$$

C : *354.39* cm³

Donde:

A$_c$: Área encerrada por la línea media de los elementos que componen la sección. **A$_c$** : *354.39* cm²

t: Espesor. **t** : *5.00* mm

$$F_n = 0.6 F_y$$

F$_n$: *207.00* MPa

Donde:

F$_y$: Límite elástico del acero. **F$_y$** : *345.00* MPa

Resistencia a flexión alrededor del eje X (F3.1, F2.1.4)

Se debe satisfacer:

$$\varsigma_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1$$

η_B : ***0.285*** ✓

M$_f$: Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD. **M$_f$** : *24.38* kN·m

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.850 m del nudo N5 (C3), para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CM+V(+Xexc.+)+V+.

M$_f^+$: Resistencia requerida para flexión positiva. **M$_f^+$** : *0.48* kN·m

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.850 m del nudo N5 (C3), para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(-Xexc.+)+0.5·V-.

M$_f^-$: Resistencia requerida para flexión negativa. **M$_f^-$** : *24.38* kN·m

M$_c$: Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c = \ddot{o}_b M_n$$

M$_c$: *85.63* kN·m

Donde:

φ_b: Factor de resistencia para flexión. φ_b : *0.95*

M_n: La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo F3.1, F2.1.4. M_n : *90.13* kN·m

Donde:

M_n^+: La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo F3.1, F2.1.4 para flexión positiva. M_n^+ : *90.13* kN·m

M_n^-: La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo F3.1, F2.1.4 para flexión negativa. M_n^- : *90.13* kN·m

F2.1.4 Resistencia nominal de la sección.

La resistencia a flexión nominal se calcula según el Apartado F2.1.4, ya que se cumple la siguiente condición:

$$L_{ub} \leq L_u$$

Donde:

L_{ub}: Separación entre arriostramientos laterales de la barra. L_{ub} : *0.000* m

$$L_u = \frac{0.36 C_b \pi}{F_y S_{fx}} \sqrt{EGJI_y}$$ L_u : *35.044* m

Donde:

C_b: Coeficiente de momentos, que depende de la ley de momentos flectores. C_b : *1.0*

F_y: Límite elástico del acero. F_y : *345.00* MPa

$$S_{fx} = \left| \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_y y_c - I_{xy} x_c} \right|$$ S_{fx} : *261.26* cm³

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. I_x : *3265.71* cm4

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y. I_y : *1493.39* cm4

I_{xy}: Producto de inercia. I_{xy} : *0.00* cm4

x_c: Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión. x_c^+ : *62.50* mm

x_c^- : *-62.50* mm

y_c: Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión. y_c^+ : *125.00* mm

y_c^- : *-125.00* mm

E: Módulo de Young. E : *203000.00* MPa

G: Módulo de elasticidad transversal. G : *78076.92* MPa

J: Momento de inercia a torsión uniforme. J : *3295.45* cm4

$$M_{nl} = S_{etx} F_y$$ M_{nl} : *90.13* kN·m

Donde:

$$S_{etx} = \left| \frac{I_{ex} I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} y - I_{exy} x} \right|$$ S_{etx} : *261.26* cm³

Donde:

I_{ex}: Momento eficaz de inercia respecto al eje X. **I_{ex}** : *3265.71* cm4

I_{ey}: Momento eficaz de inercia respecto al eje Y. **I_{ey}** : *1493.39* cm4

I_{exy}: Producto eficaz de inercia. **I_{exy}** : *0.00* cm4

x: Distancia a la fibra extrema en flexión. **x** : *-62.50* mm

y: Distancia a la fibra extrema en flexión. **y** : *-125.00* mm

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *345.00* MPa

Resistencia a flexión alrededor del eje Y (F3.1, F2.1.4)

Se debe satisfacer:

$$\varsigma_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1$$

η_B : ***0.150*** ✓

M_f: Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD. **M_f** : *8.37* kN·m

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.850 m del nudo N5 (C3), para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)-0.3·SX+SY.

M_f^+: Resistencia requerida para flexión positiva. **M_f^+** : *8.37* kN·m

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.850 m del nudo N5 (C3), para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CM+0.3·SX-SY.

M_f^-: Resistencia requerida para flexión negativa. **M_f^-** : *8.34* kN·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c = \ddot{o}_b M_n$$

M_c : *55.70* kN·m

Donde:

φ_b: Factor de resistencia para flexión. **φ_b** : *0.95*

M_n: La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo F3.1, F2.1.4. **M_n** : *58.63* kN·m

Donde:

M_n^+: La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo F3.1, F2.1.4 para flexión positiva. **M_n^+** : *58.63* kN·m

M_n^-: La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo F3.1, F2.1.4 para flexión negativa. **M_n^-** : *58.63* kN·m

F2.1.4 Resistencia nominal de la sección.

La resistencia a flexión nominal se calcula según el Apartado F2.1.4, ya que se cumple la siguiente condición:

$$L_{ub} \leq L_u$$

Donde:

L_{ub}: Separación entre arriostramientos laterales de la barra. **L_{ub}** : *0.000* m

$$L_u = \frac{0.36 C_b \pi}{F_y S_{fy}} \sqrt{EGJI_x}$$ **L_u** : *67.995* m

Donde:

C_b: Coeficiente de momentos, que depende de la ley de momentos flectores. **C_b** : *1.0*

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *345.00* MPa

$$S_{fy} = \left| \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_x x_c - I_{xy} y_c} \right|$$ **S_{fy}** : *199.12* cm³

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. **I_x** : *3265.71* cm4

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y. **I_y** : *1493.39* cm4

I_{xy}: Producto de inercia. **I_{xy}** : *0.00* cm4

x_c: Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión. **x_c^+** : *75.00* mm

x_c^- : *-75.00* mm

y_c: Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión. **y_c^+** : *-112.50* mm

y_c^- : *112.50* mm

E: Módulo de Young. **E** : *203000.00* MPa

G: Módulo de elasticidad transversal. **G** : *78076.92* MPa

J: Momento de inercia a torsión uniforme. **J** : *3295.45* cm4

$$M_{nl} = S_{ety} F_y$$ **M_{nl}** : *58.63* kN·m

Donde:

$$S_{ety} = \left| \frac{I_{ex} I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ex} x - I_{exy} y} \right|$$ **S_{ety}** : *169.95* cm³

Donde:

I_{ex}: Momento eficaz de inercia respecto al eje X. **I_{ex}** : *3261.03* cm4

I_{ey}: Momento eficaz de inercia respecto al eje Y. **I_{ey}** : *1357.90* cm4

I_{exy}: Producto eficaz de inercia. **I_{exy}** : *0.00* cm4

x: Distancia a la fibra extrema en flexión. **x^+** : *79.90* mm

x^- : *-79.90* mm

y: Distancia a la fibra extrema en flexión. **y^+** : *-112.50* mm

y^- : *112.50* mm

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *345.00* MPa

Resistencia a corte en la dirección del eje X (G2)

Se debe satisfacer:

$$\varsigma_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1$$

η_v : ***0.009*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM-0.3·SX+SY.

Donde:

V_f: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD. **V_f** : *1.13* kN

La resistencia a corte requerida se ha reducido de forma que la fuerza aplicada se distribuye entre todos los elementos, puesto que la sección tiene más de un elemento que resiste cortante.

V_c: Resistencia de diseño a cortante.

$$V_c = \ddot{o}_v V_n$$

V_c : *122.91* kN

Donde:

φ_v: Factor de resistencia para cortante. **φ_v** : *0.95*

V_n: La resistencia nominal a cortante es el menor de los valores calculados según la Sección G2.1, G2.2 y G2.3. **V_n** : *129.38* kN

Sección G2.1. La resistencia a cortante, V_n, de miembros flexados sin rigidizadores transversales en las almas será calculada de la siguiente manera:

(a) Para $\lambda_v \leq 0.815$

$$V_n = V_y$$

Donde:

E: Módulo de Young. **E** : *203000.00* MPa

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *345.00* MPa

K_v: Coeficiente de abolladura por cortante. **K_v** : *5.34*

$$\lambda_v = \sqrt{\frac{V_y}{V_{cr}}}$$

λ_v : *0.363*

Siendo:

V_y: Esfuerzo cortante de fluencia de la sección transversal **V_y** : *129.38* kN

$$V_y = 0.6 A_w F_y$$

Donde:

A_w: Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$A_w = ht$$

A_w : *6.25* cm²

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma. **h** : *125.00* mm

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante. **t** : *5.00* mm

V_{cr}: Fuerza de abolladura por cortante elástico definida en la Sección G2.3 para sólo almas planas, o determinada de acuerdo con Apéndice 2 para todas secciones transversales de elementos precalificados (Tabla B4.1-1). **V_{cr}** : *979.75* kN

Sección G2.3. Fuerza de abolladura por cortante elástico crítico del alma, V_{cr}.

La fuerza de abolladura por cortante, V_{cr}, de un alma se debe determinar de acuerdo con esta sección:

$$V_{cr} = A_w F_{cr}$$

Donde:

F_{cr}: tensión a la abolladura por cortante elástico.

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E k_v}{12(1-\mu^2)(h/t)^2}$$

F_{cr} : *1567.60* MPa

η: Coeficiente de Poisson. **η** : *0.3*

E: Módulo de Young. **E** : *203000.00* MPa

K_v: Coeficiente de abolladura por cortante. **K_v** : *5.34*

Resistencia a corte en la dirección del eje Y (G2)

Se debe satisfacer:

$$\varsigma_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1$$

ηv : ***0.062*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.850 m del nudo N5 (C3), para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(-Xexc.+)+0.5·V-.

Donde:

V_f: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD. **V_f** : *13.78* kN

La resistencia a corte requerida se ha reducido de forma que la fuerza aplicada se distribuye entre todos los elementos, puesto que la sección tiene más de un elemento que resiste cortante.

V_c: Resistencia de diseño a cortante.

$V_c = \ddot{o}_v V_n$ **V_c** : *221.23* kN

Donde:

φ_v: Factor de resistencia para cortante. **φ_v** : *0.95*

V_n: La resistencia nominal a cortante es el menor de los valores calculados según la Sección G2.1, G2.2 y G2.3. **V_n** : *232.88* kN

Sección G2.1. La resistencia a cortante, V_n, de miembros flexados sin rigidizadores transversales en las almas será calculada de la siguiente manera:

(a) Para $\lambda_v \leq 0.815$

$V_n = V_y$

Donde:

E: Módulo de Young. **E** : *203000.00* MPa

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *345.00* MPa

K_v: Coeficiente de abolladura por cortante. **K_v** : *5.34*

$\lambda_v = \sqrt{\frac{V_y}{V_{cr}}}$ **λ_v** : *0.654*

Siendo:

V_y: Esfuerzo cortante de fluencia de la sección transversal **V_y** : *232.88* kN

$V_y = 0.6 A_w F_y$

Donde:

A_w: Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$A_w = ht$ **A_w** : *11.25* cm²

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma. **h** : *225.00* mm

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante. **t** : *5.00* mm

V_{cr}: Fuerza de abolladura por cortante elástico definida en la Sección G2.3 para sólo almas planas, o determinada de acuerdo con Apéndice 2 para todas secciones transversales de elementos precalificados (Tabla B4.1-1). **V_{cr}** : *544.30* kN

Sección G2.3. Fuerza de abolladura por cortante elástico crítico del alma, V_{cr}.

La fuerza de abolladura por cortante, V_{cr}, de un alma se debe determinar de acuerdo con esta sección:

$V_{cr} = A_w F_{cr}$

Donde:

F_{cr}: tensión a la abolladura por cortante elástico.

$F_{cr} = \frac{\pi^2 E k_v}{}$

F_{cr} : *483.83* MPa

η: Coeficiente de Poisson. η : *0.3*

E: Módulo de Young. **E** : *203000.00* MPa

K_v: Coeficiente de abolladura por cortante. **K_v** : *5.34*

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión (H4)

Se debe satisfacer:

$$\varsigma_B = \frac{M_f}{M_c R} \leq 1$$

η_B : ***0.118*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.850 m del nudo N5 (C3), para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM-SX+0.3·SY.

Donde:

M_f: Resistencia requerida para flexión negativa. **M_f** : *9.98* kN·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión, según F3.1, F2.1.4. **M_c** : *85.63* kN·m

R: Factor de reducción de resistencia debido a la torsión.

$$R = \frac{|f_{bx}|}{|f_{bx}| + |f_{Tr}|} \leq 1$$

R : *0.99*

Donde:

Las tensiones utilizadas en esta comprobación se han calculado en el siguiente punto, en el cual se produce la combinación pésima de tensiones normales y tangenciales.

x: Coordenada X del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. **x** : *-62.50* mm

y: Coordenada Y del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. **y** : *-125.00* mm

f_{bx}: Tensión normal debida a la flexión alrededor del eje X.

$$f_{bx} = \frac{-y}{I_x} M_{fx}$$

f_{bx} : *38.21* MPa

Donde:

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fx}** : *9.98* kN·m

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. **I_x** : *3265.71* cm4

f_{Tr}: Tensión tangencial debida a la torsión. **f_{Tr}** : *0.55* MPa

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión (H4)

Se debe satisfacer:

$$\varsigma_B = \frac{M_f}{M_c R} \leq 1$$

η_B : ***0.156*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.850 m del nudo N5 (C3), para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)-0.3·SX+SY.

Donde:

M_f: Resistencia requerida para flexión positiva. **M_f** : *8.37* kN·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión, según F3.1, F2.1.4. **M_c** : *55.70* kN·m

R: Factor de reducción de resistencia debido a la torsión.

$$R = \frac{|f_{by}|}{|f_{by}| + |f_{Tr}|} \leq 1$$

R : *0.96*

Donde:

Las tensiones utilizadas en esta comprobación se han calculado en el siguiente punto, en el cual se produce la combinación pésima de tensiones normales y tangenciales.

x: Coordenada X del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. **x** : *-75.00* mm

y: Coordenada Y del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. **y** : *112.50* mm

f_{by}: Tensión normal debida a la flexión alrededor del eje Y, calculada utilizando la sección eficaz.

$$f_{by} = \frac{-x}{I_{ey}} M_{fy}$$

f_{by} : *46.24* MPa

Donde:

M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fy}** : *8.37* kN·m

I_{ey}: Momento eficaz de inercia respecto al eje Y. **I_{ey}** : *1357.90* cm4

f_{Tr}: Tensión tangencial debida a la torsión. **f_{Tr}** : *1.80* MPa

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y (H2)

Se debe satisfacer:

$ç \leq 1$ η : ***0.085*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.850 m del nudo N5 (C3), para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(-Xexc.+)+0.5·V-.

Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$ç = \left(\frac{M_{fx}}{M_{cx}R}\right)^2 + \left(\frac{V_{fy}}{V_{cy}}\right)^2$$ η : *0.085*

Donde:

R: Factor de reducción de resistencia debido a la torsión, calculado según H4. **R** : *1.00*

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fx}** : *24.38* kN·m

M_{cx}: Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje X. **M_{cx}** : *85.63* kN·m

V_{fy}: Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje Y para las combinaciones de carga LRFD. **V_{fy}** : *13.78* kN

V_{cy}: Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje Y. **V_{cy}** : *221.23* kN

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X (H2)

Se debe satisfacer:

$ç \leq 1$ η : ***0.024*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.850 m del nudo N5 (C3), para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa(1)-0.3·SX+SY.

Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$ç = \left(\frac{M_{fy}}{M_{cy}R}\right)^2 + \left(\frac{V_{fx}}{V_{cx}}\right)^2$$ η : *0.024*

Donde:

R: Factor de reducción de resistencia debido a la torsión, calculado **R** : *0.96*

según H4.

M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fy}** : *8.37* kN·m

M_{cy}: Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje Y. **M_{cy}** : *55.70* kN·m

V_{fx}: Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje X para las combinaciones de carga LRFD. **V_{fx}** : *1.08* kN

V_{cx}: Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje X. **V_{cx}** : *122.91* kN

Resistencia a flexión combinada con tracción (H1.1)

No hay interacción entre axil de tracción y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión combinada con compresión (H1.2)

(a) Se debe satisfacer el siguiente criterio si $\frac{P_f}{\phi_c P_n} > 0.15$

$\zeta \leq 1$ **η** : ***0.583*** ✓

$\zeta_o \leq 1$ **η_o** : ***0.557*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.850 m del nudo N5 (C3), para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(-Xexc.+)+0.5·V-.

Donde:

$$\zeta = \frac{P_f}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{fx}}{\phi_b M_{nx} \alpha_x R_x} + \frac{C_{my} M_{fy}}{\phi_b M_{ny} \alpha_y R_y}$$ **η** : *0.583*

Donde:

R_x: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje X debido a la torsión, calculado según H4. **R_x** : *1.00*

R_y: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje Y debido a la torsión, calculado según H4. **R_y** : *0.95*

φ_c: Factor de resistencia para compresión. **φ_c** : *0.85*

P_f: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD. **P_f** : *265.03* kN

P_n: Resistencia nominal a compresión según la Sección E1. **P_n** : *1064.13* kN

φbx: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X. **φbx** : *0.95*

Cmx: Coeficiente de momento en los extremos para flexión respecto al eje X. **Cmx** : *1.0*

Mfx: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. **Mfx** : *24.38* kN·m

Mnx: Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección F. **Mnx** : *90.13* kN·m

$$\alpha_x = 1 - \frac{P_f}{P_{Ex}}$$ **αx** : *0.98*

Donde:

$$P_{Ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L)^2}$$ **PEx** : *15750.01* kN

Donde:

E: Módulo de Young. **E** : *203000.00* MPa

Ix: Momento de inercia respecto al eje X. **Ix** : *3265.71* cm4

Kx: Factor de longitud eficaz para el eje X. **Kx** : *0.22*

L: Longitud de la barra. **L** : *9.341* m

φby: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y. **φby** : *0.95*

Cmy: Coeficiente de momento en los extremos para flexión respecto al eje Y. **Cmy** : *1.0*

Mfy: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD. **Mfy** : *0.03* kN·m

Mny: Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección F. **Mny** : *58.63* kN·m

$$\alpha_y = 1 - \frac{P_f}{P_{Ey}}$$ **αy** : *0.96*

Donde:

$$P_{Ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L)^2}$$ **PEy** : *7202.37* kN

Donde:

E: Módulo de Young. **E** : *203000.00* MPa

Iy: Momento de inercia respecto al eje Y. **Iy** : *1493.39* cm4

Ky: Factor de longitud eficaz para el eje Y. **Ky** : *0.22*

L: Longitud de la barra. **L** : *9.341* m

$$\varsigma_o = \frac{P_f}{\ddot{o}_c P_{no}} + \frac{C_{mx} M_{fx}}{\ddot{o}_b M_{nx} R_x} + \frac{C_{my} M_{fy}}{\ddot{o}_b M_{ny} R_y}$$ **ηo** : *0.557*

Donde:

Rx: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje X debido a la torsión, calculado según H4. **Rx** : *1.00*

Ry: Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje **Ry** : *0.95*

Y debido a la torsión, calculado según H4.

φ_c: Factor de resistencia para compresión. **φ_c** : *0.85*

P_f: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD. **P_f** : *265.03* kN

P_{no}: Resistencia nominal a compresión según la Sección E2 con $F_n = F_y$ **P_{no}** : *1148.65* kN

φ_{bx}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X. **φ_{bx}** : *0.95*

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fx}** : *24.38* kN·m

M_{nx}: Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección F. **M_{nx}** : *90.13* kN·m

φ_{by}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y. **φ_{by}** : *0.95*

M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fy}** : *0.03* kN·m

M_{ny}: Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección F. **M_{ny}** : *58.63* kN·m

Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises (Comprobación adicional)

Ya que la norma no proporciona una comprobación general para secciones sometidas a torsión combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, además, el siguiente criterio de rotura de Von Mises:

$$\eta = \left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right| \leq 1$$

η : ***0.578*** ✓

$$\eta = \left| \frac{f_{Vx}}{F_{Vx}} + \frac{f_{Vy}}{F_{Vy}} + \frac{f_{Tr}}{F_{Tr}} \right| \leq 1$$

η : ***0.017*** ✓

$$\eta = \left[\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right]^2 + \left[\frac{f_{Vx}}{F_{Vx}} + \frac{f_{Vy}}{F_{Vy}} + \frac{f_{Tr}}{F_{Tr}} \right]^2 \leq 1$$

η : ***0.334*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.850 m del nudo N5 (C3), para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(-Xexc.+)+0.5·V-.

Donde:

f_a: Tensión normal debida a compresión, calculada utilizando el área de la sección bruta.

$$f_a = \frac{P_f}{A_e}$$

f_a : *79.60* MPa

Donde:

P_f: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD. **P_f** : *265.03* kN

A_e: Área de la sección eficaz. **A_e** : *33.29* cm²

Las tensiones utilizadas en esta comprobación se han calculado en el siguiente punto, en el cual se produce la combinación pésima de tensiones normales y tangenciales.

x: Coordenada X del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. **x** : *-62.50* mm

y: Coordenada Y del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. **y** : *125.00* mm

f_{bx}: Tensión normal debida a la flexión alrededor del eje X.

$$f_{bx} = \frac{-y}{I_x} M_{fx}$$ **f_{bx}** : *93.31* MPa

Donde:

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fx}** : *-24.38* kN·m

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. **I_x** : *3265.71* cm4

f_{by}: Tensión normal debida a la flexión alrededor del eje Y, calculada utilizando la sección eficaz.

$$f_{by} = \frac{-x}{I_{ey}} M_{ry}$$ **f_{by}** : *0.13* MPa

Donde:

M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fy}** : *0.03* kN·m

I_{ey}: Momento eficaz de inercia respecto al eje Y. **I_{ey}** : *1357.90* cm4

f_{vx}: Tensión tangencial debida al esfuerzo cortante en la dirección del eje X. **f_{vx}** : *0.00* MPa

f_{vy}: Tensión tangencial debida al esfuerzo cortante en la dirección del eje Y. **f_{vy}** : *3.23* MPa

f_{Tr}: Tensión tangencial debida a la torsión. **f_{Tr}** : *0.01* MPa

F_a: Resistencia a compresión de la sección.

$$F_a = \varphi_c F_n$$ **F_a** : *271.67* MPa

Donde:

φ_c: Factor de resistencia para compresión. **φ_c** : *0.85*

F_n: Tensión crítica nominal de pandeo, calculada según el Capítulo E2. **F_n** : *319.61* MPa

F_{bx}, F_{by}: Resistencia de la sección a flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente.

$$F_{bx} = F_{by} = \varphi_b F_y$$ **F_{bx}** : *327.75* MPa

F_{by} : *327.75* MPa

Donde:

φ_b: Factor de resistencia para flexión. **φ_b** : *0.95*

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *345.00* MPa

F_{Vx}, F_{Vy}: Resistencia de la sección a cortante en las direcciones X y Y, respectivamente.

$$F_{Vx} = F_{Vy} = \varphi_v F_y / \sqrt{3}$$

F_{Vx} : *189.23* MPa

F_{Vy} : *189.23* MPa

Donde:

φ_v: Factor de resistencia para cortante. **φ_v** : *0.95*

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *345.00* MPa

F_{Tr}: Resistencia a torsión de la sección.

$$F_{Tr} = \varphi_{Tr} F_y / \sqrt{3}$$

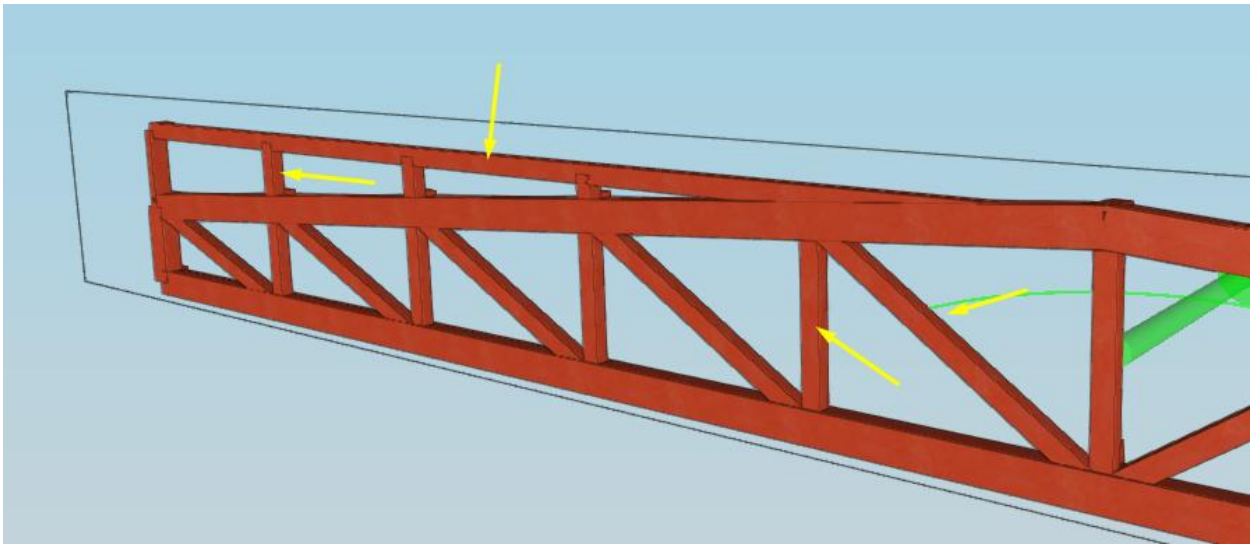
F_{Tr} : *179.27* MPa

Donde:

φ_{Tr}: Factor de resistencia para torsión. **φ_{Tr}** : *0.90*

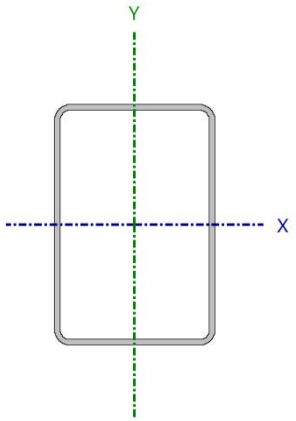
F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *345.00* MPa

17.2 DISEÑO DE PERFIL 150x100x4mm



Barra N36/N28

Perfil: ESTRUC RECT 150x100x4.0mm
Material: Acero (A500 Grado C)



Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
Inicial	Final		Área (cm²)	I_x(1) (cm4)	I_y(1) (cm4)	I_t(2) (cm4)
N36	N28	0.600	18.80	585.61	314.37	663.87

Notas:
(1) Inercia respecto al eje indicado
(2) Momento de inercia a torsión uniforme

	Pandeo		Pandeo lateral	
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.
β	1.00	1.00	0.00	0.00
L_K	0.600	0.600	0.000	0.000
C_m	1.000	1.000	-	-
C_b	-		1.000	

Notación:
β: Coeficiente de pandeo
L_K: Longitud de pandeo (m)
C_m: Coeficiente de momentos
C_b: Factor de modificación para el momento crítico

Barra	COMPROBACIONES (AISI S100-16 (2016))															Estado
	w / t	T	P	Tr	M_x	M_y	V_x	V_y	M_xTr	M_yTr	M_xV_y	M_yV_x	MT	MP	TPTrMV	
N36/N28	w / t ≤ (w / t)Máx. Cumple	x: 0.472 m η = 0.1	x: 0.125 m η = 3.0	N.P.(1)	N.P.(2)	N.P.(3)	N.P.(4)	N.P.(5)	N.P.(6)	N.P.(7)	N.P.(8)	N.P.(9)	N.P.(10)	N.P.(11)	N.P.(12)	**CUMPLE η = 3.0**

Notación:
w / t: Limitaciones geométricas
T: Resistencia a tracción
P: Resistencia a compresión
Tr: Resistencia a torsión
M_x: Resistencia a flexión alrededor del eje X
M_y: Resistencia a flexión alrededor del eje Y
V_x: Resistencia a corte en la dirección del eje X

Barra	COMPROBACIONES (AISI S100-16 (2016))															Estado
	w / t	T	P	Tr	M_x	M_y	V_x	V_y	M_xTr	M_yTr	M_xV_y	M_yV_x	MT	MP	TPTrMV	

V_y: Resistencia a corte en la dirección del eje Y
M_xTr: Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión
M_yTr: Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión
M_xV_y: Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y
M_yV_x: Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X
MT: Resistencia a flexión combinada con tracción
MP: Resistencia a flexión combinada con compresión
TPTrMV: Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
(1) La comprobación no procede, ya que no hay torsión.
(2) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector alrededor del eje X.
(3) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector alrededor del eje Y.
(4) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante en la dirección del eje X.
(5) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante en la dirección del eje Y.
(6) No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
(7) No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
(8) No hay interacción entre esfuerzo cortante en la dirección del eje Y y momento flector alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
(9) No hay interacción entre esfuerzo cortante en la dirección del eje X y momento flector alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
(10) No hay interacción entre axil de tracción y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
(11) No hay interacción entre axil de compresión y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
(12) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzos combinados.

Limitaciones geométricas (B4.1)

Se debe satisfacer:

$$w_1/t \leq 500$$

w_1 / t : ***20.00*** ✓

Donde:

w_1: Longitud del tramo recto del elemento horizontal (paralelo al eje X). **w_1** : *80.00* mm

t: Espesor. **t** : *4.00* mm

$$w_2/t \leq 500$$

w_2 / t : ***32.50*** ✓

Donde:

w_2: Longitud del tramo recto del elemento vertical (paralelo al eje Y). **w_2** : *130.00* mm

t: Espesor. **t** : *4.00* mm

Resistencia a tracción (D1)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{T_f}{T_c} \leq 1$$

η_T : ***0.001*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una

distancia de 0.472 m del nudo N36, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CM+V(+Xexc.-)+V+.

Donde:

T_f: Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD. **T_f** : *0.78* kN

T_c: Resistencia de diseño a tracción.

$$T_c = \varphi_t T_n$$ **T_c** : *583.67* kN

Donde:

φ_t: Factor de resistencia para tracción. **φ_t** : *0.90*

T_n: La resistencia nominal a tracción es igual al valor calculado según la Sección D1: **T_n** : *648.52* kN

D1 Plastificación de la sección bruta.

$$T_n = A_g F_y$$ **T_n** : *648.52* kN

Donde:

A_g: Área de la sección bruta. **A_g** : *18.80* cm²

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *345.00* MPa

Resistencia a compresión (E1)

Se debe satisfacer:

$$\varsigma_C = \frac{P_f}{P_c} \leq 1$$ **η_C** : ***0.030*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.125 m del nudo N36, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V(-Xexc.-)+0.5·V-.

Donde:

P_f: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD. **P_f** : *15.83* kN

P_c: Resistencia de diseño a compresión.

$$P_c = \varphi_c P_{ne}$$ **P_c** : *533.18* kN

Donde:

φ_c: Factor de resistencia para compresión. **φ_c** : *0.85*

P_n: Resistencia nominal a compresión. **P_n** : *627.27* kN

E2 Resistencia nominal a compresión, considerando el efecto del pandeo por flexión, flexotorsión o torsión.

E3 Interacción entre el pandeo local, la deformación plástica y el pandeo global

$$P_n = A_e F_n$$ **P_n** : *627.27* kN

Donde:

A_e: Área de la sección eficaz. **A_e** : *18.47* cm²

Para $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2})F_y$$ **F_n** : *339.69* MPa

Donde:

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *345.00* MPa

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cre}}}$$ **λ_c** : *0.19*

Donde:

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *345.00* MPa

F_{cre}: Tensión elástica de pandeo a flexión calculada según las Secciones E2.1 a E2.4. **F_{cre}** : *9307.43* MPa

E2.1 Secciones no sometidas a pandeo por torsión o por flexotorsión.

F_{crit}: Tensión crítica de pandeo, tomada como la menor de F_{crex} y F_{crey}. **F_{crit}** : *9307.43* MPa

Donde:

$$F_{crex} = \frac{(\pi r_x)^2 E}{(K_x L)^2}$$ **F_{crex}** : *17337.78* MPa

Donde:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$ **r_x** : *55.81* mm

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. **I_x** : *585.61* cm4

A: Área de la sección bruta. **A** : *18.80* cm²

E: Módulo de Young. **E** : *203000.00* MPa

K_x: Factor de longitud eficaz para el eje X. **K_x** : *1.72*

L: Longitud de la barra. **L** : *0.348* m

$$F_{crey} = \frac{(\pi r_y)^2 E}{(K_y L)^2}$$ **F_{crey}** : *9307.43* MPa

Donde:

$\sqrt{I_x}$

r_y : *40.89* mm

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y.	I_y : *314.37*	cm4
A: Área de la sección bruta.	**A** : *18.80*	cm²
E: Módulo de Young.	**E** : *203000.00*	MPa
K_y: Factor de longitud eficaz para el eje Y.	K_y : *1.72*	
L: Longitud de la barra.	**L** : *0.348*	m

E2.2 Secciones con uno o dos ejes de simetría sometidas a pandeo por torsión o por flexotorsión.

(ii) Para secciones con dos ejes de simetría.

Las comprobaciones de la Sección E2.2 no proceden, ya que las longitudes efectivas de pandeo lateral de este elemento son nulas.

Resistencia a torsión (Comprobación adicional)

La comprobación no procede, ya que no hay torsión.

Resistencia a flexión alrededor del eje X (F3.1, F2.1.4)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector alrededor del eje X.

Resistencia a flexión alrededor del eje Y (F3.1, F2.1.4)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector alrededor del eje Y.

Resistencia a corte en la dirección del eje X (G2)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante en la dirección del eje X.

Resistencia a corte en la dirección del eje Y (G2)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante en la dirección del eje Y.

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión (H4)

No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión (H4)

No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y (H2)

No hay interacción entre esfuerzo cortante en la dirección del eje Y y momento flector alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X (H2)

No hay interacción entre esfuerzo cortante en la dirección del eje X y momento flector alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión combinada con tracción (H1.1)

No hay interacción entre axil de tracción y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

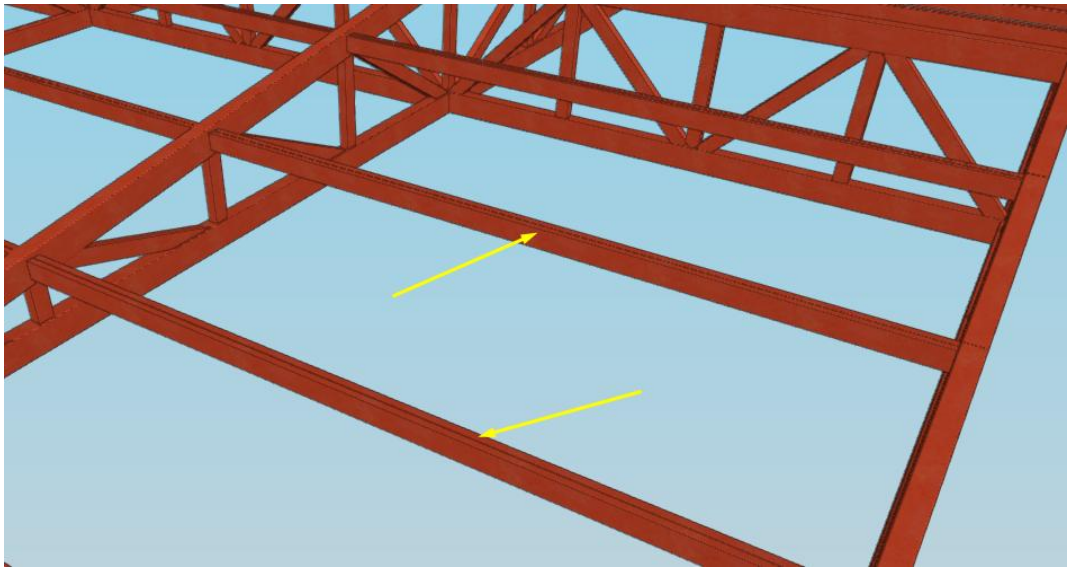
Resistencia a flexión combinada con compresión (H1.2)

No hay interacción entre axil de compresión y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises (Comprobación adicional)

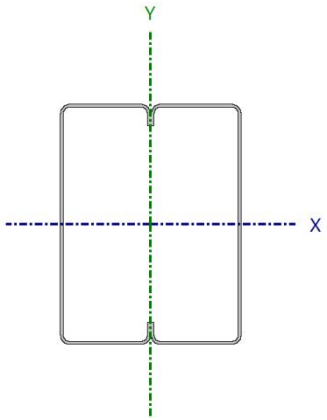
La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzos combinados.

17.3 DISEÑO DE CORREAS C 160x60x15x2.5mm



Barra N42/N58

Perfil: Negro Grado 50 C 160x60x15x2.5mm, Doble en cajón soldado (Cordón continuo)
Material: Acero (A500 Grado C)



Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
Inicial	Final		Área (cm²)	I_x(1) (cm4)	I_y(1) (cm4)	I_t(2) (cm4)
N42	N58	6.200	14.54	561.34	331.22	631.76

Notas:
(1) Inercia respecto al eje indicado
(2) Momento de inercia a torsión uniforme

	Pandeo		Pandeo lateral	
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.
β	1.00	1.00	0.00	0.00
L_K	6.200	6.200	0.000	0.000
C_m	1.000	1.000	-	-
C_b	-		1.000	

Notación:
β: Coeficiente de pandeo
L_K: Longitud de pandeo (m)
C_m: Coeficiente de momentos
C_b: Factor de modificación para el momento crítico

Barra	COMPROBACIONES (AISI S100-16 (2016))															Estado
	w / t	T	P	Tr	M_x	M_y	V_x	V_y	M_xTr	M_yTr	M_xV_y	M_yV_x	MT	MP	TPTrMV	
N42/N58	x: 0.388 m w / t ≤ (w / t)Máx. Cumple	N.P.(1)	η = 4.4	N.P.(2)	x: 3.1 m η = 77.2	x: 3.1 m η = 4.2	x: 0 m η = 0.4	x: 0 m η = 6.9	N.P.(3)	N.P.(4)	x: 2.713 m η = 57.8	x: 2.713 m η = 0.2	N.P.(5)	x: 3.1 m η = 83.7	x: 2.713 m η = 79.3	**CUMPLE η = 83.7**

Notación:
w / t: Limitaciones geométricas
T: Resistencia a tracción
P: Resistencia a compresión
Tr: Resistencia a torsión

Barra	COMPROBACIONES (AISI S100-16 (2016))															Estado
	w / t	T	P	Tr	M_x	M_y	V_x	V_y	M_xTr	M_yTr	M_xV_y	M_yV_x	MT	MP	TPTrMV	

M_x: Resistencia a flexión alrededor del eje X
M_y: Resistencia a flexión alrededor del eje Y
V_x: Resistencia a corte en la dirección del eje X
V_y: Resistencia a corte en la dirección del eje Y
M_xTr: Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión
M_yTr: Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión
M_xV_y: Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y
M_yV_x: Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X
MT: Resistencia a flexión combinada con tracción
MP: Resistencia a flexión combinada con compresión
TPTrMV: Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
[1] La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.
[2] La comprobación no procede, ya que no hay torsión.
[3] No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
[4] No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
[5] No hay interacción entre axil de tracción y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Limitaciones geométricas (B4.1)

Se debe satisfacer:

$$w_1/t \leq 200$$

w_1 / t : ***42.80*** ✓

Donde:

w_1: Longitud del tramo recto del elemento horizontal (paralelo al eje X). **w_1** : *107.00* mm

t: Espesor. **t** : *2.50* mm

$$w_2/t \leq 200$$

w_2 / t : ***58.80*** ✓

Donde:

w_2: Longitud del tramo recto del elemento vertical (paralelo al eje Y). **w_2** : *147.00* mm

t: Espesor. **t** : *2.50* mm

Resistencia a tracción (D1)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Resistencia a compresión (E1)

Se debe satisfacer:

$$\varsigma_C = \frac{P_f}{P_c} \leq 1$$

η_C : ***0.044*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de

acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V-.

Donde:

P_f: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD. **P_f** : *4.10* kN

P_c: Resistencia de diseño a compresión.

$$P_c = \varphi_c P_{ne}$$ **P_c** : *94.11* kN

Donde:

φ_c: Factor de resistencia para compresión. **φ_c** : *0.85*

P_n: Resistencia nominal a compresión. **P_n** : *110.71* kN

E2 Resistencia nominal a compresión, considerando el efecto del pandeo por flexión, flexotorsión o torsión.

E3 Interacción entre el pandeo local, la deformación plástica y el pandeo global

$$P_n = A_e F_n$$ **P_n** : *110.71* kN

Donde:

A_e: Área de la sección eficaz. **A_e** : *9.89* cm²

Para $\lambda_c > 1.5$

$$F_n = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right] F_y$$ **F_n** : *111.98* MPa

Donde:

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *345.00* MPa

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cre}}}$$ **λ_c** : *1.64*

Donde:

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *345.00* MPa

F_{cre}: Tensión elástica de pandeo a flexión calculada según las Secciones E2.1 a E2.4. **F_{cre}** : *127.68* MPa

E2.1 Secciones no sometidas a pandeo por torsión o por flexotorsión.

F_{crit}: Tensión crítica de pandeo, tomada como la menor de F_{crex} y F_{crey}. **F_{crit}** : *127.68* MPa

Donde:

$$F_{crex} = \frac{(\pi r_x)^2 E}{(K_x L)^2}$$ **F_{crex}** : *197.58* MPa

Donde:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$ **r_x** : *61.57* mm

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. **I_x** : *512.49* cm4

A: Área de la sección bruta. **A** : *13.52* cm²

E: Módulo de Young. **E** : *203000.00* MPa

K_x: Factor de longitud eficaz para el eje X. **K_x** : *1.00*

L: Longitud de la barra. **L** : *6.200* m

$$F_{crey} = \frac{\left(\pi r_y\right)^2 E}{\left(K_y L\right)^2}$$

F_{crey} : *127.68* MPa

Donde:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

r_y : *49.49* mm

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y. **I_y** : *331.19* cm4

A: Área de la sección bruta. **A** : *13.52* cm²

E: Módulo de Young. **E** : *203000.00* MPa

K_y: Factor de longitud eficaz para el eje Y. **K_y** : *1.00*

L: Longitud de la barra. **L** : *6.200* m

E2.2 Secciones con uno o dos ejes de simetría sometidas a pandeo por torsión o por flexotorsión.

(ii) Para secciones con dos ejes de simetría.

Las comprobaciones de la Sección E2.2 no proceden, ya que las longitudes efectivas de pandeo lateral de este elemento son nulas.

Resistencia a torsión (Comprobación adicional)

La comprobación no procede, ya que no hay torsión.

Resistencia a flexión alrededor del eje X (F3.1, F2.1.4)

Se debe satisfacer:

$$\varsigma_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1$$

η_B : ***0.772*** ✓

M_f: Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD. **M_f** : *14.65* kN·m

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 3.100 m del nudo N42, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V-.

M_f^+: Resistencia requerida para flexión positiva. **M_f^+** : *14.65* kN·m

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 3.100 m del nudo N42, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CM+V+.

M_f^-: Resistencia requerida para flexión negativa. **M_f^-** : *0.22* kN·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión.

$M_c = \ddot{o}_b M_n$ **M_c** : *18.97* kN·m

Donde:

φ_b: Factor de resistencia para flexión. **φ_b** : *0.95*

M_n: La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo F3.1, F2.1.4. **M_n** : *19.97* kN·m

Donde:

M_n^+: La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo F3.1, F2.1.4 para flexión positiva. **M_n^+** : *19.97* kN·m

M_n^-: La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo F3.1, F2.1.4 para flexión negativa. **M_n^-** : *19.97* kN·m

F2.1.4 Resistencia nominal de la sección.

La resistencia a flexión nominal se calcula según el Apartado F2.1.4, ya que se cumple la siguiente condición:

$L_{ub} \leq L_u$

Donde:

L_{ub}: Separación entre arriostramientos laterales de la barra. **L_{ub}** : *0.000* m

$$L_u = \frac{0.36 C_b \pi}{F_y S_{fx}} \sqrt{EGJI_y}$$ **L_u** : *29.469* m

Donde:

C_b: Coeficiente de momentos, que depende de la ley de momentos flectores. **C_b** : *1.0*

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *345.00* MPa

$$S_{fx} = \left| \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_y y_c - I_{xy} x_c} \right|$$ **S_{fx}** : *64.06* cm³

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. **I_x** : *512.49* cm4

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y. **I_y** : *331.19* cm4

I_{xy}: Producto de inercia. **I_{xy}** : *0.00* cm4

x_c: Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión. **x_c^+** : *53.50* mm

x_c^- : *-53.50* mm

y_c: Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión.	**y_c^+** : *80.00*	mm
	y_c^- : *-80.00*	mm
E: Módulo de Young.	**E** : *203000.00*	MPa
G: Módulo de elasticidad transversal.	**G** : *78076.92*	MPa
J: Momento de inercia a torsión uniforme.	**J** : *631.76*	cm4

$M_{nl} = S_{etx} F_y$ **M_{nl}** : *19.97* kN·m

Donde:

$$S_{etx} = \left| \frac{I_{ex} I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} y - I_{exy} x} \right|$$ **S_{etx}** : *57.87* cm³

Donde:

I_{ex}: Momento eficaz de inercia respecto al eje X.	**I_{ex}** : *480.40*	cm4
I_{ey}: Momento eficaz de inercia respecto al eje Y.	**I_{ey}** : *331.02*	cm4
I_{exy}: Producto eficaz de inercia.	**I_{exy}** : *0.00*	cm4
x: Distancia a la fibra extrema en flexión.	**x^+** : *53.50*	mm
	x^- : *-53.50*	mm
y: Distancia a la fibra extrema en flexión.	**y^+** : *83.01*	mm
	y^- : *-83.01*	mm
F_y: Límite elástico del acero.	**F_y** : *345.00*	MPa

Resistencia a flexión alrededor del eje Y (F3.1, F2.1.4)

Se debe satisfacer:

$$\varsigma_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1$$ **η_B** : ***0.042*** ✓

M_f: Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD. **M_f** : *0.58* kN·m

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 3.100 m del nudo N42, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+V-.

M_f^+: Resistencia requerida para flexión positiva. **M_f^+** : *0.58* kN·m

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 3.100 m del nudo N42, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+V+.

M_f^-: Resistencia requerida para flexión negativa. **M_f^-** : *0.58* kN·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión.

$M_c = \ddot{o}_b M_n$ **M_c** : *13.87* kN·m

Donde:

φ_b: Factor de resistencia para flexión. **φ_b** : *0.95*

M_n: La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo F3.1, F2.1.4. **M_n** : *14.60* kN·m

Donde:

M_n^+: La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo F3.1, F2.1.4 para flexión positiva. **M_n^+** : *14.60* kN·m

M_n^-: La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo F3.1, F2.1.4 para flexión negativa. **M_n^-** : *14.60* kN·m

F2.1.4 Resistencia nominal de la sección.

La resistencia a flexión nominal se calcula según el Apartado F2.1.4, ya que se cumple la siguiente condición:

$L_{ub} \leq L_u$

Donde:

L_{ub}: Separación entre arriostramientos laterales de la barra. **L_{ub}** : *0.000* m

$$L_u = \frac{0.36 C_b \pi}{F_y S_{fy}} \sqrt{EGJI_x}$$ **L_u** : *42.544* m

Donde:

C_b: Coeficiente de momentos, que depende de la ley de momentos flectores. **C_b** : *1.0*

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *345.00* MPa

$$S_{fy} = \left| \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_x x_c - I_{xy} y_c} \right|$$ **S_{fy}** : *55.20* cm³

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. **I_x** : *512.49* cm4

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y. **I_y** : *331.19* cm4

I_{xy}: Producto de inercia. **I_{xy}** : *0.00* cm4

x_c: Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión. **x_c^+** : *60.00* mm

x_c^- : *-60.00* mm

y_c: Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión. **y_c^+** : *-73.50* mm

y_c^- : *73.50* mm

E: Módulo de Young. **E** : *203000.00* MPa

G: Módulo de elasticidad transversal. **G** : *78076.92* MPa

J: Momento de inercia a torsión uniforme. **J** : *631.76* cm4

$M_{nl} = S_{ety} F_y$ **M_{nl}** : *14.60* kN·m

Donde:

$$S_{ety} = \left| \frac{I_{ex} I_{ey} - I_{exy}^{2}}{I_{ex} x - I_{exy} y} \right|$$ **S_{ety} :** *42.32* cm³

Donde:

- **I_{ex}**: Momento eficaz de inercia respecto al eje X. **I_{ex} :** *509.44* cm4
- **I_{ey}**: Momento eficaz de inercia respecto al eje Y. **I_{ey} :** *280.78* cm4
- **I_{exy}**: Producto eficaz de inercia. **I_{exy} :** *0.00* cm4
- **x**: Distancia a la fibra extrema en flexión. **x^{+} :** *66.35* mm
  x^{-} : *-66.35* mm
- **y**: Distancia a la fibra extrema en flexión. **y^{+} :** *-73.50* mm
  y^{-} : *73.50* mm
- **F_y**: Límite elástico del acero. **F_y :** *345.00* MPa

Resistencia a corte en la dirección del eje X (G2)

Se debe satisfacer:

$$\varsigma_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1$$ **ηv :** ***0.004*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N42, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+V+.

Donde:

- **V_f**: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD. **V_f :** *0.19* kN

  La resistencia a corte requerida se ha reducido de forma que la fuerza aplicada se distribuye entre todos los elementos, puesto que la sección tiene más de un elemento que resiste cortante.

- **V_c**: Resistencia de diseño a cortante.

  $$V_c = \ddot{o}_v V_n$$ **V_c :** *52.60* kN

  Donde:

  - **φ_v**: Factor de resistencia para cortante. **φ_v :** *0.95*
  - **V_n**: La resistencia nominal a cortante es el menor de los valores calculados según la Sección G2.1, G2.2 y G2.3. **V_n :** *55.37* kN

Sección G2.1. La resistencia a cortante, V_n, de miembros flexados sin rigidizadores transversales en las almas será calculada de la siguiente manera:

(a) Para $\lambda_v \leq 0.815$

$$V_n = V_y$$

Donde:

E: Módulo de Young. **E** : *203000.00* MPa

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *345.00* MPa

K_v: Coeficiente de abolladura por cortante. **K_v** : *5.34*

$$\lambda_v = \sqrt{\frac{V_y}{V_{cr}}}$$ **λ_v** : *0.622*

Siendo:

V_y: Esfuerzo cortante de fluencia de la sección transversal **V_y** : *55.37* kN

$$V_y = 0.6 A_w F_y$$

Donde:

A_w: Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$A_w = ht$$ **A_w** : *2.68* cm²

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma. **h** : *107.00* mm

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante. **t** : *2.50* mm

V_{cr}: Fuerza de abolladura por cortante elástico definida en la Sección G2.3 para sólo almas planas, o determinada de acuerdo con Apéndice 2 para todas secciones transversales de elementos precalificados (Tabla B4.1-1). **V_{cr}** : *143.07* kN

Sección G2.3. Fuerza de abolladura por cortante elástico crítico del alma, V_{cr}.

La fuerza de abolladura por cortante, V_{cr}, de un alma se debe determinar de acuerdo con esta sección:

$$V_{cr} = A_w F_{cr}$$

Donde:

F_{cr}: tensión a la abolladura por cortante elástico.

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E k_v}{12(1-\mu^2)(h/t)^2}$$ **F_{cr}** : *534.84* MPa

η: Coeficiente de Poisson. **η** : *0.3*

E: Módulo de Young. **E** : *203000.00* MPa

K_v: Coeficiente de abolladura por cortante. **K_v** : *5.34*

Resistencia a corte en la dirección del eje Y (G2)

Se debe satisfacer:

$$\varsigma_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1$$ **ηv** : ***0.069*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N42, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V-.

Donde:

V_f: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD. **V_f** : *4.73* kN

La resistencia a corte requerida se ha reducido de forma que la fuerza aplicada se distribuye entre todos los elementos, puesto que la sección tiene más de un elemento que resiste cortante.

V_c: Resistencia de diseño a cortante.

$$V_c = \ddot{o}_v V_n$$ **V_c** : *68.91* kN

Donde:

φ_v: Factor de resistencia para cortante. **φ_v** : *0.95*

V_n: La resistencia nominal a cortante es el menor de los valores calculados según la Sección G2.1, G2.2 y G2.3. **V_n** : *72.54* kN

Sección G2.1. La resistencia a cortante, V_n, de miembros flexados sin rigidizadores transversales en las almas será calculada de la siguiente manera:

(b) Para $0.815 < \lambda_v \leq 1.227$

$$V_n = 0.815\sqrt{V_{cr}V_y} = 0.60t^2\sqrt{Ek_vF_y}$$

Donde:

E: Módulo de Young. **E** : *203000.00* MPa

F_y: Límite elástico del acero. **F_y** : *345.00* MPa

K_v: Coeficiente de abolladura por cortante. **K_v** : *5.34*

$$\lambda_v = \sqrt{\frac{V_y}{V_{cr}}}$$ **λ_v** : *0.855*

Siendo:

V_y: Esfuerzo cortante de fluencia de la sección transversal **V_y** : *76.07* kN

$$V_y = 0.6A_wF_y$$

Donde:

A_w: Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$A_w = ht$$ **A_w** : *3.68* cm²

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma. **h** : *147.00* mm

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del **t** : *2.50* mm

cortante.

V_{cr}: Fuerza de abolladura por cortante elástico definida en la Sección G2.3 para sólo almas planas, o determinada de acuerdo con Apéndice 2 para todas secciones transversales de elementos precalificados (Tabla B4.1-1).

V_{cr} : *104.14* kN

Sección G2.3. Fuerza de abolladura por cortante elástico crítico del alma, V_{cr}.

La fuerza de abolladura por cortante, V_{cr}, de un alma se debe determinar de acuerdo con esta sección:

$$V_{cr} = A_w F_{cr}$$

Donde:

F_{cr}: tensión a la abolladura por cortante elástico.

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E k_v}{12(1-\mu^2)(h/t)^2}$$

F_{cr} : *283.37* MPa

η: Coeficiente de Poisson. **η** : *0.3*

E: Módulo de Young. **E** : *203000.00* MPa

K_v: Coeficiente de abolladura por cortante. **K_v** : *5.34*

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión (H4)

No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión (H4)

No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y (H2)

Se debe satisfacer:

$$ç \leq 1$$

η : ***0.578*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 2.713 m del nudo N42, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V-.

Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$ç = \left(\frac{M_{fx}}{M_{cx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{fy}}{V_{cy}}\right)^2$$

η : *0.578*

Donde:

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fx}** : *14.42* kN·m

M_{cx}: Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje X. **M_{cx}** : *18.97* kN·m

V_{fy}: Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje Y para las combinaciones de carga LRFD. **V_{fy}** : *0.59* kN

V_{cy}: Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje Y. **V_{cy}** : *68.91* kN

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X (H2)

Se debe satisfacer:

$ç \leq 1$ **η** : ***0.002*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 2.713 m del nudo N42, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+V+.

Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$ç = \left(\frac{M_{fy}}{M_{cy}}\right)^2 + \left(\frac{V_{fx}}{V_{cx}}\right)^2$$ **η** : *0.002*

Donde:

M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fy}** : *0.57* kN·m

M_{cy}: Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje Y. **M_{cy}** : *13.87* kN·m

V_{fx}: Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje X para las combinaciones de carga LRFD. **V_{fx}** : *0.02* kN

V_{cx}: Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje X. **V_{cx}** : *52.60* kN

Resistencia a flexión combinada con tracción (H1.1)

No hay interacción entre axil de tracción y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión combinada con compresión (H1.2)

(b) Se debe satisfacer el siguiente criterio si $\frac{P_f}{\ddot{o}_c P_n} \leq 0.15$

$$ç = \frac{P_f}{\ddot{o}_c P_n} + \frac{M_{fx}}{\ddot{o}_{bx} M_{nx}} + \frac{M_{fy}}{\ddot{o}_{by} M_{ny}} \leq 1$$

η : ***0.837*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 3.100 m del nudo N42, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V-.

Donde:

φ_c: Factor de resistencia para compresión. φ_c : *0.85*

P_f: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD. P_f : *4.10* kN

P_n: Resistencia nominal a compresión según la Sección E1. P_n : *110.71* kN

φ_{bx}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X. φ_{bx} : *0.95*

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. M_{fx} : *14.65* kN·m

M_{nx}: Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección F. M_{nx} : *19.97* kN·m

φ_{by}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y. φ_{by} : *0.95*

M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD. M_{fy} : *0.29* kN·m

M_{ny}: Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección F. M_{ny} : *14.60* kN·m

Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises (Comprobación adicional)

Ya que la norma no proporciona una comprobación general para secciones sometidas a torsión combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, además, el siguiente criterio de rotura de Von Mises:

$$\eta = \left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right| \leq 1$$

η : ***0.793*** ✓

$$\eta = \left| \frac{f_{Vx}}{F_{Vx}} + \frac{f_{Vy}}{F_{Vy}} + \frac{f_{Tr}}{F_{Tr}} \right| \leq 1$$

η : ***0.002*** ✓

$$\eta = \left[\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right]^2 + \left[\frac{f_{Vx}}{F_{Vx}} + \frac{f_{Vy}}{F_{Vy}} + \frac{f_{Tr}}{F_{Tr}} \right]^2 \leq 1$$

η : ***0.628*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 2.713 m del nudo N42, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa(3)+0.5·V-.

Donde:

f_a: Tensión normal debida a compresión, calculada utilizando el área de la sección bruta.

$$f_a = \frac{P_f}{Á_e}$$ **f_a** : *4.15* MPa

Donde:

P_f: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD. **P_f** : *4.10* kN

A_e: Área de la sección eficaz. **A_e** : *9.89* cm²

Las tensiones utilizadas en esta comprobación se han calculado en el siguiente punto, en el cual se produce la combinación pésima de tensiones normales y tangenciales.

x: Coordenada X del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. **x** : *-53.50* mm

y: Coordenada Y del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. **y** : *-80.00* mm

f_{bx}: Tensión normal debida a la flexión alrededor del eje X, calculada utilizando la sección eficaz.

$$f_{bx} = \frac{-y}{I_{ex}} M_{fx}$$ **f_{bx}** : *240.13* MPa

Donde:

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fx}** : *14.42* kN·m

I_{ex}: Momento eficaz de inercia respecto al eje X. **I_{ex}** : *480.40* cm4

f_{by}: Tensión normal debida a la flexión alrededor del eje Y, calculada utilizando la sección eficaz.

$$f_{by} = \frac{-x}{I_{ey}} M_{ry}$$ **f_{by}** : *5.41* MPa

Donde:

M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fy}** : *0.28* kN·m

I_{ey}: Momento eficaz de inercia respecto al eje Y. **I_{ey}** : *280.78* cm4

f_{vx}: Tensión tangencial debida al esfuerzo cortante en la dirección del eje X. **f_{vx}** : *-0.02* MPa

f_{vy}: Tensión tangencial debida al esfuerzo cortante en la dirección del eje Y. **f_{vy}** : *0.49* MPa

f_{Tr}: Tensión tangencial debida a la torsión. **f_{Tr}** : *0.00* MPa

F_a: Resistencia a compresión de la sección.

$$F_a = \varphi_c F_n$$ **F_a** : *95.18* MPa

Donde:

φ_c: Factor de resistencia para compresión. φ_c : *0.85*

F_n: Tensión crítica nominal de pandeo, calculada según el Capítulo E2. F_n : *111.98* MPa

F_{bx}, F_{by}: Resistencia de la sección a flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente.

$$F_{bx} = F_{by} = \varphi_b F_y$$

F_{bx} : *327.75* MPa

F_{by} : *327.75* MPa

Donde:

φ_b: Factor de resistencia para flexión. φ_b : *0.95*

F_y: Límite elástico del acero. F_y : *345.00* MPa

F_{vx}, F_{vy}: Resistencia de la sección a cortante en las direcciones X y Y, respectivamente.

$$F_{Vx} = F_{Vy} = \varphi_v F_y / \sqrt{3}$$

F_{vx} : *189.23* MPa

F_{vy} : *189.23* MPa

Donde:

φ_v: Factor de resistencia para cortante. φ_v : *0.95*

F_y: Límite elástico del acero. F_y : *345.00* MPa

F_{Tr}: Resistencia a torsión de la sección.

$$F_{Tr} = \varphi_{Tr} F_y / \sqrt{3}$$

F_{Tr} : *179.27* MPa

Donde:

φ_{Tr}: Factor de resistencia para torsión. φ_{Tr} : *0.90*

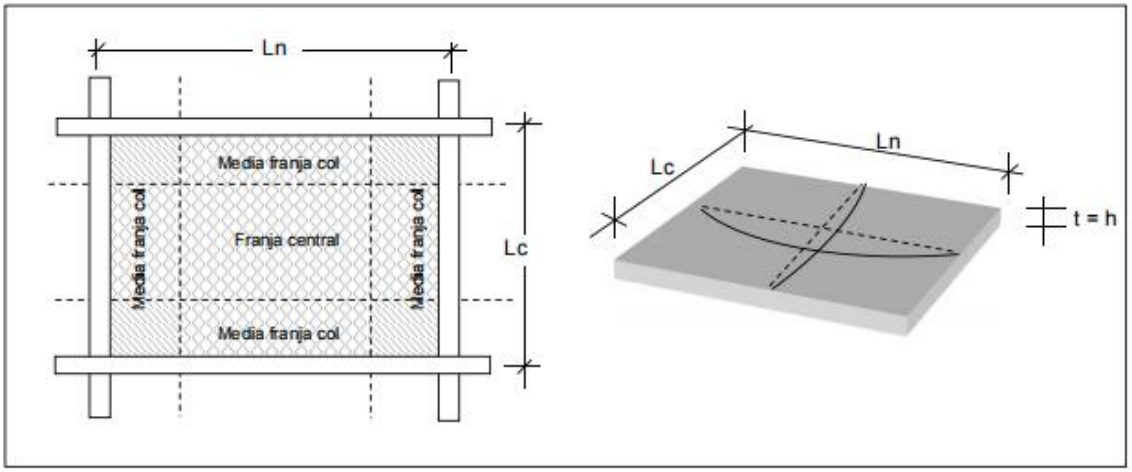
F_y: Límite elástico del acero. F_y : *345.00* MPa

17.4 DISEÑO DE PLACA DE CONTRAPISO

15.2 CÁLCULO DE PLACA DE CONTRAPISO PARA CENTRO VIDA, CUMARAL - META

Con los datos obtenidos del analisis estructural, se considera dimensionar la placa de fondo o contrapiso por medio de una losa maciza en dos direcciones.

Figura. Modelo considerado para el diseño



CÁLCULO DE FUERZAS EN LA PLACA

Generalidades

Elementos Rectangulares		Todos los ejes
f'c (MPa)	28.0	Resistencia del concreto minima
Fy (Mpa)	420.0	Resistencia del acero en fluencia
λ	1.0	

DIMENSIONAMIENTO DE LA PLACA MACIZA C.9.5.3 NSR-10

Espesor de placas macizas en dos direcciones sin vigas interiores NSR-2010 C.9.5

Luz mayor entre vigas de carga (m):		
Vigas entre apoyos	no	
Vigas de borde	no	
Lb (m)	2.50	Lb=Ln: Longitud larga
La (m)	2.50	Con $\alpha > 0.8$, se aplica la tabla C.9-3
α = Lb/La	1.00	Con $\alpha < 2.0$
h_{min} - sin abacos	0.125	
h_{min} - con abacos	0.100	

Espesor minimo (m) C.13-C.9.5: (sin ábacos)	
L/30 (m) - panel exterior sin viga de borde	0.08
L/33 (m) - panel exterior con vigas de borde	0.08
L/33 (m) - panel interior	0.08

Espesor minimo (m) C.13-C.9.5: (con ábacos)	
L/33 (m) - panel exterior sin vigas de borde	0.08
L/36 (m) - panel exterior con vigas de borde	0.07
L/36 (m) - panel interior	0.07
Tipo y método de diseño	Método de los coeficientes
Espesor final asumido (m)	0.15
Carga de peso propio de Placas y estructuras encima (KN/m2)	
Peso propio losa	3.60
Piso y alistado	0.88
Muros eventuales	2.00
1.2D (Sin carga por muros divisorios)	**7.78**
Carga viva	5.00
Impacto 10%	0.50
1.6L	**8.80**
wu (KN/m2)	**16.58**

Cargas mayoradas 1.2D+1.6L

13.3 ANALISIS LOSAS EN DOS DIRECCIONES C.13.3 NSR-10

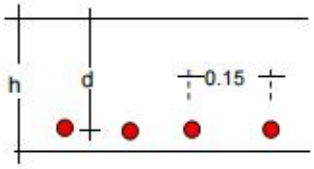
Esfuerzos de flexión:	
m (la/lb)	1.00
Caso	2
C a,j -	0.045
C b,j -	0.045
Franjas centrales	
Momentos Negativos (ABAJO) Tabla C.13.9-1	
Ma- (KN.m/m)	4.66
Mb- (KN.m/m)	4.66
Momentos Positivos (ARRIBA) Tabla C.13.9-3 y C.13.9-2	
C a,j + (L)	0.027
C b,j + (L)	0.027
Ma+ (KN.m/m) - L	1.49
Mb+ (KN.m/m) - L	1.49
C a,j + (D)	0.018
C b,j + (D)	0.018
Ma+ (KN.m/m) - D	0.87
Mb+ (KN.m/m) - D	0.87
Ma+ (KN.m/m)	3.75

Momentos Positivos (ABAJO)

bw (m)	1.00
d (m)	0.11
Fy	420000000
fc	28000000
b	1.00
h	0.15
d'	0.04
d	0.11
Mu	4662.00
ϕ	0.9
a=	44975700
b=	5082000
c=	5180.00
ρ−	**0.001028648**
ρ+	0.111965702
As (mm/m)	240.78
ϕMn max	62818.40
As	1760
a (mm)	31.06
c (mm)	36.54
ε's	-0.000284091
F's	-56818181.82
ϕMn1	62818.40
ϕMn2	-58156.40
Cs	-923117.44
As'	**16246.87**
As_2	-2197.90
As_t	**-437.90**
As min	198.00
Separación de grafiles de Malla (m)	0.15
Diametro de Malla Electrosoldada (mm)	8.00

Analisis por metro cuadrado.

Nota: Cuando el momento máximo negativo no implique el cálculo de acero a compresión, deberá tenerse en cuenta que son dos recubrimientos los que es necesario sustraer.



CUMPLE

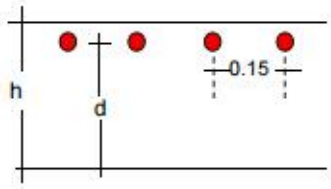
Colocar Malla electrosoldada 8 mm 15x15cm

Momentos Negativos ARRIBA

bw (m)	1.00
d (m)	0.11
Fy	420000000
fc	28000000
b	1.00
h	0.15
d'	0.04
d	0.11
Mu	3749.22
ϕ	0.9
a=	44975700
b=	5082000
c=	4165.8
ρ	**0.000825751**
ρ	0.112168599
As (mm/m)	240.78
ϕMn max	62818.40
As	1760
a	31.06
c	36.54
ε's	-0.000284091
F's	-56818181.82
ϕMn1	62818.40
ϕMn2	-59069.18
Cs	-937606.01
As'	16501.87
As_2	-2232.40
As_t	**-472.40**
As min	198.00
Separación de grafiles de Malla (m)	0.15
Diametro de Malla Electrosoldada (mm)	8.00 CUMPLE

Analisis por metro cuadrado.

Nota: Cuando el momento máximo negativo no implique el cálculo de acero a compresión, deberá tenerse en cuenta que son dos recubrimientos los que es necesario sustraer.



Colocar Malla electrosoldada 8 mm 15x15cm

Franjas de columnas

Momentos Negativos (ABAJO)

Ma- (KN.m/m)	3.11
Mb- (KN.m/m)	3.11

Momentos Positivos (ARRIBA)

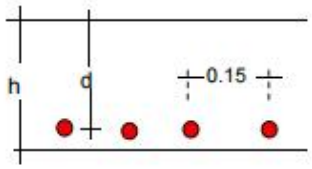
Ma+ (KN.m/m) - L	0.99
Mb+ (KN.m/m) - L	0.99
Ma+ (KN.m/m) - D	0.58
Mb+ (KN.m/m) - D	0.58
Ma+ (KN.m/m)	2.50

Momentos Positivos (ABAJO)

bw (m)	1.00
d (m)	0.11
Fy	420000000
fc	28000000
b	1.00
h	0.15
d'	0.04
d	0.11
Mu	3108.00
ϕ	0.9
a=	44975700
b=	5082000
c=	3453.33
$\rho-$	**0.000683659**
$\rho+$	0.112310691
As (mm/m)	240.78
ϕMn max	62818.40
As	1760
a	31.06
c	36.54
$\varepsilon's$	-0.000284091
F's	-56818181.82
ϕMn1	62818.40
ϕMn2	-59710.40
Cs	-947784.11
As'	**16681.00**
As_2	-2256.63
As_t	**-496.63**
As min	198.00
Separación de grafiles de Malla (m)	0.15
Diametro de Malla Electrosoldada (mm)	8.00

Analisis por metro cuadrado.

Nota: Cuando el momento máximo negativo no implique el cálculo de acero a compresión, deberá tenerse en cuenta que son dos recubrimientos los que es necesario sustraer.



CUMPLE

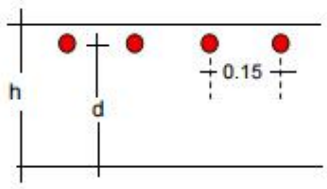
Colocar Malla electrosoldada 8 mm 15x15cm

Momentos Negativos (ARRIBA)

bw (m)	1.00
d (m)	0.11
Fy	420000000
fc	28000000
b	1.00
h	0.15
d'	0.04
d	0.11
Mu	2499.48
ϕ	0.9
a=	44975700
b=	5082000
c=	2777.2
ρ	**0.000549147**
ρ	0.112445204
As (mm/m)	240.78
ϕMn max	62818.40
As	1760
a	31.06
c	36.54
ε's	-0.000284091
F's	-56818181.82
ϕMn1	62818.40
ϕMn2	-60318.92
Cs	-957443.15
As'	**16851.00**
As_2	-2279.63
As_t	**-519.63**
As min	198.00
Separación de grafiles de Malla (m)	0.15
Diametro de Malla Electrosoldada (mm)	8.00

Analisis por metro cuadrado.

Nota: Cuando el momento m á ximo negativo no implique el cálculo de acero a compresión, deberá tenerse en cuenta que son dos recubrimientos los que es necesario sustraer.



CUMPLE

Colocar Malla electrosoldada 8 mm 15x15cm

Esfuerzo cortantes:

El esfuerzo a cortante tambien sera resistido por el acero que se calcule para la flexión, el cálculo se hace con base en la tabla C.13.8, para el caso correspondiente

m (la/lb)	1.00
Caso	2
wa	0.5
wb	0.5
Va (KN/m)	10.36
Vb (KN/m)	10.36

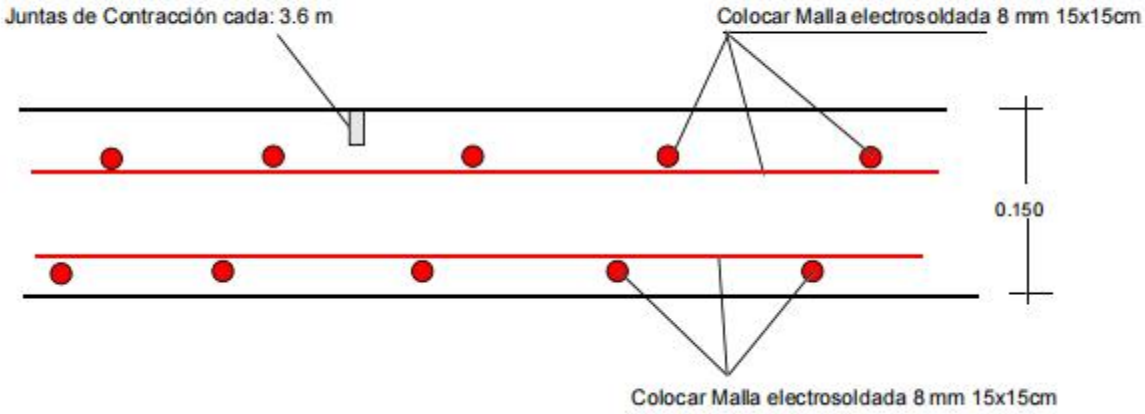
Diseño cortante luz mayor:

bw (m)	1.00	bw > 0.3h ó 250mm
h (m)	0.150	Espesor
d'	0.04	Recubrimiento
d (m)	0.10	
f'c (MPa)	28.0	Resistencia del concreto mínima
Vu 1-1 (KN)	10.36	
ϕVc (KN)	55.94	$V_C = 0.17\lambda\sqrt{f'c} \times b_w \times d$
Vs (KN)	-45.58	$V_S > 0.5\phi V_C$
Vu<ϕVc	OK	Criterio para refuerzo de cortante
*v*u - ϕ*v*c (KN)	-439.78	
s (m) db = 3/8"	-0.04	Separación mínima =
s (m) db = 1/4"	-0.02	0.05
$V_S > 0.33\sqrt{f_C'} \times b_W \times d$	180.99	Espaciamiento máximo es d/4
$V_S < 0.66\sqrt{f_C'} \times b_W \times d$	361.99	Grave
Av, min (mm2)-1	40.48	$A_{V,\min} = 0.062\sqrt{f_C'} \times \frac{b_W \times s}{f_{yt}} > \frac{0.35 b_W s}{f_{yt}}$
Av, min (mm2)-2	43.19	

Diseño cortante luz menor:

bw (m)	1.00	bw > 0.3h ó 250mm
h (m)	0.150	Espesor
d'	0.04	Recubrimiento
d (m)	0.10	
f'c (MPa)	28.0	Resistencia del concreto mínima
Vu 1-1 (KN)	10.36	
ϕVc (KN)	55.94	$V_C = 0.17\lambda\sqrt{f'c} \times b_w \times d$
Vs (KN)	-45.58	$V_S > 0.5\phi V_C$
Vu<ϕVc	OK	Criterio para refuerzo de cortante
*v*u - ϕ*v*c (KN)	-439.78	
s (m) db = 3/8"	-0.04	Separación mínima =
s (m) db = 1/4"	-0.02	0.05
$V_S > 0.33\sqrt{f_C'} \times b_W \times d$	180.99	Espaciamiento máximo es d/4
$V_S < 0.66\sqrt{f_C'} \times b_W \times d$	361.99	Grave
Av, min (mm2)-1	40.48	$A_{V,\min} = 0.062\sqrt{f_C'} \times \frac{b_W \times s}{f_{yt}} > \frac{0.35 b_W s}{f_{yt}}$
Av, min (mm2)-2	43.19	

ESQUEMA FINAL DE LA PLACA



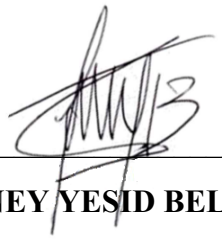
18. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. Se realizaron los diseños de los elementos que conforman la estructura de acuerdo a la NSR-10. Se realizaron los chequeos de esfuerzos sobre el suelo, de acuerdo al estudio geotécnico presentado por el contratante.

2. En el diseño se consideró las cargas por peso propio de la estructura incluyendo la cubierta, el diseño es el recomendado por el contratante, el cual afirma que con estas dimensiones la estructura prestara un buen funcionamiento.

3. Se recomienda que ante cualquier ajuste o modificación a los planos estructurales se informe oportunamente al diseñador, para confirmar la viabilidad de estas decisiones, esto con el fin de garantizar el buen funcionamiento de la estructura.

PROYECTÓ:



FERNEY YESID BELTRAN AVILA

ING. CIVIL. ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

M.P 25202-154901 CND