



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



ANEJO Nº 11 – ANÁLISIS Y CÁLCULOS ESTRUCTURALES

PARTE 3 – ANÁLISIS Y DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIÓN, FORJADOS DE APARCAMIENTO Y VASO DE PISCINA

Proyecto básico y estructural de piscina cubierta y aparcamiento subterráneo en AV/ Augusta. Jávea (Alicante)

Grado en Ingeniería Civil

ÍNDICE

1.	DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA	3
2.	MODELO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN, FORJADOS DEL APARCAMIENTO Y VASO DE LA PISCINA	3
2.1.	PROGRAMA DE CÁLCULO EMPLEADO	3
2.2.	MODELIZACIÓN ESTRUCTURAL	3
2.3.	SIMPLIFICACIONES ADOPTADAS	3
3.	CARGAS EN CABEZA DE PILARES	5
4.	COMPROBACIONES Y DIMENSIONAMIENTO DE LOS PILARES	10
4.1.	AGRUPACIÓN DE PILARES.....	10
4.2.	ENVOLVENTE DE ESFUERZOS EN LOS PILARES.....	12
4.3.	COMPROBACIONES DE LOS PILARES.....	12
4.4.	MODELADO TRIDIMENSIONAL DE LOS PILARES.....	41
5.	COMPROBACIONES Y DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS.....	42
6.	COMPROBACIONES Y DIMENSIONAMIENTO DE ESCALERAS	50
6.1.	ESCALERA CON ACCESO MEDIANTE VESTÍBULO	51
6.2.	ESCALERAS DE SALIDA A LA CALLE	51
7.	COMPROBACIONES Y DIMENSIONAMIENTO DE LOS FORJADOS DEL APARCAMIENTO	52
7.1.	COMPROBACIONES DE PUNZONAMIENTO DEL FORJADO SUPERIOR	52
7.2.	DISPOSICIÓN DE ARMADO DEL FORJADO SUPERIOR	57
7.3.	COMPROBACIONES DE PUNZONAMIENTO DEL FORJADO INTERMEDIO BAJO EL VASO DE LA PISCINA.....	58
7.4.	DISPOSICIÓN DE ARMADO DEL FORJADO INTERMEDIO.....	59
8.	COMPROBACIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DEL VASO DE LA PISCINA.....	61
8.1.	DISPOSICIÓN DE ARMADO DEL FORJADO DEL VASO DE LA PISCINA.....	61
8.2.	MUROS DEL VASO DE LA PISCINA.....	62
9.	COMPROBACIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN.....	63
9.1.	COMPROBACIÓN DE PUNZONAMIENTO EN LA LOSA DE CIMENTACIÓN	64
9.2.	ANÁLISIS DE DEFORMACIONES	66
10.	DISPOSICIÓN DEL APARCAMIENTO	66

1. Descripción de la solución adoptada

Se trata de una estructura de hormigón armado en la que se deben diferenciar la losa de cimentación de los forjados y pilares que conforman el resto del estacionamiento. La estructura tiene un total de dos sótanos (forjados) con unas dimensiones de 110 metros de longitud y 76 metros de anchura.

La losa de cimentación es continua, al igual que los dos forjados superiores, solo que estos tienen menor espesor. La losa de cimentación cuenta con un espesor de 1 metro, mientras que los forjados intermedios tienen un espesor de 0,6 metros.

Es importante señalar que la losa de cimentación tiene un detalle constructivo como se muestra en la sección correspondiente a detalles constructivos del documento N°2 – Planos para poder ejecutar la construcción del foso del ascensor.

La distribución de pilares se ha diseñado de forma que su visión en planta crea una malla, en la cual los pilares están espaciados 7,5 metros en una dirección y 8 metros en la otra.

En el primer sótano se encuentra una superficie solamente accesible para labores de mantenimiento del vaso de la piscina, en esta zona se dispone un número importante de pilares que difieren de la malla continua que sigue la distribución de pilares en el resto del aparcamiento.

En la parte superior del aparcamiento subterráneo se construirá una piscina municipal cubierta, motivo por el que se dispone que el vaso de la piscina invada el primer sótano del aparcamiento, mermando un poco su capacidad, pero integrando ambas construcciones. Además, ambas construcciones mantienen sus pilares alineados, siendo la losa de cimentación mencionada anteriormente, la cimentación del edificio de la piscina cubierta.

2. Modelo estructural de la cimentación, forjados del aparcamiento y vaso de la piscina

2.1. Programa de cálculo empleado

La geometría y dimensiones de la construcción se han diseñado mediante el programa AutoCAD 2016. En el programa mencionado se ha realizado en plano de planta en el que en primer lugar se ha definido una malla con la distribución de pilares que se pretende obtener.

Una vez establecida la malla de pilares, se deben disponer los muros, que, aunque no son objeto de este apartado, son los que limitan las dimensiones de la losa de cimentación y el resto de forjados del aparcamiento.

Una vez definida la geometría del aparcamiento subterráneo se debe exportar el modelo al programa CYPE 2015, al módulo CYPECAD. En este módulo utilizando la plantilla de dibujo realizada en el programa AutoCAD 2016 se definen los elementos que conforman la construcción.

Para crear un modelo estructural que realmente consiga simular la situación real de la construcción se han llevado a cabo el siguiente procedimiento:

En primer lugar, es necesario indicar el número de plantas con el que cuenta la construcción, posteriormente, se ha definido la ubicación y características de los pilares, como más adelante se puede

observar hay diferentes tipos de pilares, por lo que esta fase se debe realizar con especial atención en los detalles.

A continuación, se ha indicado el tipo de cimentación que se va a utilizar en este proyecto, una vez se ha definido la cimentación, se han establecido las características de los forjados superiores que conforman el aparcamiento.

2.2. Modelización estructural

Como se ha mencionado anteriormente para modelizar la estructura se ha utilizado el programa de cálculo CYPE 2015. A continuación, se explica el procedimiento realizado para conseguir una resolución aplicable a la situación real.

Una vez dentro del programa es necesario determinar las características de los materiales a utilizar y las diferentes normativas.

La normativa utilizada ya se ha mencionado anteriormente y se remite al lector la parte uno del Anejo N°11 – Análisis y cálculos estructurales, pero es importante destacar las características de los materiales que se han definido en la modelización estructural:

- Hormigón: HA-30 con control estadístico.
- Acero: B 500 S
- Ambientes:
 - Losa de cimentación: IV
 - Forjados del aparcamiento, pilares y vigas: IIIa

Se ha determinado un ambiente de estas características en los elementos interiores del aparcamiento puesto que existe exposición a cloruros en la atmosfera al estar situada la construcción a menos de 5000 metros de la costa.

Seguidamente, se establecen el número de plantas de la actuación, en este proyecto el número de plantas establecido es de cuatro, esto se debe a que se debe situar en cada planta uno de los forjados que conforman la actuación y además, en este caso ha sido necesario crear una planta independiente donde se ha situado el forjado del vaso de la piscina. El paso siguiente es definir la situación de los pilares dentro de la actuación.

Por último, se disponen las vigas y demás elementos necesarios para el funcionamiento del aparcamiento como: escaleras, rampas, etc.

2.3. Simplificaciones adoptadas

En la modelización de la estructura se han adoptado una serie de simplificaciones que se justifican a continuación.

En primer lugar, indicar que la contención del terreno se realiza mediante muros pantalla, los cuales se dimensionan en el Anejo N° 11 – Análisis y cálculo estructural. Parte 4 – Muros pantalla, forjados de piscina y estructura de graderío.

Si existiesen los muros pantalla se debería considerar un axil de compresión en los forjados que forman los sótanos del aparcamiento, este axil se ha despreciado en el cálculo de dichos forjados para quedar del lado de la seguridad.

Atendiendo a la situación real, en el programa CYPE 2015 se ha modelizado la misma situación, pero con muros de sótano sin vinculación exterior para poder modelizar la interacción real entre el muro pantalla y los forjados del aparcamiento, tal y como se muestra en la Imagen 1.

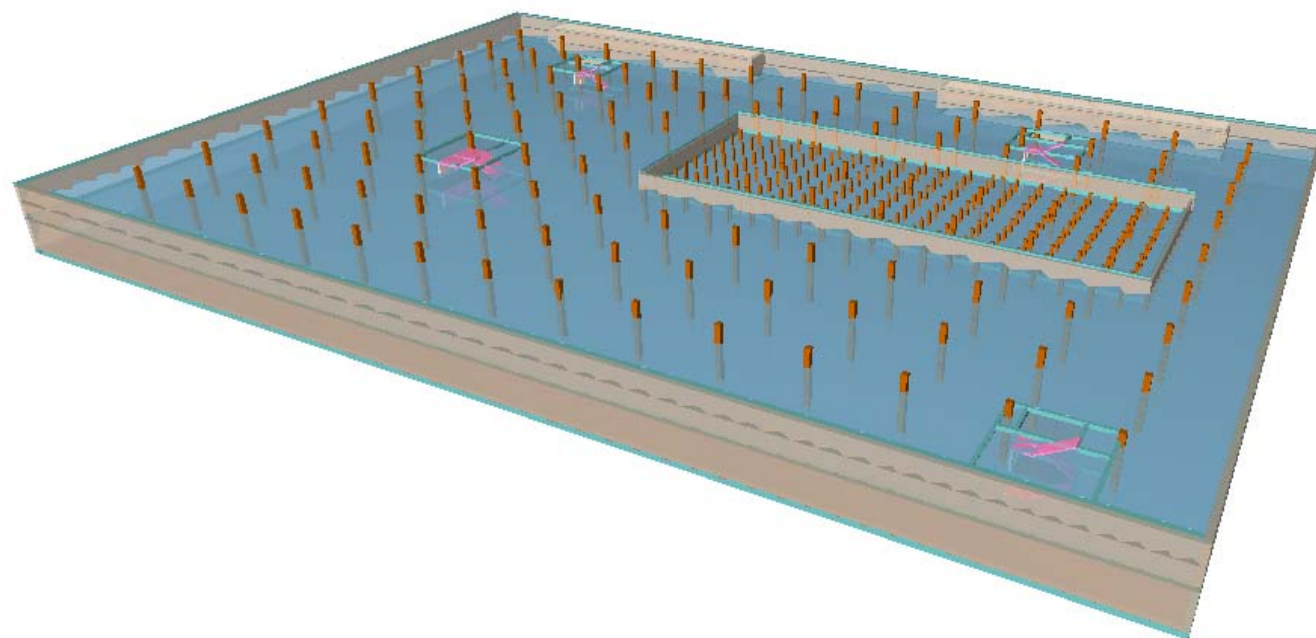


Imagen 1. Modelo 3D con muros. Fuente: Propia

Para entender porque esta modelización no es viable, es necesario explicar que el software mencionado funciona mediante el modelo de elementos finitos, es decir, que un muro de hormigón armado está formado por un elevado número de puntos, los cuales deben ser calculados uno a uno, tarea demasiado laboriosa hasta para un software informático que tras más de 12 horas de cálculo no había sido capaz de proporcionar una solución.

Entendiendo que el proceso de cálculo estructural exige diferentes iteraciones y procedimientos de cálculo no es aceptable la exigencia de tiempo requerida para poder realizar este proceso, motivo por el cual se decide modelizar la estructura con pilares en lugar de muros de sótano en el perímetro de los forjados.

Esta simplificación es menos exacta que la realizada con muros de sótano, pero igualmente válida para el proceso de cálculo que se ha desarrollado.

Una vez aplicada esta simplificación el proceso de cálculo se ve reducido a un periodo de tiempo un poco superior a dos horas.

En la Imagen 2 se muestra la situación descrita donde el perímetro de los forjados lo conforman los pilares que están sustituyendo los muros pantalla en el modelo estructural.

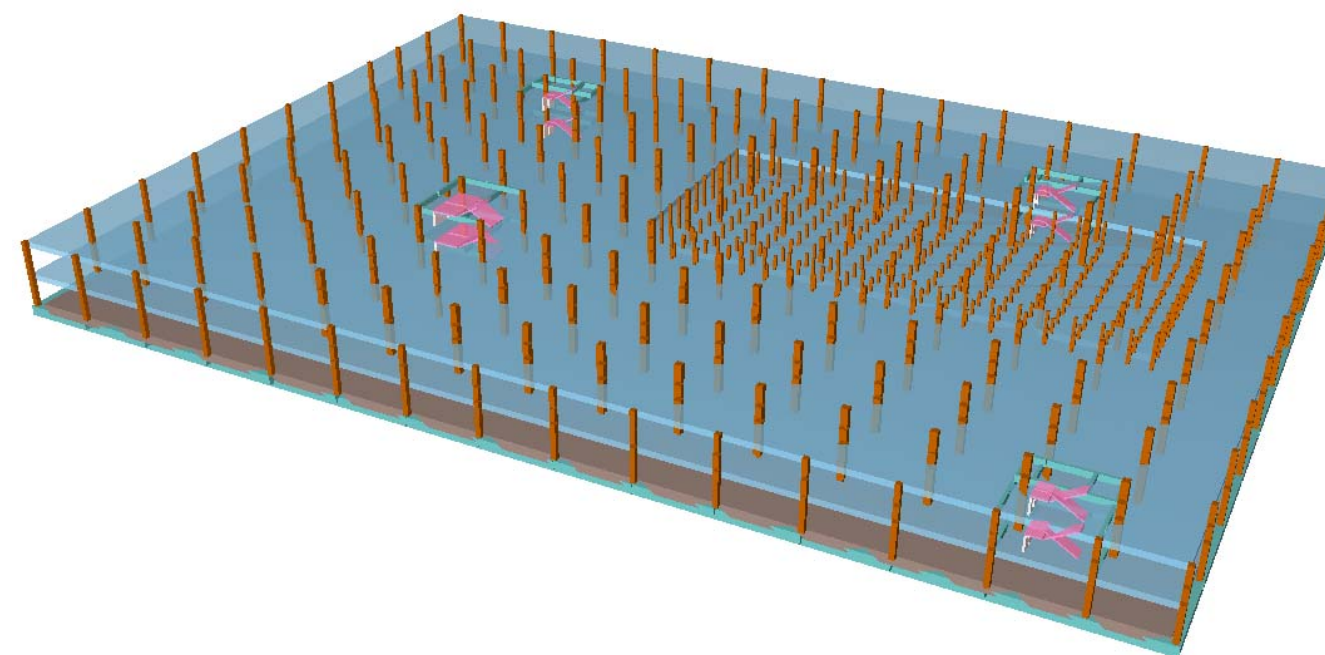


Imagen 2. Modelo 3D sin muros. Fuente: Propia

En la Imagen 2 el método de resolución de forjados intermedios que se muestra es mediante forjados de losa continua con un espesor de 0,60 metros y teniendo el forjado que conforma el vaso de la piscina un espesor de 0,7 metros.

La solución adoptada es la que está compuesta por una losa de cimentación y dos forjados de sótano ejecutados mediante losa continua, esta decisión se justifica por que el peso de la construcción es el necesario para evitar el levantamiento por subpresión del aparcamiento y, además, por problemas de punzonamiento no es posible reducir este espesor.

Es necesario mencionar que con la modelización señalada en la Imagen 2 el vaso de la piscina no dispone de muros, por lo que se modeliza independientemente.

Para modelizar el vaso de piscina también ha sido necesario realizar simplificaciones, las cuales se describen a continuación:

El forjado de 0,7 metros de espesor se ha modelizado en el conjunto mostrado en la Imagen 2, pero para poder modelizar los muros del vaso de la piscina ha sido necesario crear un modelo independiente como se muestra en la siguiente imagen:

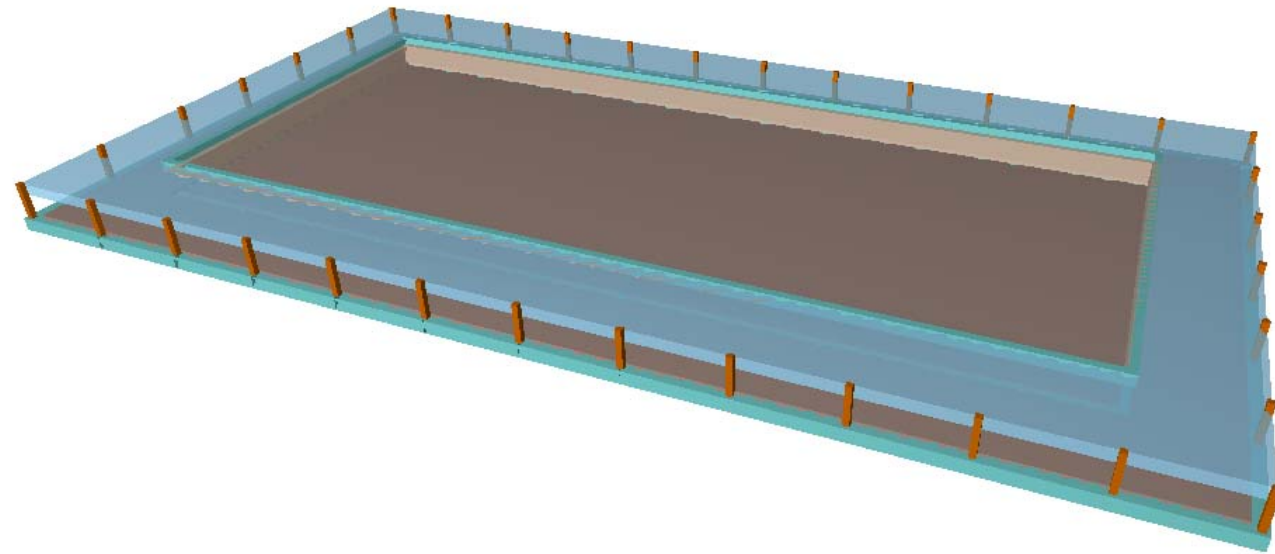


Imagen 3. Modelado 3D de los muros del vaso de piscina. Fuente: Propia

Para el modelado 3D de los muros del vaso de la piscina se ha diseñado en el programa CYPE 2015 la superficie del vaso como un forjado de losa continua de 0,7 metros, tal y como está calculado en el modelo de la Imagen 2.

Los muros son de hormigón armado con un espesor de 0,4 metros y una altura de 2 metros.

Para simular la situación real en la que los muros del vaso de la piscina están arriostrados en cabeza por el forjado del aparcamiento, se ha dispuesto en el modelo la misma situación con la ayuda de los pilares que en la imagen se aprecian. Estos pilares no tienen ninguna función estructural en este modelo ya que en el real no existen, pero el programa CYPE 2015 no permite la creación de un forjado sin puntos de apoyo.

También ha sido necesario modelizar a parte los accesos al aparcamiento, ya que están formados por rampas entre forjados con una pendiente del 12 % y se pretende ejecutar dichas rampas apoyadas en muros de hormigón.

En la siguiente imagen se muestra en alzado la situación descrita:

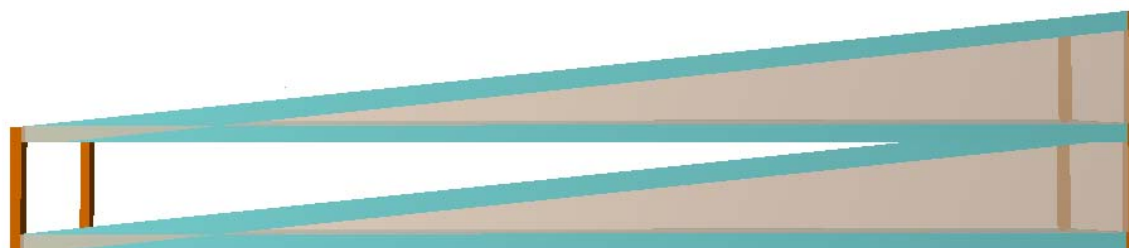


Imagen 4. Acceso y cambio de sótanos del aparcamiento.

En el documento Nº2 – Planos se muestra la disposición de las rampas de entrada y salida, además de las de cambio de sótano con más detalle.

3. Cargas en cabeza de pilares

Para determinar las cargas en la cabeza de los pilares del aparcamiento ha sido necesario considerar las cargas transmitidas por las estructuras auxiliar y principal, esta consideración se ha plasmado en las hojas de cálculo que se muestran más adelante.

En primer lugar, señalar que los pilares que se indican a continuación están apeados en el forjado del aparcamiento, es decir, los pilares no continúan hacia abajo y los esfuerzos generados los acepta el propio forjado.

Pilar	Cargas	Esfuerzos					
		N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
P377	PP	90,80	2,60	-0,40	2,20	2,70	0,00
	CM	28,10	2,10	-0,40	1,40	0,90	0,00
	SU	60,90	4,50	-0,50	2,80	2,30	0,00
	V0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	V90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	V180	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	V270	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	N	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P376	PP	176,10	0,60	-1,10	0,50	-0,80	0,00
	CM	59,60	1,00	-1,10	0,50	-0,60	0,00
	SU	147,40	2,40	-2,80	1,20	-1,50	0,00
	V0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	V90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	V180	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	V270	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	N	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Estos pilares son necesarios para el forjado de la primera planta del edificio principal, pero por motivos de funcionalidad no puede entrar en el aparcamiento subterráneo.

Una vez señalados estos pilares, en las siguientes tablas se muestran los pilares que sí tienen continuidad en el aparcamiento.



Pilar	Cargas	Esfuerzos					
		N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
P125	PP	170,25	-9,52	16,83	-2,46	0,83	0,00
	CM	74,72	-4,04	3,43	-1,21	-1,71	0,00
	SU	156,15	-9,51	8,31	-3,03	-4,51	0,01
	V0	23,77	120,49	16,95	7,77	-26,94	-0,01
	V90	159,86	32,00	21,41	8,73	-14,93	-0,04
	V180	-4,01	-139,14	56,09	25,98	35,35	-0,02
	V270	-163,30	39,23	-43,21	-18,97	-20,03	0,03
	N	-1,71	0,36	-0,06	-0,01	-0,08	0,00
P127	PP	169,86	-7,70	4,20	-0,20	5,05	0,00
	CM	66,70	-2,60	-0,10	0,30	1,10	0,00
	SU	148,73	-6,40	-0,20	0,79	2,70	0,00
	V0	-22,02	0,00	0,00	-1,69	-13,83	0,00
	V90	-2,34	0,00	0,00	0,03	-15,02	0,00
	V180	13,28	0,00	0,00	1,69	-17,55	0,00
	V270	-7,73	0,00	0,00	0,12	23,84	0,00
	N	2,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P124	PP	18,19	0,00	0,00	0,00	-0,05	0,00
	CM	13,94	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	SU	15,05	0,00	0,00	-0,01	-0,01	0,00
	V0	-5,36	0,00	0,00	-1,19	-14,70	0,00
	V90	-5,69	0,00	0,00	-0,05	-15,96	0,00
	V180	-1,77	0,00	0,00	1,20	-18,65	0,00
	V270	-15,54	0,00	0,00	0,03	25,35	0,00
	N	3,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P128	PP	19,09	0,00	0,00	0,00	-0,05	0,00
	CM	14,62	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	SU	16,03	0,00	0,00	-0,01	-0,01	0,00
	V0	-12,41	0,00	0,00	-1,07	-15,37	0,00
	V90	-3,81	0,00	0,00	-0,02	-16,69	0,00
	V180	-7,98	0,00	0,00	1,14	-19,50	0,00
	V270	-16,53	0,00	0,00	0,03	26,51	0,00
	N	3,19	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P123	PP	19,72	0,00	0,00	0,00	-0,05	0,00
	CM	15,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	SU	16,72	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,00
	V0	-14,94	0,00	0,00	-0,99	-15,85	0,00
	V90	-3,48	0,00	0,00	-0,02	-17,21	0,00
	V180	-16,96	0,00	0,00	0,99	-20,11	0,00
	V270	-18,10	0,00	0,00	0,02	27,34	0,00
	N	3,33	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P130	PP	20,11	0,00	0,00	0,00	-0,05	0,00
	CM	15,42	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	SU	17,14	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,00
	V0	-15,05	0,00	0,00	-0,94	-20,47	0,00
	V90	-4,48	0,00	0,00	0,00	-17,52	0,00
	V180	-16,34	0,00	0,00	0,95	-20,47	0,00
	V270	-18,97	0,00	0,00	0,01	27,83	0,00
	N	3,42	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P122	PP	20,25	0,00	0,00	0,00	-0,05	0,00
	CM	15,52	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	SU	17,27	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,00
	V0	-15,22	0,00	0,00	-0,93	-20,59	0,00
	V90	-4,99	0,00	0,00	0,00	-17,63	0,00
	V180	-16,65	0,00	0,00	0,93	-20,59	0,00
	V270	-19,35	0,00	0,00	0,00	27,99	0,00
	N	3,45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P131	PP	20,12	0,00	0,00	0,00	-0,05	0,00
	CM	15,42	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	SU	17,15	0,00	0,00	0,01	-0,01	0,00
	V0	-14,93	0,00	0,00	-0,95	-20,47	0,00
	V90	-4,89	0,00	0,00	0,01	-17,52	0,00
	V180	-16,46	0,00	0,00	0,94	-20,47	0,00
	V270	-19,00	0,00	0,00	-0,01	27,83	0,00
	N	3,42	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Pilar	Cargas	Esfuerzos					
		N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
P121	PP	19,73	0,00	0,00	0,00	-0,05	0,00
	CM	15,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	SU	16,73	0,00	0,00	0,01	-0,01	0,00
	V0	-15,49	0,00	0,00	-0,99	-20,11	0,00
	V90	-5,15	0,00	0,00	0,02	-17,21	0,00
	V180	-16,35	0,00	0,00	0,99	-15,85	0,00
	V270	-18,16	0,00	0,00	-0,02	27,34	0,00
	N	3,33	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P136	PP	19,09	0,00	0,00	0,00	-0,05	0,00
	CM	14,63	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	SU	16,05	0,00	0,00	0,01	-0,01	0,00
	V0	-7,19	0,00	0,00	-1,14	-19,50	0,00
	V90	-5,42	0,00	0,00	0,02	-16,69	0,00
	V180	-13,49	0,00	0,00	1,07	-15,37	0,00
	V270	-16,62	0,00	0,00	-0,03	26,51	0,00
	N	3,19	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P120	PP	18,20	0,00	0,00	0,00	-0,05	0,00
	CM	13,94	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	SU	14,99	0,00	0,00	0,02	-0,01	0,00
	V0	-1,76	0,00	0,00	-1,21	-18,65	0,00
	V90	-7,31	0,00	0,00	0,05	-15,96	0,00
	V180	-6,08	0,00	0,00	1,19	-14,70	0,00
	V270	-15,61	0,00	0,00	-0,03	25,35	0,00
	N	3,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P137	PP	17,26	0,00	0,00	0,00	-0,05	0,00
	CM	13,17	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	SU	14,20	0,00	0,00	0,02	0,00	0,00
	V0	13,23	0,00	0,00	-1,69	-17,55	0,00
	V90	-4,03	0,00	0,00	-0,03	-15,02	0,00
	V180	-22,63	0,00	0,00	1,69	-13,83	0,00
	V270	-7,72	0,00	0,00	-0,12	23,84	0,00
	N	2,84	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
P119	PP	9,94	-0,80	0,83	0,24	0,18	0,00
	CM	8,78	-0,59	-0,07	-0,01	0,13	0,00
	SU	-8,29	-2,32	-0,28	-0,03	0,49	-0,01
	V0	-3,98	139,19	56,10	25,98	-35,36	0,02
	V90	158,54	-31,89	21,39	8,72	14,90	0,04
	V180	23,90	-120,24	16,96	7,77	26,89	0,01
	V270	-167,09	-38,92	-43,28	-18,98	19,99	-0,03
	N	-1,66	-0,46	-0,06	-0,01	0,10	0,00
P110	PP	67,62	-14,44	-0,87	-0,22	3,77	0,00
	CM	59,17	-10,96	0,01	0,02	2,86	0,00
	SU	171,64	-43,57	0,03	0,08	11,35	0,00
	V0	-70,86	233,51	0,23	0,03	-70,30	0,00
	V90	-329,00	-6,61	3,30	0,30	15,38	0,02
	V180	-124,64	-147,97	-0,08	-0,07	40,77	0,00
	V270	81,11	-49,50	-3,54	-0,43	34,11	-0,03
	N	34,33	-8,71	0,01	0,02	2,27	0,00
P102	PP	72,49	-15,90	-0,14	-0,01	4,14	0,00
	CM	65,63	-12,34	-0,12	-0,01	3,22	0,00
	SU	193,04	-49,06	-0,46	-0,04	12,80	0,00
	V0	-89,20	264,67	0,20	0,02	-76,47	0,00
	V90	-155,57	-8,50	3,59	0,31	15,61	0,02
	V180	-138,45	-170,01	0,31	0,03	44,59	0,00
	V270	-129,51	-40,97	-3,08	-0,27	32,07	-0,02
	N	38,60	-9,81	-0,09	-0,01	2,56	0,00
P93	PP	72,84	-15,84	-0,17	-0,02	4,12	0,00
	CM	67,01	-12,77	-0,15	-0,01	3,32	0,00
	SU	200,51	-50,73	-0,57	-0,05	13,19	0,00
	V0	-89,72	272,03	0,25	0,02	-77,87	0,00
	V90	-157,71	-8,02	3,92	0,35	15,54	0,02
	V180	-143,36	-175,69	0,36	0,03	45,60	0,00
	V270	-138,46	-38,63	-3,27	-0,29	31,50	-0,01
	N	39,99	-10,15	-0,11	-0,01	2,64	0,00



Pilar	Cargas	Esfuerzos					
		N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
P84	PP	65,73	-14,16	-0,21	-0,02	3,68	0,00
	CM	54,74	-9,79	-0,17	-0,02	2,55	0,00
	SU	151,41	-38,91	-0,68	-0,06	10,12	0,00
	V0	-71,79	262,93	0,29	0,03	-75,66	0,00
	V90	-119,81	-16,80	4,26	0,38	17,84	0,01
	V180	-107,82	-183,00	0,41	0,04	47,62	0,00
	V270	-104,51	-46,88	-3,45	-0,31	33,63	-0,01
	N	30,37	-7,80	-0,14	-0,01	2,03	0,00
P75	PP	72,95	-15,84	-0,24	-0,02	4,12	0,00
	CM	67,07	-12,75	-0,20	-0,02	3,32	0,00
	SU	200,14	-50,69	-0,79	-0,07	13,17	0,00
	V0	-89,25	271,41	0,34	0,03	-77,75	0,00
	V90	-159,06	-6,80	4,60	0,42	15,29	0,01
	V180	-144,03	-174,56	0,46	0,04	45,36	0,00
	V270	-137,03	-11,84	-3,64	-0,33	16,60	-0,01
	N	40,15	-10,17	-0,16	-0,02	2,64	0,00
P66	PP	72,62	-16,06	-0,28	-0,03	4,17	0,00
	CM	64,22	-12,34	-0,23	-0,02	3,21	0,00
	SU	188,97	-49,04	-0,91	-0,08	12,74	0,00
	V0	-91,08	266,56	0,38	0,04	-76,81	0,00
	V90	-146,75	-13,24	4,94	0,45	16,67	0,00
	V180	-136,10	-172,96	0,51	0,05	45,18	0,00
	V270	-132,40	-12,12	-3,83	-0,35	16,66	-0,01
	N	37,79	-9,80	-0,18	-0,02	2,55	0,00
P57	PP	66,32	-14,40	0,60	0,22	3,74	0,02
	CM	60,51	-11,30	-0,31	-0,04	2,94	0,00
	SU	174,09	-44,92	-1,21	-0,15	11,68	0,00
	V0	-70,17	244,88	0,60	0,09	-72,48	0,00
	V90	-117,45	-61,90	5,43	0,52	35,99	0,00
	V180	-124,99	-162,08	0,73	0,10	43,35	0,00
	V270	-145,59	-10,90	-3,93	-0,34	16,46	0,00
	N	34,81	-8,98	-0,24	-0,03	2,34	0,00
P48	PP	44,97	2,42	-2,71	3,85	0,29	0,00
	CM	28,51	2,27	-0,99	2,37	-0,45	0,00
	SU	36,95	6,79	-0,80	6,46	-1,49	0,00
	V0	-12,79	157,48	-4,21	-1,32	-44,73	-0,04
	V90	-11,90	-70,31	13,94	2,84	33,66	0,02
	V180	-6,41	-147,51	-24,40	-6,91	36,49	0,03
	V270	-2,37	-28,71	-14,22	-3,19	17,51	0,01
	N	2,66	0,54	0,88	0,29	-0,20	0,00
P369	PP	109,49	1,00	-0,70	7,53	-1,15	0,00
	CM	53,15	1,70	-1,00	3,86	-1,30	0,00
	SU	129,34	4,30	-2,50	9,64	-4,39	0,00
	V0	-49,91	0,00	0,00	-0,64	8,26	0,00
	V90	-36,58	0,00	0,00	0,61	-2,50	0,00
	V180	-30,04	0,00	0,00	0,81	0,24	0,00
	V270	-12,92	0,00	0,00	-0,04	3,12	0,00
	N	10,51	0,00	0,00	-0,03	-0,56	0,00
P49	PP	99,48	0,60	-0,60	6,46	-1,05	0,00
	CM	48,02	1,50	-1,00	3,37	-1,33	0,00
	SU	113,08	3,60	-2,50	8,38	-4,41	0,00
	V0	-15,71	0,00	0,00	-0,92	6,30	0,00
	V90	-38,40	0,00	0,00	0,50	-6,42	0,00
	V180	-27,11	0,00	0,00	1,06	3,95	0,00
	V270	-6,11	0,00	0,00	-0,03	6,20	0,00
	N	9,43	0,00	0,00	-0,02	-0,58	0,00
P368	PP	98,21	0,50	-0,70	5,97	-1,02	0,00
	CM	48,00	1,30	-1,00	3,08	-1,32	0,00
	SU	112,93	3,20	-2,40	7,72	-4,28	0,00
	V0	-24,85	0,00	0,00	-1,10	6,55	0,00
	V90	-39,38	0,00	0,00	0,39	-8,88	0,00
	V180	-32,04	0,00	0,00	1,24	5,77	0,00
	V270	-7,18	0,00	0,00	-0,03	8,00	0,00
	N	9,95	0,00	0,00	-0,02	-0,58	0,00

Pilar	Cargas	Esfuerzos					
		N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
P50	PP	96,23	0,20	-0,60	5,58	-0,92	0,00
	CM	47,76	1,00	-0,90	2,89	-1,32	0,00
	SU	111,59	2,60	-2,30	7,14	-4,29	0,00
	V0	-32,13	0,00	0,00	-1,22	7,63	0,00
	V90	-39,81	0,00	0,00	0,31	-10,24	0,00
	V180	-35,22	0,00	0,00	1,31	6,61	0,00
	V270	-7,31	0,00	0,00	-0,02	8,93	0,00
	N	10,04	0,00	0,00	-0,01	-0,58	0,00
P367	PP	99,36	0,10	-0,50	5,79	-0,93	0,00
	CM	49,25	0,90	-0,90	2,79	-1,36	0,00
	SU	117,29	2,30	-2,30	7,27	-4,44	0,00
	V0	-35,41	0,00	0,00	-1,27	8,34	0,00
	V90	-42,72	0,00	0,00	0,24	-11,01	0,00
	V180	-36,49	0,00	0,00	1,34	8,15	0,00
	V270	-7,43	0,00	0,00	-0,01	9,50	0,00
	N	10,89	0,00	0,00	-0,01	-0,61	0,00
P51	PP	98,37	-0,10	-0,60	5,60	-0,95	0,00
	CM	46,90	0,70	-0,90	2,70	-1,08	0,00
	SU	107,94	1,70	-2,30	6,89	-3,70	0,00
	V0	-29,94	0,00	0,00	-1,30	8,13	0,00
	V90	-36,59	0,00	0,00	0,17	-11,84	0,00
	V180	-30,58	0,00	0,00	1,35	8,16	0,00
	V270	-7,57	0,00	0,00	0,00	9,74	0,00
	N	9,02	0,00	0,00	0,00	-0,46	0,00
P366	PP	97,06	0,10	-0,70	5,70	-1,13	0,00
	CM	49,04	0,60	-1,00	2,70	-1,36	0,00
	SU	116,89	1,50	-2,50	6,81	-4,54	0,00
	V0	-35,86	0,00	0,00	-1,31	8,13	0,00
	V90	-42,21	0,00	0,00	0,09	-11,00	0,00
	V180	-36,02	0,00	0,00	1,34	8,36	0,00
	V270	-7,47	0,00	0,00	0,01	9,49	0,00
	N	10,89	0,00	0,00	0,00	-0,61	0,00
P52	PP	99,13	5,40	-1,30	7,51	-1,32	0,00
	CM	48,06	2,40	-1,20	3,21	-1,42	0,00
	SU	113,39	6,10	-3,10	8,23	-4,69	0,00
	V0	-34,56	0,00	0,00	-1,30	6,59	0,00
	V90	-37,99	0,00	0,00	0,01	-10,25	0,00
	V180	-32,77	0,00	0,00	1,31	7,65	0,00
	V270	-7,33	0,00	0,00	0,02	8,93	0,00
	N	10,04	0,00	0,00	0,01	-0,58	0,00
P143	PP	105,79	4,60	-0,20	6,31	-0,62	0,00
	CM	51,39	1,90	-0,80	2,61	-1,12	0,00
	SU	122,57	4,80	-1,90	6,75	-3,78	0,00
	V0	-32,03	0,00	0,00	-1,26	5,75	0,00
	V90	-37,20	0,00	0,00	-0,09	-8,90	0,00
	V180	-24,48	0,00	0,00	1,22	6,57	0,00
	V270	-7,03	0,00	0,00	0,03	7,80	0,00
	N	9,94	0,00	0,00	0,01	-0,58	0,00
P53	PP	186,69	-0,80	-0,80	-0,18	-1,25	0,00
	CM	86,10	-0,70	-1,20	-0,28	-1,53	0,00
	SU	208,67	-1,60	-2,90	-0,63	-4,80	0,00
	V0	-24,99	0,00	0,00	-1,15	3,97	0,00
	V90	-37,32	0,00	0,00	-0,22	-6,29	0,00
	V180	-17,48	0,00	0,00	1,11	6,31	0,00
	V270	-6,79	0,00	0,00	0,03	5,44	0,00
	N	9,49	0,00	0,00	0,02	-0,58	0,00
P140	PP	230,00	-2,10	-0,70	-1,55	-1,04	0,00
	CM	99,73	-1,40	-1,20	-0,97	-1,50	0,00
	SU	243,03	-3,20	-2,90	-2,19	-4,67	0,00
	V0	-47,08	0,00	0,00	-0,81	0,35	0,00
	V90	-27,00	0,00	0,00	-0,46	-1,87	0,00
	V180	-29,75	0,00	0,00	0,72	8,29	0,00
	V270	-12,41	0,00	0,00	0,04	3,00	0,00
	N	10,01	0,00	0,00	0,02	-0,56	0,00



Pilar	Cargas	Esfuerzos					
		N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
P54	PP	99,83	-1,97	3,06	-0,66	-2,19	0,00
	CM	45,55	-1,51	-0,07	-0,33	-2,01	0,00
	SU	79,75	-4,52	1,51	-0,01	-4,75	0,00
	V0	13,08	147,64	-24,28	-6,86	-36,85	-0,03
	V90	-21,16	40,90	17,79	3,89	-28,80	-0,01
	V180	-33,90	-165,12	-3,52	-1,14	46,47	0,04
	V270	-2,55	29,12	-13,98	-3,15	-17,56	-0,01
	N	3,10	-0,48	0,90	0,30	0,15	0,00
P63	PP	276,17	12,14	2,31	-0,98	-15,82	-0,02
	CM	136,16	9,71	-2,31	-0,94	-9,75	0,00
	SU	348,46	40,17	-6,62	-2,35	-28,02	0,00
	V0	-115,78	160,80	0,65	0,09	-43,30	0,00
	V90	-106,69	-0,99	5,50	0,53	-14,42	0,00
	V180	-76,06	-251,12	0,67	0,10	73,82	0,00
	V270	-145,34	11,35	-3,82	-0,33	-16,55	0,00
	N	34,77	8,59	-0,24	-0,03	-2,26	0,00
P72	PP	299,26	15,21	8,42	-0,53	-7,36	0,00
	CM	179,94	11,64	4,17	-0,42	-3,71	0,00
	SU	467,96	47,23	9,29	-1,28	-14,44	0,00
	V0	-124,90	175,01	0,44	0,04	-45,78	0,00
	V90	-137,06	6,33	5,00	0,46	-15,46	0,00
	V180	-98,90	-270,42	0,43	0,04	77,73	0,00
	V270	-132,47	11,92	-3,72	-0,34	-16,63	0,01
	N	37,82	9,81	-0,18	-0,02	-2,55	0,00
P81	PP	280,84	15,86	5,46	-0,12	-8,92	0,00
	CM	179,35	12,52	3,10	-0,22	-4,31	0,00
	SU	479,38	49,96	7,31	-0,57	-15,75	0,00
	V0	-131,94	178,16	0,40	0,04	-46,29	0,00
	V90	-148,27	8,32	4,65	0,42	-15,67	-0,01
	V180	-98,58	-274,53	0,37	0,04	78,57	0,00
	V270	-136,99	11,98	-3,54	-0,32	-16,62	0,01
	N	40,07	10,14	-0,16	-0,02	-2,64	0,00
P90	PP	266,63	12,98	3,49	-0,92	-9,49	0,00
	CM	163,75	8,93	1,72	-0,62	-4,46	0,00
	SU	422,56	36,98	3,82	-1,46	-14,95	0,00
	V0	-98,99	185,18	0,36	0,03	-48,20	0,00
	V90	-112,19	16,35	4,31	0,39	-17,82	-0,01
	V180	-77,85	-265,40	0,32	0,03	76,28	0,00
	V270	-104,55	46,76	-3,36	-0,30	-33,61	0,01
	N	30,34	7,84	-0,14	-0,01	-2,04	0,00
P99	PP	278,13	15,02	3,33	-0,52	-10,31	0,00
	CM	174,28	12,03	1,05	-0,41	-5,71	0,00
	SU	466,51	48,79	2,23	-1,15	-19,36	0,00
	V0	-131,85	178,68	0,32	0,03	-46,38	0,00
	V90	-146,87	7,74	3,96	0,35	-15,58	-0,02
	V180	-97,10	-274,94	0,27	0,02	78,62	0,00
	V270	-138,38	38,72	-3,19	-0,28	-31,52	0,01
	N	39,97	10,12	-0,11	-0,01	-2,63	0,00
P126	PP	275,41	14,77	2,87	-0,91	-10,55	0,00
	CM	173,60	11,82	0,38	-0,61	-6,39	0,00
	SU	457,83	48,35	0,24	-1,64	-21,28	0,00
	V0	-127,38	172,29	0,29	0,03	-45,23	0,00
	V90	-145,94	6,46	3,61	0,32	-15,31	-0,02
	V180	-98,54	-268,20	0,21	0,02	77,33	0,00
	V270	-129,66	39,95	-3,01	-0,26	-31,88	0,02
	N	38,64	10,11	-0,09	-0,01	-2,62	0,00
P116	PP	348,70	12,80	6,02	-1,52	-9,56	0,00
	CM	185,19	9,66	0,09	-0,79	-7,22	0,00
	SU	483,61	40,08	0,06	-1,94	-22,40	0,00
	V0	-115,75	150,61	-0,04	-0,06	-41,45	0,00
	V90	-321,23	7,46	3,43	0,33	-15,62	-0,03
	V180	-75,76	-235,60	0,22	0,03	70,86	0,00
	V270	77,15	50,11	-3,41	-0,41	-34,23	0,03
	N	34,34	8,55	-0,01	0,01	-2,24	0,00

Pilar	Cargas	Esfuerzos					
		N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
P45	PP	149,89	0,83	-1,50	2,39	-4,76	0,00
	CM	65,91	-0,01	-1,59	0,60	-2,61	0,00
	SU	138,79	0,13	-3,95	1,51	-6,64	0,00
	V0	-7,82	-21,76	-41,86	-15,24	3,05	-0,05
	V90	-10,27	34,70	-32,06	-20,38	-4,89	0,00
	V180	-23,72	-0,69	54,88	22,78	0,09	0,05
	V270	0,37	-26,11	-21,70	-13,02	3,82	0,00
	N	2,58	0,09	0,01	0,00	-0,01	0,00
P36	PP	47,13	-0,98	1,61	-6,35	0,09	0,00
	CM	18,39	-1,95	-0,04	-3,29	-0,19	0,00
	SU	27,99	-5,80	0,04	-8,17	-0,16	0,00
	V0	11,88	-32,33	-10,20	-5,98	8,50	-0,06
	V90	-5,70	63,15	-29,69	-19,69	-20,29	0,01
	V180	-25,97	-21,65	14,89	9,31	15,67	0,07
	V270	1,49	-38,63	-8,89	-5,91	10,32	0,00
	N	0,82	-0,50	0,05	0,01	0,25	0,00
P39	PP	130,90	-1,64	1,35	-2,49	4,54	0,00
	CM	56,91	0,77	0,32	-0,30	1,60	0,00
	SU	118,29	2,03	0,79	-0,59	4,07	0,00
	V0	-23,76	-1,38	-54,32	-22,71	0,19	-0,05
	V90	-9,45	31,28	36,66	20,94	-4,53	0,01
	V180	-7,77	-21,78	42,41	15,31	3,05	0,05
	V270	0,44	-26,71	21,63	13,01	3,91	0,00
	N	2,58	0,07	0,02	0,00	-0,01	0,00
P30	PP	37,27	2,05	-2,21	-0,05	-0,32	0,00
	CM	18,91	1,02	-0,96	0,09	0,12	0,00
	SU	20,64	0,77	-1,83	0,37	0,96	0,00
	V0	-25,16	-22,36	-9,74	-5,92	15,78	-0,07
	V90	-5,92	58,68	29,82	19,71	-19,68	0,01
	V180	13,30	-32,47	10,34	6,00	8,53	0,06
	V270	1,70	-39,32	8,90	5,91	10,43	0,00
	N	0,83	-0,53	-0,05	-0,01	0,25	0,00
P375	PP	13,27	-0,59	-0,22	-0,09	0,29	-0,01
	CM	14,18	-0,42	-0,01	0,00	0,28	0,00
	SU	33,98	-2,03	-0,13	0,10	1,09	0,00
	V0	-32,78	-18,90	-0,14	-0,02	11,74	-0,02
	V90	-20,95	30,30	0,04	0,00	-18,35	0,00
	V180	-37,84	-6,32	0,23	0,03	7,15	0,01
	V270	0,19	-19,29	0,01	0,00	11,45	0,00
	N	6,47	-0,49	-0,01	0,00	0,22	0,00
P31	PP	32,37	-0,40	0,20	-0,60	0,34	0,00
	CM	16,56	0,00	0,00	-0,10	0,14	0,00
	SU	38,67	0,10	0,00	-0,20	0,54	0,00
	V0	-24,78	0,00	0,00	0,01	8,25	0,00
	V90	-2,42	0,00	0,00	0,00	-12,70	0,00
	V180	-20,29	0,00	0,00	-0,01	6,38	0,00
	V270	0,74	0,00	0,00	0,00	8,04	0,00
	N	5,85	0,00	0,00	0,00	0,11	0,00
P374	PP	75,23	-0,30	0,00	-0,90	0,14	0,00
	CM	33,03	-0,10	-0,10	-0,30	0,14	0,00
	SU	78,92	-0,20	-0,10	-0,80	0,45	0,00
	V0	-22,29	0,00	0,00	0,01	8,44	0,00
	V90	-4,69	0,00	0,00	0,00	-13,08	0,00
	V180	-22,04	0,00	0,00	-0,01	6,58	0,00
	V270	0,80	0,00	0,00	0,00	8,32	0,00
	N	5,92	0,00	0,00	0,00	0,11	0,00
P32	PP	81,61	-0,70	0,00	-1,50	0,15	0,00
	CM	37,60	-0,30	-0,10	-0,60	0,14	0,00
	SU	91,10	-0,70	-0,20	-1,50	0,45	0,00
	V0	-21,91	0,00	0,00	0,01	8,60	0,00
	V90	-5,51	0,00	0,00	0,00	-13,34	0,00
	V180	-21,74	0,00	0,00	-0,01	6,72	0,00
	V270	1,48	0,00	0,00	0,00	8,49	0,00
	N	5,87	0,00	0,00	0,00	0,11	0,00



Pilar	Cargas	Esfuerzos					
		N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
P373	PP	91,84	-0,90	0,00	-1,70	0,15	0,00
	CM	40,77	-0,40	-0,10	-0,70	0,05	0,00
	SU	100,24	-1,00	-0,20	-1,90	0,41	0,00
	V0	-23,77	0,00	0,00	0,01	8,66	0,00
	V90	-6,07	0,00	0,00	0,00	-13,53	0,00
	V180	-23,53	0,00	0,00	-0,01	8,64	0,00
	V270	2,00	0,00	0,00	0,00	8,60	0,00
	N	6,47	0,00	0,00	0,00	0,12	0,00
P33	PP	39,56	-1,10	-0,20	-1,60	-0,16	0,00
	CM	21,08	-0,60	-0,20	-0,70	-0,08	0,00
	SU	46,51	-1,40	-0,50	-1,80	0,07	0,00
	V0	-18,56	0,00	0,00	0,01	8,79	0,00
	V90	-5,54	0,00	0,00	0,00	-13,52	0,00
	V180	-18,54	0,00	0,00	-0,01	8,80	0,00
	V270	2,10	0,00	0,00	0,00	8,65	0,00
	N	4,86	0,00	0,00	0,00	0,09	0,00
P372	PP	12,64	0,30	-0,10	0,10	0,15	0,00
	CM	14,37	0,10	0,00	0,00	0,15	0,00
	SU	33,94	0,10	-0,10	0,00	0,61	0,00
	V0	-23,56	0,00	0,00	0,01	8,64	0,00
	V90	-6,08	0,00	0,00	0,00	-13,53	0,00
	V180	-23,75	0,00	0,00	-0,01	8,67	0,00
	V270	1,95	0,00	0,00	0,00	8,60	0,00
	N	6,47	0,00	0,00	0,00	0,12	0,00
P34	PP	41,81	-2,00	0,50	-2,60	0,65	0,00
	CM	22,40	-1,00	0,10	-1,20	0,24	0,00
	SU	52,00	-2,40	0,10	-2,90	0,75	0,00
	V0	-21,76	0,00	0,00	0,01	6,71	0,00
	V90	-5,49	0,00	0,00	0,00	-13,34	0,00
	V180	-21,88	0,00	0,00	-0,01	8,61	0,00
	V270	1,43	0,00	0,00	0,00	8,49	0,00
	N	5,88	0,00	0,00	0,00	0,11	0,00
P371	PP	88,03	-1,20	0,00	-1,90	0,14	0,00
	CM	39,23	-0,70	-0,10	-0,90	0,04	0,00
	SU	95,32	-1,70	-0,20	-2,30	0,35	0,00
	V0	-22,04	0,00	0,00	0,01	6,58	0,00
	V90	-4,62	0,00	0,00	0,00	-13,08	0,00
	V180	-22,28	0,00	0,00	-0,01	8,44	0,00
	V270	0,98	0,00	0,00	0,00	8,29	0,00
	N	5,92	0,00	0,00	0,00	0,11	0,00
P35	PP	83,06	-1,40	0,00	-2,20	0,14	0,00
	CM	38,36	-0,80	-0,10	-1,00	0,04	0,00
	SU	92,76	-2,00	-0,20	-2,60	0,44	0,00
	V0	-20,38	0,00	0,00	0,01	6,37	0,00
	V90	-2,89	0,00	0,00	0,00	-12,69	0,00
	V180	-24,75	0,00	0,00	-0,01	8,25	0,00
	V270	0,50	0,00	0,00	0,00	7,92	0,00
	N	5,85	0,00	0,00	0,00	0,11	0,00
P370	PP	100,21	-2,22	0,23	-2,31	0,40	0,01
	CM	43,29	-1,52	-0,09	-1,20	0,18	0,00
	SU	106,63	-4,66	-0,17	-2,90	1,00	0,00
	V0	-36,37	-6,41	-0,21	-0,03	7,17	-0,01
	V90	-18,30	29,29	-0,02	0,00	-18,09	0,00
	V180	-32,21	-19,06	0,15	0,02	11,78	0,02
	V270	0,51	-19,09	-0,01	0,00	11,40	0,00
	N	6,48	-0,49	0,01	0,00	0,22	0,00

4. Comprobaciones y dimensionamiento de los pilares

4.1. Agrupación de pilares

En primer lugar, se debe señalar que existen un total de 377 pilares, ya que los pilares dispuestos en el perímetro de los forjados no son realmente pilares, son los muros pantalla, tal y como se ha indicado anteriormente.

En la siguiente imagen se muestran los pilares que no forman parte de la situación real ya que están colocados donde deben disponerse los muros pantalla.

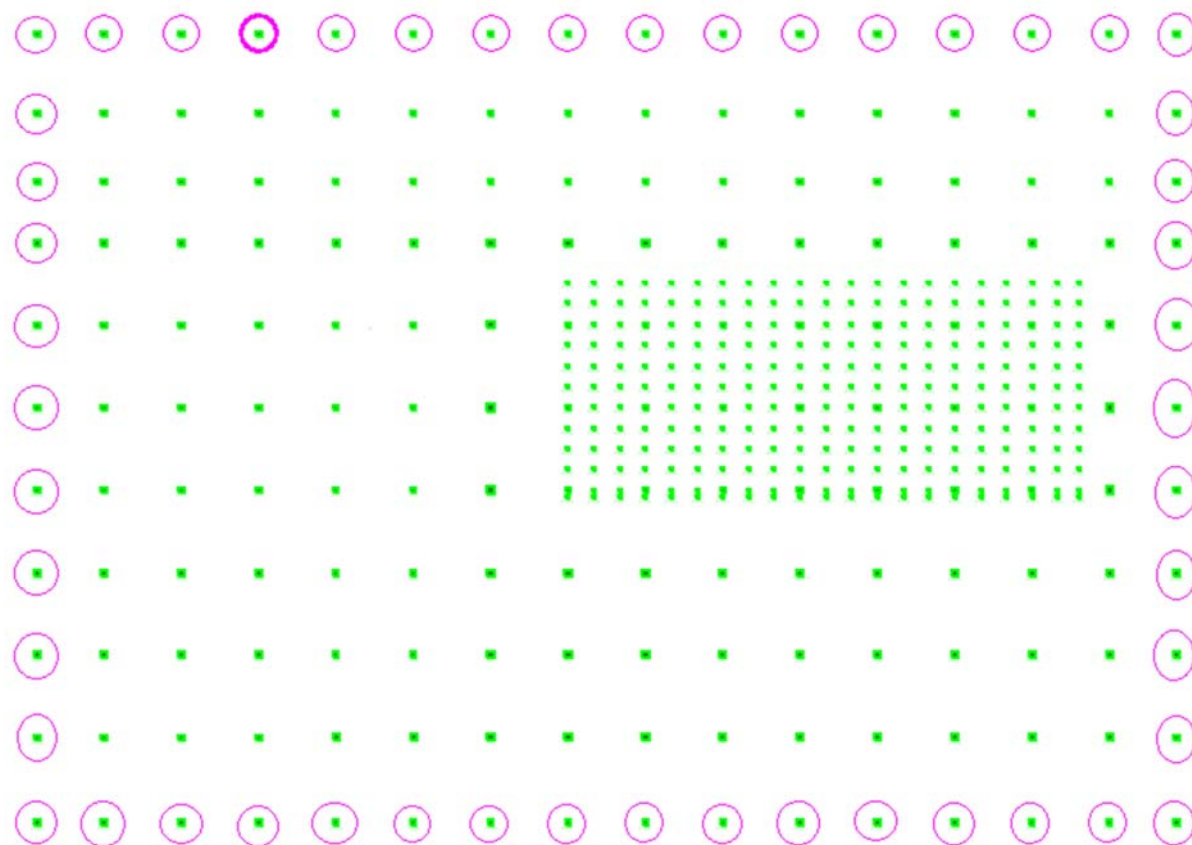


Imagen 5. Agrupación de pilares que deben ser muros pantalla. Fuente: CYPE 2015

De estos 377 pilares se han obtenido 6 agrupaciones diferentes de pilares dependiendo de sus dimensiones geométricas y armado necesario. Los pilares que forman cada agrupación tienen las mismas propiedades.

En las imágenes que se muestran a continuación se puede observar las diferentes agrupaciones de pilares realizadas, siendo el pilar señalado el más solicitado de cada agrupación:

La primera agrupación (Agrupación 1) está formada por pilares de dimensiones 50 x 50 cm situados fuera de la zona de influencia del vaso de la piscina.

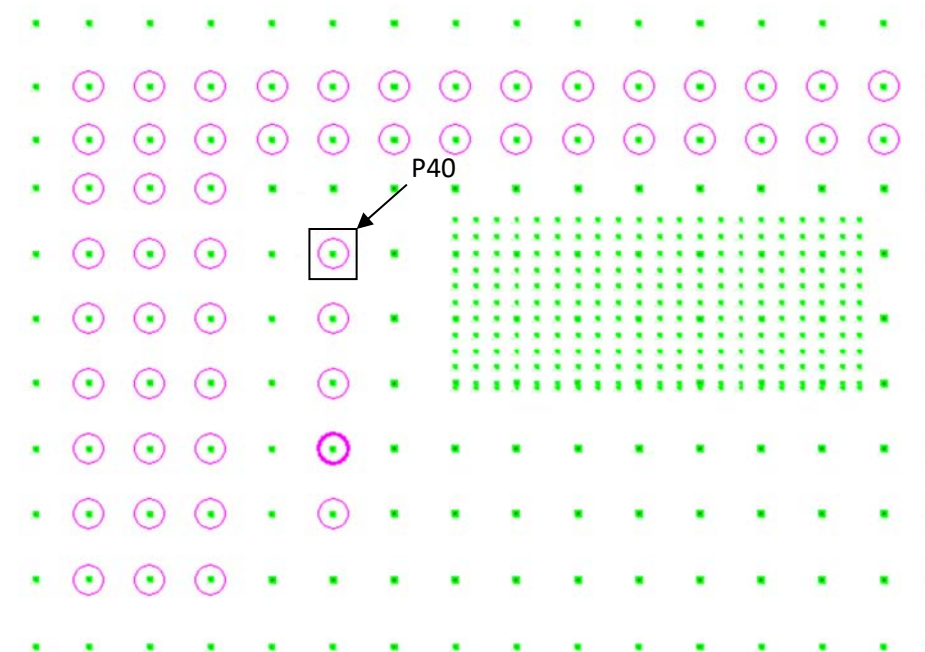


Imagen 6. Agrupación de pilares 1. Fuente: CYPE 2015

La segunda agrupación (Agrupación 2) la conforman los pilares de dimensiones 65 x 65 cm que son continuidad de los pilares de la estructura principal y del graderío.

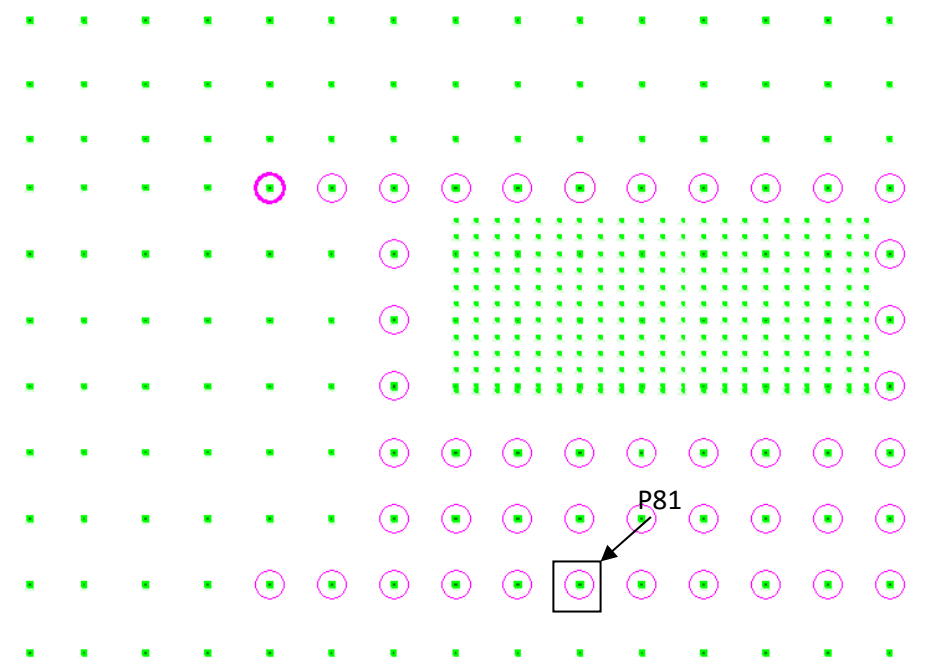


Imagen 7 Agrupación de pilares 2. Fuente: CYPE 2015

En la tercera agrupación (Agrupación 3) se encuentran los pilares de dimensiones 55 x 55 cm que dan continuidad a la fachada frontal de la estructura auxiliar.

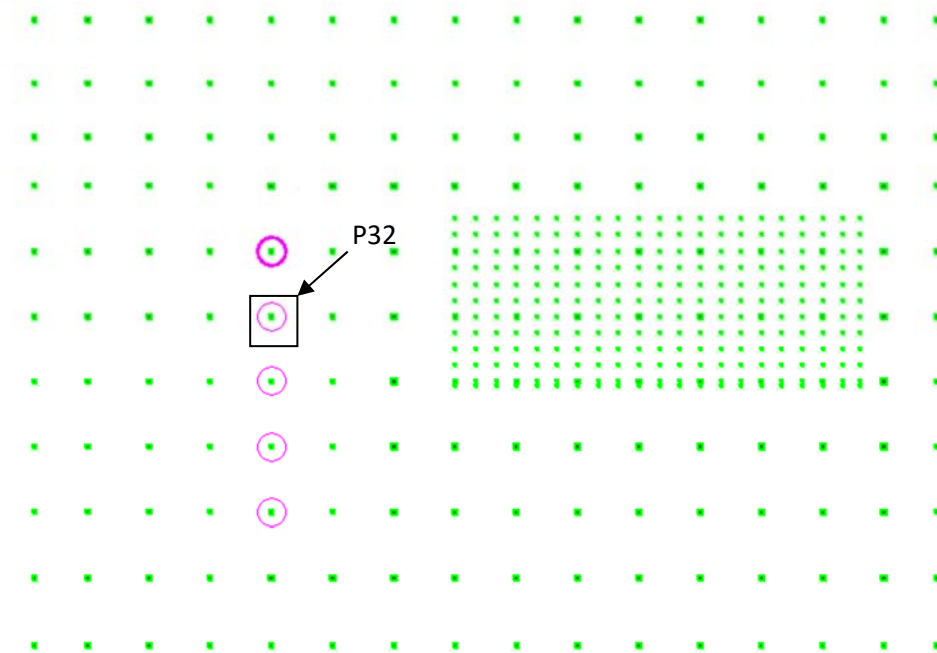


Imagen 8. Agrupación de pilares 3. Fuente: CYPE 2015

Merecen mención especial los pilares situados bajo el vaso de la piscina, donde encontramos hasta cuatro agrupaciones diferentes separando entre:

- Pilares que llegan a la losa de cimentación 1. Son los pilares más cargados.
- Pilares que llegan a la losa de cimentación 2.
- Pilares apeados bajo el vaso de piscina.

Se han realizado estas agrupaciones puesto que los pilares que se encuentran dentro de cada una tienen las mismas propiedades, aunque es necesario advertir que se ha dimensionado las armaduras de dichos pilares utilizando los esfuerzos del pilar más solicitado de cada agrupación.

Los pilares de esta agrupación tienen unas dimensiones de 50 x 50 cm y además se caracterizan por tener unos esfuerzos importantes y a partir de este momento se la nombrará como Agrupación 4.

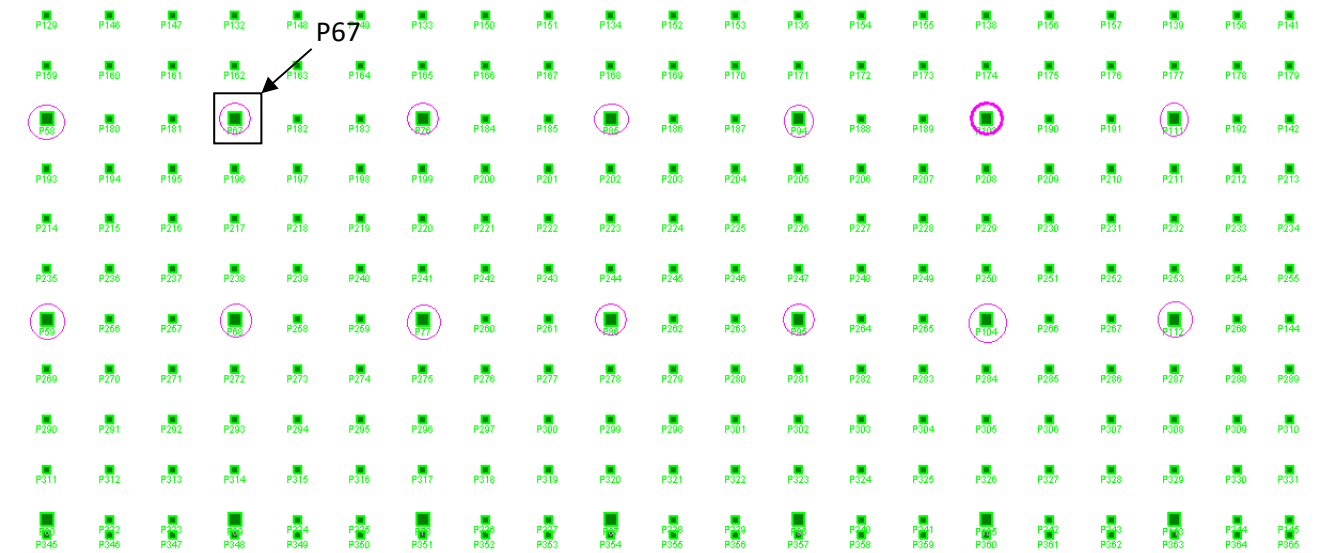


Imagen 9. Agrupación de pilares 4. Fuente: CYPE 2015

Esta agrupación está formada por pilares que al igual que la agrupación de pilares 4 tienen dimensiones de 50 x 50 cm pero los esfuerzos a los que se enfrentan son significativamente inferiores a los de la agrupación anterior y se la nombra como Agrupación 5.

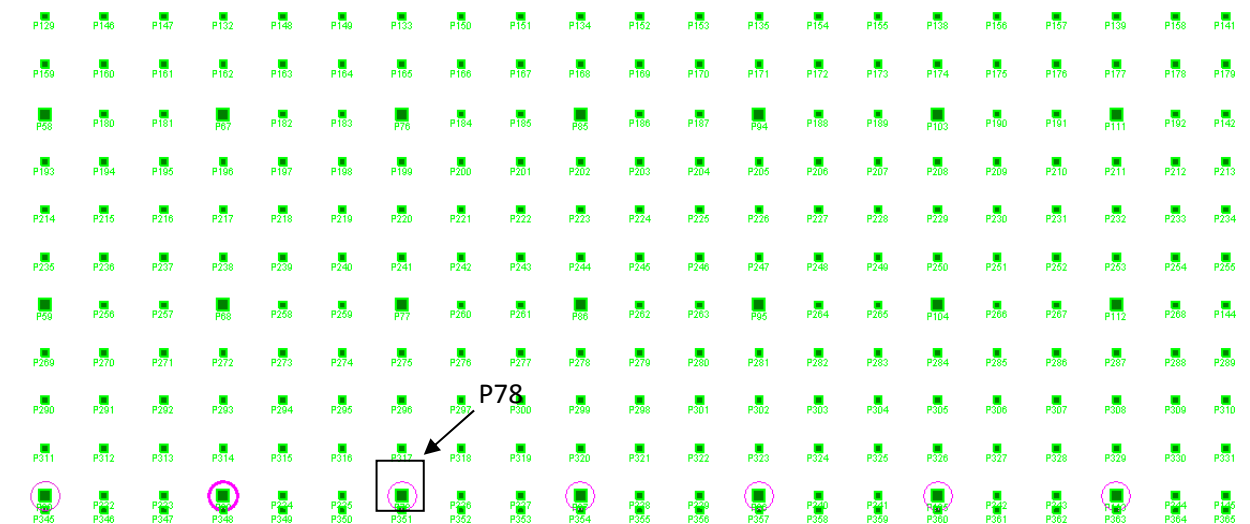


Imagen 10. Agrupación de pilares 5. Fuente: CYPE 2015

La siguiente agrupación (Agrupación 6) la conforman los pilares situados bajo el vaso de la piscina y que están apeados en el forjado del aparcamiento.

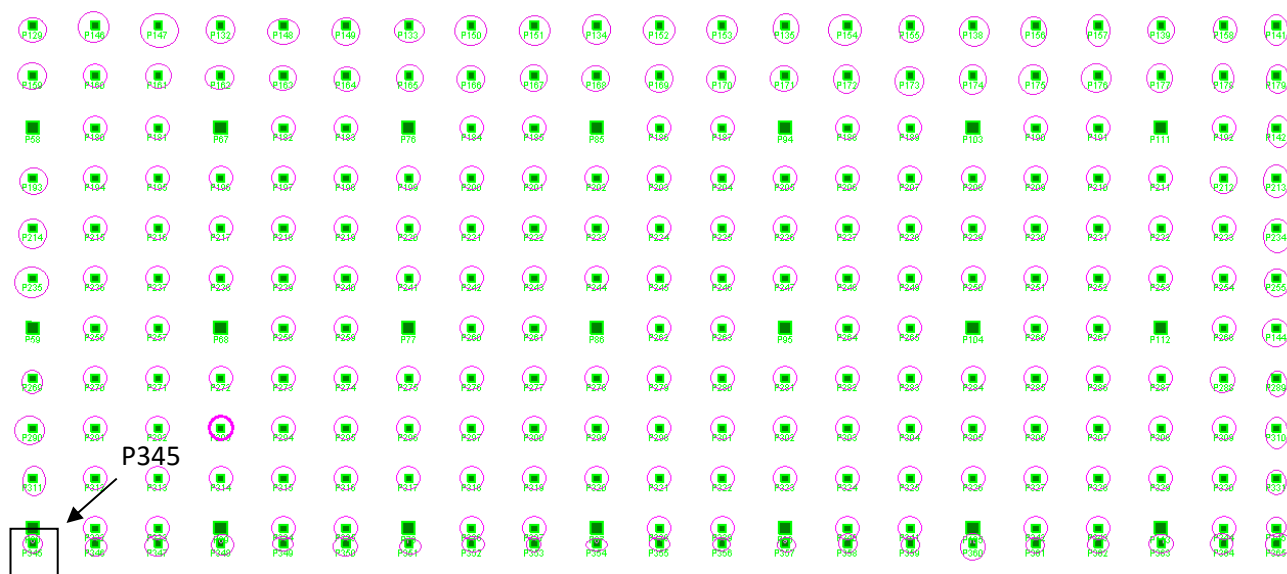


Imagen 11. Agrupación de pilares 6. Fuente: CYPE 2015

Esta agrupación la forman los pilares situados bajo el vaso de la piscina, tienen unas dimensiones de 30 x 30 cm y no están situados en su zona perimetral y tampoco tienen continuidad hasta la losa de cimentación, es decir, están apeados en el forjado del aparcamiento.

4.2. Envolvente de esfuerzos en los pilares

Los esfuerzos que se muestran en las siguientes tablas son los más desfavorables para el pilar más solicitado de cada agrupación, y se han obtenido a partir de los listados que nos permite imprimir el CYPE 2015 una vez calculada la estructura.

Esfuerzos pésimos de la agrupación 1:

Pilar	Esfuerzos					
	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
P40	2961,50	14,30	-74,00	1,50	-8,70	0,00

Esfuerzos pésimos de la agrupación 2:

Pilar	Esfuerzos					
	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
P81	3414,30	-111,00	-31,00	-19,70	26,80	0,00

Esfuerzos pésimos de la agrupación 3:

Pilar	Esfuerzos					
	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
P32	2538,90	-10,10	-69,80	-36,90	4,80	0,00

En las diferentes agrupaciones de pilares ubicados en la zona inferior del vaso de la piscina se encuentran los siguientes esfuerzos en los pilares más solicitados:

Esfuerzos pésimos de la agrupación 4:

Pilar	Esfuerzos					
	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
P67	3023,40	172,10	-54,10	-93,80	-292,10	0,00

Esfuerzos pésimos de la agrupación 5:

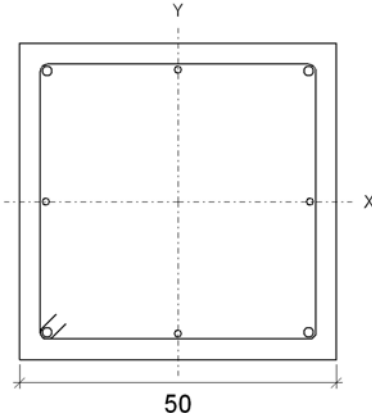
Pilar	Esfuerzos					
	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
P78	2342,40	-290,70	7,70	11,50	521,70	0,00

Esfuerzos pésimos de la agrupación 6:

Pilar	Esfuerzos					
	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
P345	624,10	-1,80	-12,50	-1,30	0,30	0,00

4.3. Comprobaciones de los pilares

En este apartado se pretende mostrar las comprobaciones realizadas en los pilares, se muestra la sección más desfavorable del pilar más desfavorable de cada agrupación:

Datos del pilar P40	
	Geometría
	Dimensiones : 50x50 cm
	Tramo : -7.950/-7.000 m
	Altura libre : 2.90 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : HA-30, $Y_c=1.5$	Plano ZX : 2.90 m
Acero : B 500 S, $Y_s=1.15$	Plano ZY : 2.90 m
Armadura longitudinal	Estribos
Esquina : 4Ø16	Perimetral : 1eØ6
Cara X : 2Ø12	
Cara Y : 2Ø12	
Cuantía : 0.50 %	

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

La comprobación no procede

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

La comprobación no procede

Estado límite de agotamiento frente a cortante (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.044} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1}: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$\mathbf{V_{rd1,x}} : \underline{16.01} \quad \text{kN}$$

$$\mathbf{V_{rd1,y}} : \underline{16.71} \quad \text{kN}$$

V_{u1}: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$\mathbf{V_{u1}} : \underline{530.02} \quad \text{kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+Aguapiscina+1.5·Qa+0.9·V180+0.75·N.

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

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

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$\mathbf{V_{u1}} : \underline{530.02} \quad \text{kN}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$\mathbf{K} : \underline{0.45}$$

$$0.50 \cdot f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 1.00 \cdot f_{cd} \rightarrow K = 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}\right)$$

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

$$\mathbf{f_{cd}} : \underline{20.00} \quad \text{MPa}$$

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\mathbf{\sigma'_{cd}} : \underline{16.41} \quad \text{MPa}$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$\mathbf{N_d} : \underline{4648.31} \quad \text{kN}$$

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$\mathbf{A_c} : \underline{2500.00} \quad \text{cm}^2$$

A'_s: Área total de la armadura comprimida.

$$\mathbf{A'_s} : \underline{12.57} \quad \text{cm}^2$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

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

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón

$$\mathbf{f_{1cd}} : \underline{12.00} \quad \text{MPa}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

$$\mathbf{f_{ck}} : \underline{30.00} \quad \text{MPa}$$

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

$$\mathbf{f_{cd}} : \underline{20.00} \quad \text{MPa}$$

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

$$\mathbf{b_0} : \underline{500.00} \quad \text{mm}$$

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

$$\mathbf{d} : \underline{393.46} \quad \text{mm}$$

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

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

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

$$\mathbf{\theta} : \underline{45.0} \quad \text{grados}$$

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$\mathbf{V_{u1}} : \underline{530.02} \quad \text{kN}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$\mathbf{K} : \underline{0.45}$$

$$0.50 \cdot f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 1.00 \cdot f_{cd} \rightarrow K = 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}\right)$$

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

$$\mathbf{f_{cd}} : \underline{20.00} \quad \text{MPa}$$

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\mathbf{\sigma'_{cd}} : \underline{16.41} \quad \text{MPa}$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$\mathbf{N_d} : \underline{4648.31} \quad \text{kN}$$

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$\mathbf{A_c} : \underline{2500.00} \quad \text{cm}^2$$

A'_s: Área total de la armadura comprimida.

$$\mathbf{A'_s} : \underline{12.57} \quad \text{cm}^2$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

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

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón

$$\mathbf{f_{1cd}} : \underline{12.00} \quad \text{MPa}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

$$\mathbf{f_{ck}} : \underline{30.00} \quad \text{MPa}$$

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

$$\mathbf{f_{cd}} : \underline{20.00} \quad \text{MPa}$$

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

b₀ : 500.00 mm

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

d : 393.46 mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

α : 90.0 grados

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

θ : 45.0 grados

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e: Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima **e_{min}** según el artículo 42.2.1.

En este caso, las excentricidades **e_{0,x}** y **e_{0,y}** son inferiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{min,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = h/20 \leq 2 \text{ cm}$$

e_{min} : 25.00 mm

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

h : 500.00 mm

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

e₀ : -5.50 mm

Donde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden. **M_d** : -25.66 kN·m

N_d: Esfuerzo normal de cálculo. **N_d** : 4661.00 kN

En el eje y:

$$e_{min} = h/20 \leq 2 \text{ cm}$$

e_{min} : 25.00 mm

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

h : 500.00 mm

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

e₀ : 4.09 mm

Donde:

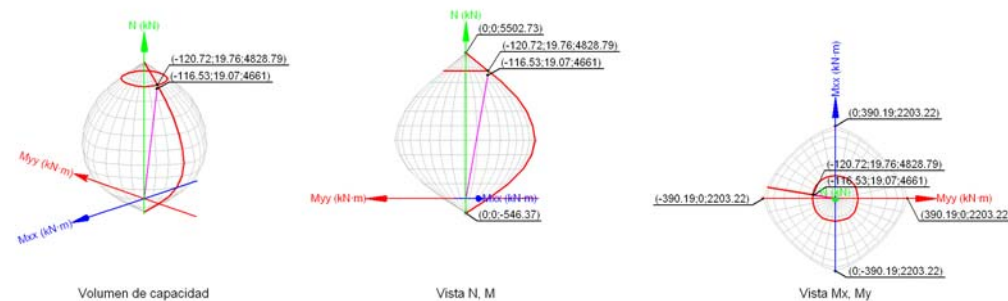
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+Aguapiscina+1.5·Qa+0.75·N.

Se debe satisfacer:

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

η : 0.965 ✓



Comprobación de resistencia de la sección (η₁)

N_{ed}, **M_{ed}** son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed}: Esfuerzo normal de cálculo.

N_{ed} : 4661.00 kN

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

M_{ed,x} : 19.07 kN·m

M_{ed,y} : -116.53 kN·m

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

N_{Rd}: Axil de agotamiento.

N_{Rd} : 4828.79 kN

M_{Rd}: Momentos de agotamiento.

M_{Rd,x} : 19.76 kN·m

M_{Rd,y} : -120.72 kN·m

M_d: Momento de cálculo de primer orden. **M_d** : 19.07 kN·m
N_d: Esfuerzo normal de cálculo. **N_d** : 4661.00 kN

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l₀: Longitud de pandeo.

i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

I: Inercia.

λ : 20.09

l₀ : 2.900 m

i_c : 14.43 cm

A_c : 2500.00 cm²

I : 520833.33 cm⁴

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \geq 100$$

λ_{inf} : 92.97

Donde:

e₂: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e₁: En estructuras traslacionales es igual a e₂.

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

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

A_c: Área total de la sección de hormigón.

e₂ : 4.09 mm

e₁ : 4.09 mm

h : 500.00 mm

C : 0.22

v : 0.93

N_d : 4661.00 kN

f_{cd} : 20.00 MPa

A_c : 2500.00 cm²

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

λ : 20.09

Donde:

l₀: Longitud de pandeo.

i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

I: Inercia.

l₀ : 2.900 m

i_c : 14.43 cm

A_c : 2500.00 cm²

I : 520833.33 cm⁴

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \geq 100$$

λ_{inf} : 80.62

Donde:

e₂: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e₁: En estructuras traslacionales es igual a e₂.

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

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

A_c: Área total de la sección de hormigón.

e₂ : -5.50 mm

e₁ : -5.50 mm

h : 500.00 mm

C : 0.22

v : 0.93

N_d : 4661.00 kN

f_{cd} : 20.00 MPa

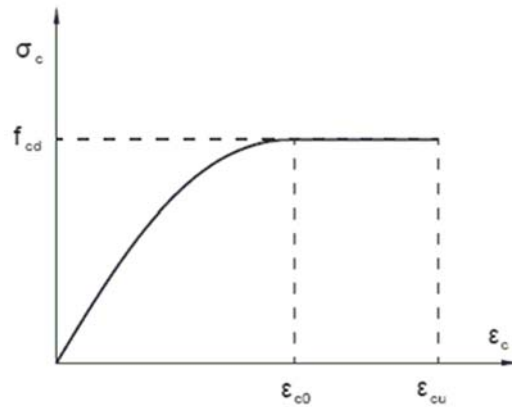
A_c : 2500.00 cm²

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 42.1):

- (a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.

- (b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- (c) Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- (d) Diagramas de cálculo.
- (i) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



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

f_{cd} : 20.00 MPa

ε_{cd} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

ε_{cd} : 0.0020

ε_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

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

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

α_{cc} : 1.00

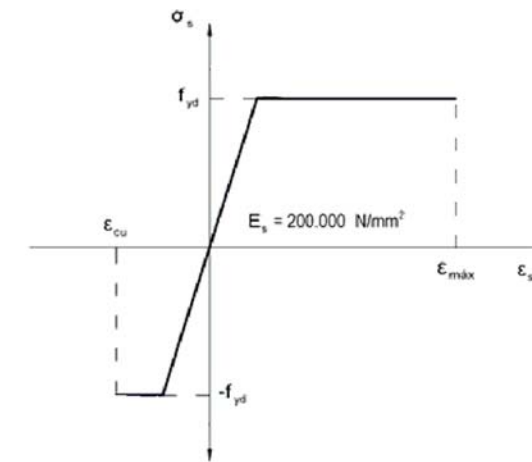
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{ck} : 30.00 MPa

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

γ_c : 1.5

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 434.78 MPa

ε_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

ε_{max} : 0.0100

ε_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

ε_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

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

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

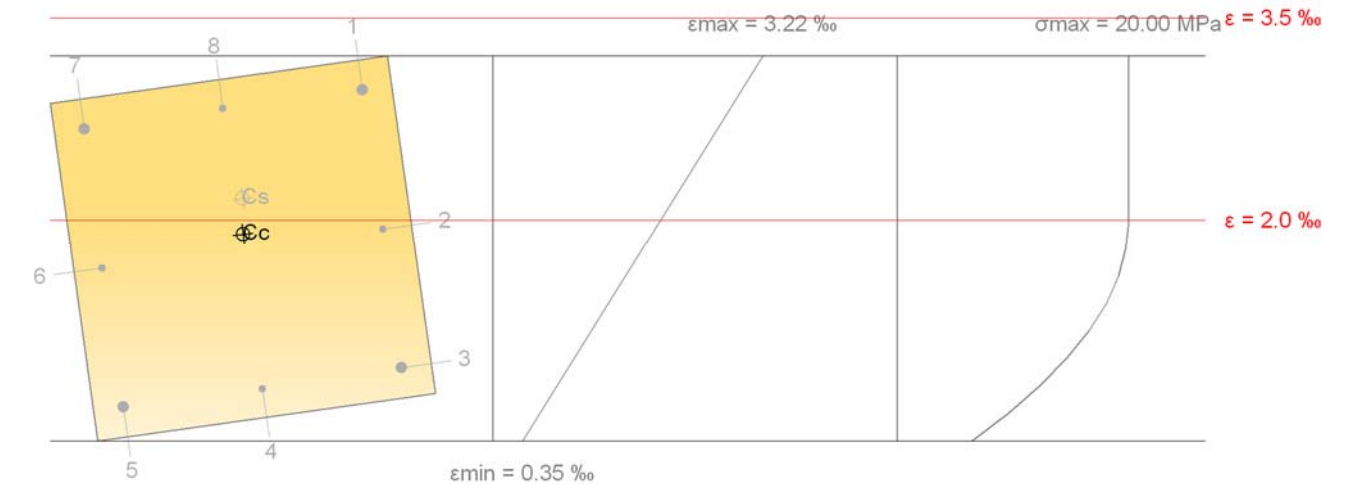
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

γ_s : 1.15

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø16	-206.00	206.00	+400.00	+0.002968
2	Ø12	0.00	208.00	+386.69	+0.001933
3	Ø16	206.00	206.00	+179.29	+0.000896
4	Ø12	208.00	0.00	+148.05	+0.000740
5	Ø16	206.00	-206.00	+120.83	+0.000604
6	Ø12	0.00	-208.00	+327.66	+0.001638
7	Ø16	-206.00	-206.00	+400.00	+0.002675
8	Ø12	-208.00	0.00	+400.00	+0.002831

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	4464.82	-21.07	3.57
Cs	363.97	-73.17	10.47
T	0.00	0.00	0.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : 4828.79 \text{ kN}$$

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

$$M_{Rd,x} : 19.76 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : -120.72 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 4464.82 \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 363.97 \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 0.00 \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : -21.07 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 3.57 \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : -73.17 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 10.47 \text{ mm}$$

e_t: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_t : 0.00 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_{cmax} : 0.0032$$

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

$$\epsilon_{smax} : 0.0000$$

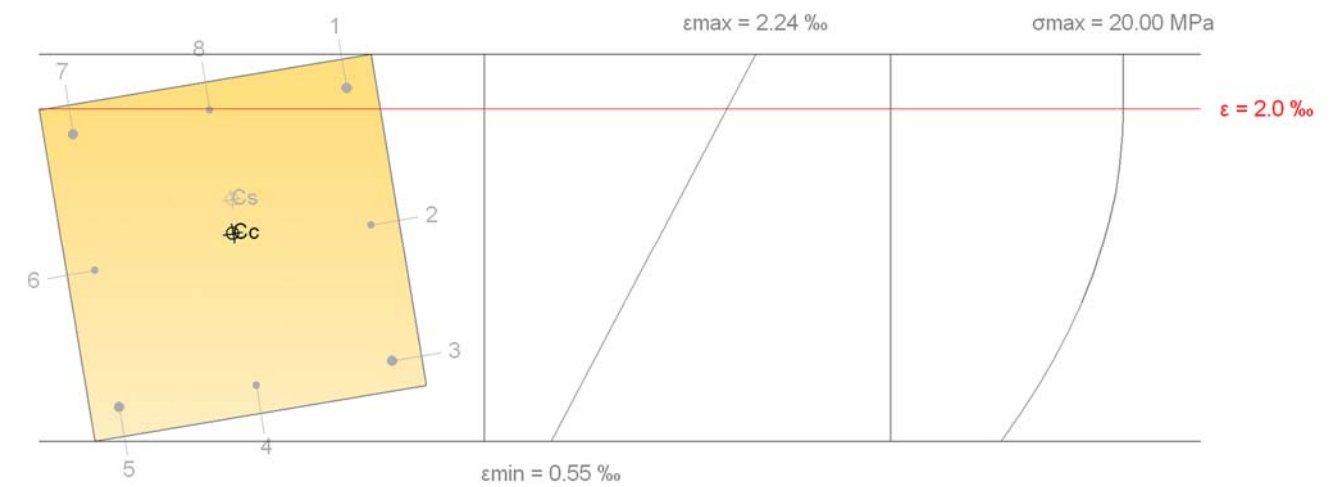
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : 20.00 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{smax} : 0.00 \text{ MPa}$$

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø16	-206.00	206.00	+400.00	+0.002088
2	Ø12	0.00	208.00	+298.62	+0.001493
3	Ø16	206.00	206.00	+179.22	+0.000896
4	Ø12	208.00	0.00	+158.03	+0.000790
5	Ø16	206.00	-206.00	+139.16	+0.000696
6	Ø12	0.00	-208.00	+258.18	+0.001291
7	Ø16	-206.00	-206.00	+377.59	+0.001888
8	Ø12	-208.00	0.00	+398.77	+0.001994

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	4314.70	-21.29	3.60
Cs	346.31	-71.27	10.22
T	0.00	0.00	0.00

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : \underline{4661.00} \text{ kN}$$

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

$$M_{ed,x} : \underline{19.07} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : \underline{-116.53} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{4314.70} \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{346.31} \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.00} \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-21.29} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{3.60} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-71.27} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{10.22} \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0022}$$

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

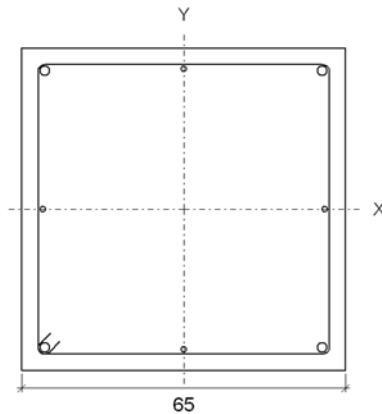
$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0000}$$

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

$$\sigma_{cmax} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{smax} : \underline{0.00} \text{ MPa}$$

Datos del pilar P81		
	Geometría	
	Dimensiones	: 65x65 cm
	Tramo	: -7.950/-7.000 m
	Altura libre	: 2.90 m
	Recubrimiento geométrico	: 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido	: 15 mm
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : HA-30, Yc=1.5	Plano ZX : 2.90 m
	Acero : B 500 S, Ys=1.15	Plano ZY : 2.90 m
	Armadura longitudinal	Estribos
Esquina : 4Ø20	Perimetral : 1eØ6	
Cara X : 2Ø12		
Cara Y : 2Ø12		
Cuantía : 0.40 %		

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

La comprobación no procede

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

La comprobación no procede

Estado límite de agotamiento frente a cortante (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.045} \checkmark$$

Donde:

V_{rd1}: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \underline{21.42} \text{ kN}$$

$$V_{rd1,y} : \underline{106.96} \text{ kN}$$

V_{u1}: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \underline{2427.50} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+Agua piscina+1.5·Qa+0.9·V0+0.75·N.

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

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

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{2427.50} \text{ kN}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.15}$$

$$0.50 \cdot f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 1.00 \cdot f_{cd} \rightarrow K = 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}\right)$$

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

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

A'_s: Área total de la armadura comprimida.

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

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

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

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

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

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

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$0.50 \cdot f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 1.00 \cdot f_{cd} \rightarrow K = 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}\right)$$

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

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

A'_s: Área total de la armadura comprimida.

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

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

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

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

f_{cd}: 20.00 MPa

σ'_{cd}: 10.77 MPa

N_d: 5291.62 kN

A_c: 4225.00 cm²

A'_s: 17.09 cm²

f_{yd}: 434.78 MPa

f_{1cd}: 12.00 MPa

f_{ck}: 30.00 MPa

f_{cd}: 20.00 MPa

b₀: 650.00 mm

d: 539.25 mm

α: 90.0 grados

θ: 45.0 grados

V_{u1}: 2427.50 kN

K: 1.15

f_{cd}: 20.00 MPa

σ'_{cd}: 10.77 MPa

N_d: 5291.62 kN

A_c: 4225.00 cm²

A'_s: 17.09 cm²

f_{yd}: 434.78 MPa

f_{1cd}: 12.00 MPa

f_{ck}: 30.00 MPa

f_{cd}: 20.00 MPa

b₀: 650.00 mm

d: 539.25 mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

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

α: 90.0 grados

θ: 45.0 grados

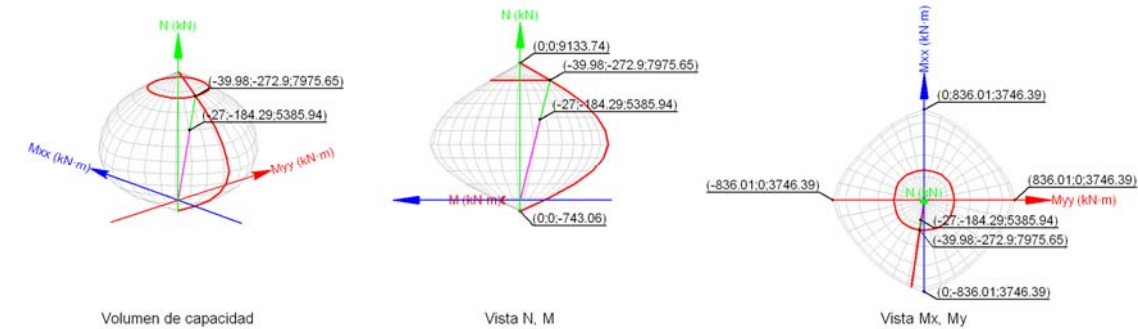
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+Aguapiscina+1.5·Qa+0.75·N.

Se debe satisfacer:

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

η: 0.675 ✓



Comprobación de resistencia de la sección (η₁)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed}: Esfuerzo normal de cálculo.

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

N_{ed}: 5385.94 kN

M_{ed,x}: -184.29 kN·m

M_{ed,y}: -27.00 kN·m

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

N_{Rd}: Axil de agotamiento.

M_{Rd}: Momentos de agotamiento.

N_{Rd}: 7975.65 kN

M_{Rd,x}: -272.90 kN·m

M_{Rd,y}: -39.98 kN·m

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e: Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

e_{e,x}: -5.01 mm

e_{e,y}: -34.22 mm

En este caso, alguna de las excentricidades e_{0,x}, e_{0,y} es superior a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{\min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{32.50} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{650.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-5.01} \text{ mm}$$

Donde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-27.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{5385.94} \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{\min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{\min} : \underline{32.50} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{650.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : \underline{-34.22} \text{ mm}$$

Donde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-184.29} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{5385.94} \text{ kN}$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior $\lambda_{\inf}$ indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$\lambda : \underline{15.46}$$

Donde:

l₀: Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{2.900} \text{ m}$$

i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{18.76} \text{ cm}$$

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{4225.00} \text{ cm}^2$$

I: Inercia.

$$I : \underline{1487552.08} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$\lambda_{\inf} : \underline{48.66}$$

Donde:

e₂: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{-34.22} \text{ mm}$$

e₁: En estructuras traslacionales es igual a e₂.

$$e_1 : \underline{-34.22} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{650.00} \text{ mm}$$

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$C : \underline{0.22}$$

v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v : \underline{0.64}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{5385.94} \text{ kN}$$

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

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{4225.00} \text{ cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior $\lambda_{\inf}$ indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$\lambda : \underline{15.46}$$

Donde:

l₀: Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{2.900} \text{ m}$$

i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{18.76} \text{ cm}$$

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{4225.00} \text{ cm}^2$$

I: Inercia.

$$I : \underline{1487552.08} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{\inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$\lambda_{\inf} : \underline{100.00}$$

Donde:

e₂: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{-5.01} \text{ mm}$$

e₁: En estructuras traslacionales es igual a e₂.

$$e_1 : \underline{-5.01} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{650.00} \text{ mm}$$

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$C : \underline{0.22}$$

v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v : \underline{0.64}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{5385.94} \text{ kN}$$

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

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

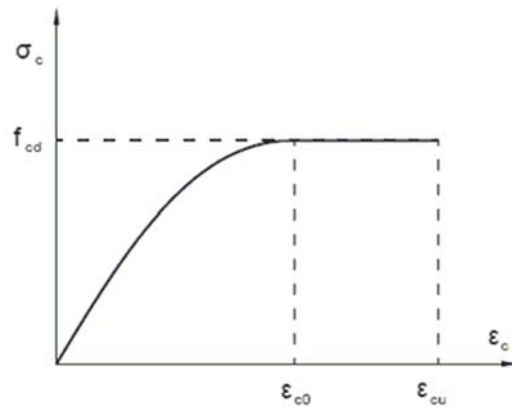
A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{4225.00} \text{ cm}^2$$

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 42.1):

- (a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- (b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- (c) Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- (d) Diagramas de cálculo.
- (i) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



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

ϵ_{c0} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

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

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

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$f_{cd} : \frac{20.00}{\text{MPa}}$$

$$\epsilon_{c0} : \frac{0.0020}{\text{MPa}}$$

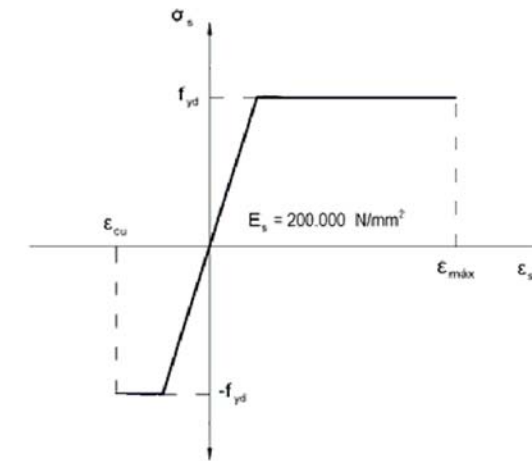
$$\epsilon_{cu} : \frac{0.0035}{\text{MPa}}$$

$$\alpha_{cc} : \frac{1.00}{\text{MPa}}$$

$$f_{ck} : \frac{30.00}{\text{MPa}}$$

$$\gamma_c : \frac{1.5}{\text{MPa}}$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

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

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

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

$$\epsilon_{max} : \frac{0.0100}{\text{MPa}}$$

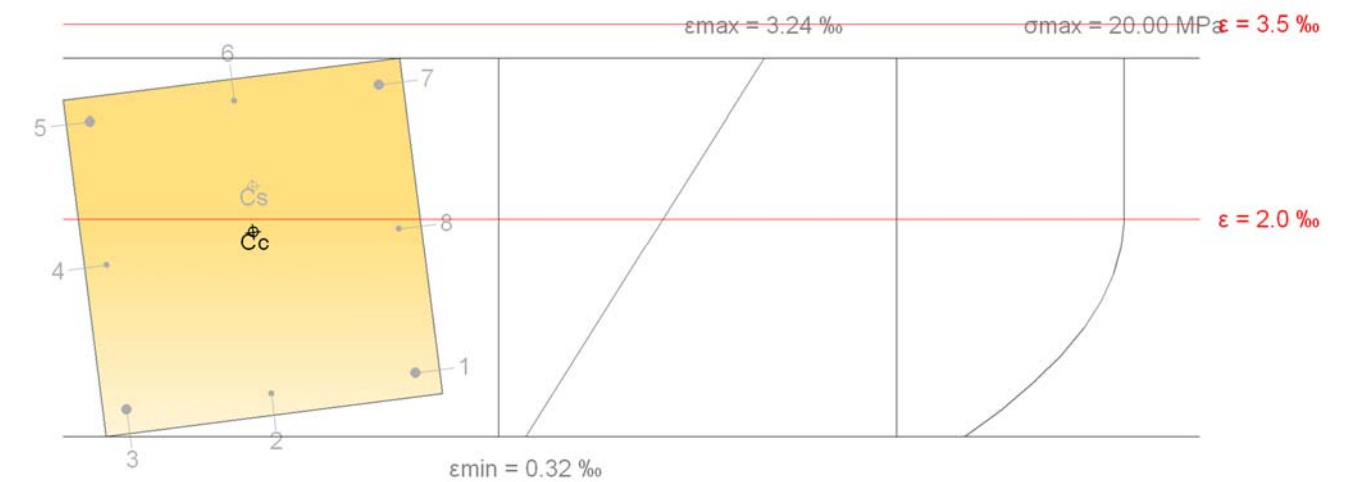
$$\epsilon_{cu} : \frac{0.0035}{\text{MPa}}$$

$$f_{yk} : \frac{500.00}{\text{MPa}}$$

$$\gamma_s : \frac{1.15}{\text{MPa}}$$

- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-279.00	279.00	+162.47	+0.000812
2	Ø12	0.00	283.00	+131.13	+0.000656
3	Ø20	279.00	279.00	+106.16	+0.000531
4	Ø12	283.00	0.00	+327.92	+0.001640



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
5	Ø20	279.00	-279.00	+400.00	+0.002752
6	Ø12	0.00	-283.00	+400.00	+0.002909
7	Ø20	-279.00	-279.00	+400.00	+0.003034
8	Ø12	-283.00	0.00	+385.04	+0.001925

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	7499.22	-4.43	-29.03
Cs	476.43	-14.20	-115.82
T	0.00	0.00	0.00

$N_{Rd} = C_c + C_s - T$

$N_{Rd} : 7975.65 \text{ kN}$

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

$M_{Rd,x} : -272.90 \text{ kN}\cdot\text{m}$

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

$M_{Rd,y} : -39.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

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.

C_c : 7499.22 kN

C_s : 476.43 kN

T : 0.00 kN

e_{cc,x} : -4.43 mm

e_{cc,y} : -29.03 mm

e_{cs,x} : -14.20 mm

e_{cs,y} : -115.82 mm

e_T : 0.00 mm

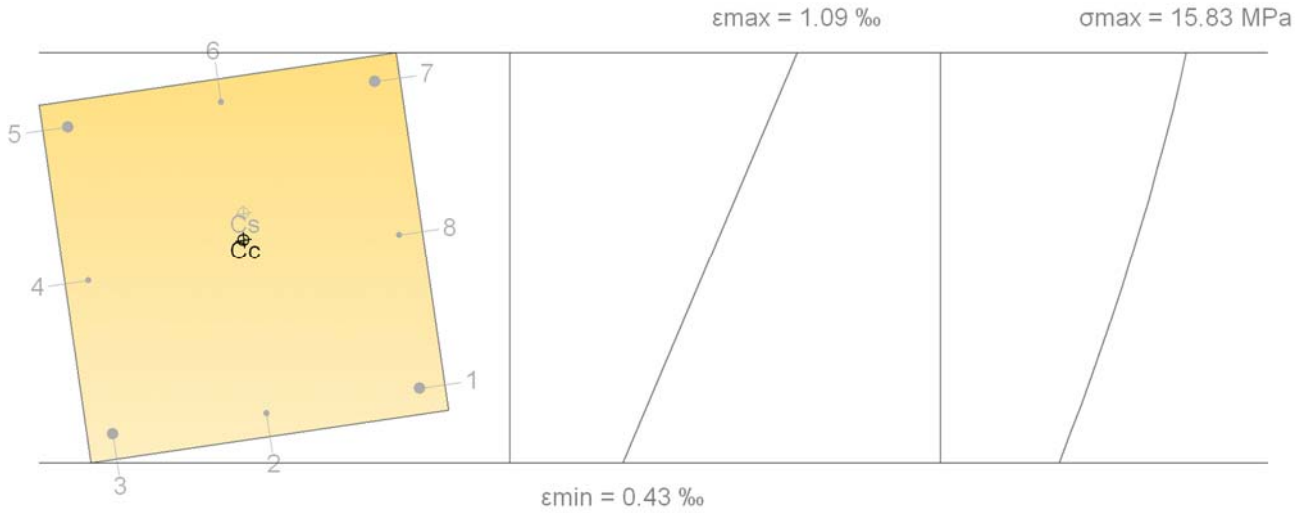
ε_{cmax} : 0.0032

ε_{smax} : 0.0000

σ_{cmax} : 20.00 MPa

σ_{smax} : 0.00 MPa

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-279.00	279.00	+109.24	+0.000546
2	Ø12	0.00	283.00	+101.29	+0.000506
3	Ø20	279.00	279.00	+94.76	+0.000474
4	Ø12	283.00	0.00	+144.08	+0.000720
5	Ø20	279.00	-279.00	+193.61	+0.000968
6	Ø12	0.00	-283.00	+201.56	+0.001008
7	Ø20	-279.00	-279.00	+208.09	+0.001040
8	Ø12	-283.00	0.00	+158.77	+0.000794

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	5127.15	-4.68	-31.94
Cs	258.79	-11.63	-79.36
T	0.00	0.00	0.00

$N_{ed} = C_c + C_s - T$

$N_{ed} : 5385.94 \text{ kN}$

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

$M_{ed,x} : -184.29 \text{ kN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ed,y} : -27.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

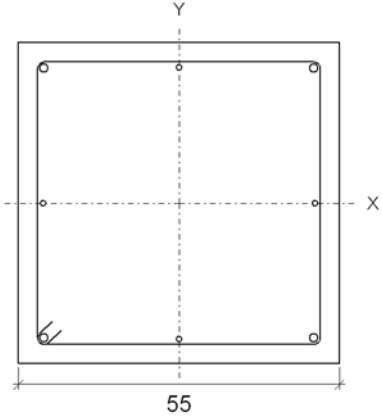
T: Resultante de tracciones en el acero.

C_c : 5127.15 kN

C_s : 258.79 kN

T : 0.00 kN

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	e_{cc,x} : <u>-4.68</u> mm
	e_{cc,y} : <u>-31.94</u> mm
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_{cs,x} : <u>-11.63</u> mm
	e_{cs,y} : <u>-79.36</u> mm
e_t : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_t : <u>0.00</u> mm
ε_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} : <u>0.0011</u>
ε_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} : <u>0.0000</u>
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} : <u>15.83</u> MPa
σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} : <u>0.00</u> MPa

Datos del pilar P32		
	Geometría	
	Dimensiones	: 55x55 cm
	Tramo	: -7.950/-7.000 m
	Altura libre	: 2.90 m
	Recubrimiento geométrico	: 3.0 cm
	Materiales	
	Hormigón	: HA-30, Y _c =1.5
	Acero	: B 500 S, Y _s =1.15
	Longitud de pandeo	
	Plano ZX	: 2.90 m
	Armadura longitudinal	
	Esquina	: 4Ø16
	Cara X	: 2Ø12
	Cara Y	: 2Ø12
	Cuantía	: 0.42 %
	Estribos	
	Perimetral	: 1eØ6

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

La comprobación no procede

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

La comprobación no procede

Estado límite de agotamiento frente a cortante (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}}\right)^2} \leq 1$$

η : 0.042 ✓

Donde:

V_{rd1}: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

V_{rd1,x} : 51.92 kN

V_{rd1,y} : 17.49 kN

V_{u1}: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

V_{u1} : 1317.66 kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+Agua piscina+1.5·Qa+0.75·N.

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

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

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

V_{u1} : 1317.66 kN

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

K : 0.92

$$0.50 \cdot f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 1.00 \cdot f_{cd} \rightarrow K = 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}\right)$$

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

f_{cd} : 20.00 MPa

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

σ'_{cd} : 12.67 MPa

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

N_d : 4379.25 kN

A_c: Área total de la sección de hormigón.

A_c : 3025.00 cm²

A'_s: Área total de la armadura comprimida.

A'_s : 12.57 cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 434.78 MPa

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón

f_{1cd} : 12.00 MPa

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

f_{ck} : 30.00 MPa

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

f_{cd} : 20.00 MPa

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

b₀ : 550.00 mm

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

d : 435.83 mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

α : 90.0 grados

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

θ : 45.0 grados

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

V_{u1} : 1317.66 kN

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

K : 0.92

$$0.50 \cdot f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 1.00 \cdot f_{cd} \rightarrow K = 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}\right)$$

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

f_{cd} : 20.00 MPa

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

σ'_{cd} : 12.67 MPa

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

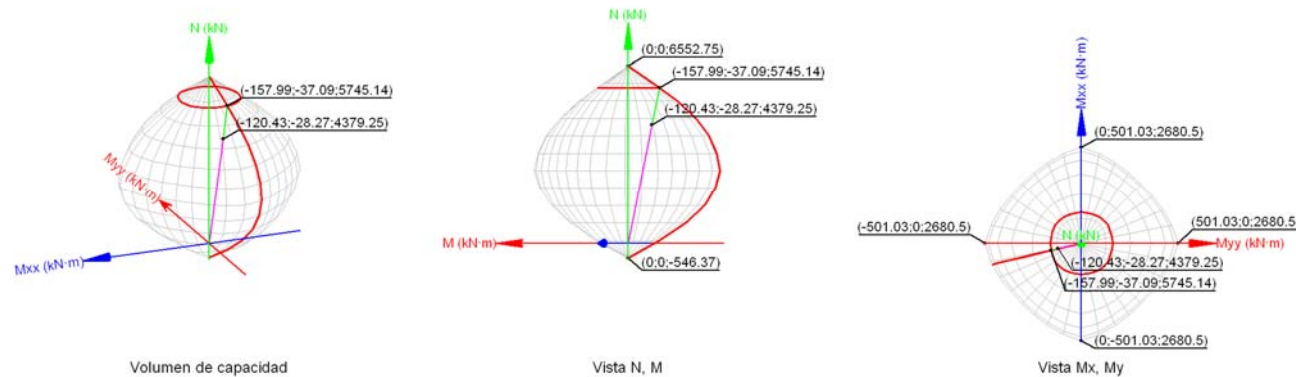
N_d : 4379.25 kN

A_c : Área total de la sección de hormigón.	A_c : <u>3025.00</u> cm ²
A'_s : Área total de la armadura comprimida.	A'_s : <u>12.57</u> cm ²
f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.	f_{yd} : <u>434.78</u> MPa
f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón	f_{1cd} : <u>12.00</u> MPa
$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$	
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.	f_{ck} : <u>30.00</u> MPa
f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	f_{cd} : <u>20.00</u> MPa
b₀ : Anchura neta mínima del elemento.	b₀ : <u>550.00</u> mm
d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.	d : <u>435.83</u> mm
α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.	α : <u>90.0</u> grados
θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	θ : <u>45.0</u> grados

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+Aguapiscina+1.5·Qa+0.75·N.
Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{ed}^2 + M_{ed,x}^2 + M_{ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1 \quad \eta_1 : \underline{0.762} \quad \checkmark$$



Comprobación de resistencia de la sección (η₁)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.	N_{ed} : <u>4379.25</u> kN
M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.	M_{ed,x} : <u>-28.27</u> kN·m
	M_{ed,y} : <u>-120.43</u> kN·m

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

N_{Rd} : Axil de agotamiento.	N_{Rd} : <u>5745.14</u> kN
--	---

M_{Rd}: Momentos de agotamiento.

M_{Rd,x} :	<u>-37.09</u>	kN·m
M_{Rd,y} :	<u>-157.99</u>	kN·m

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e: Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

En este caso, las excentricidades e_{0,x} y e_{0,y} son inferiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{min,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm} \quad e_{min} : \underline{27.50} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{550.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d} \quad e_0 : \underline{-17.70} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.	M_d : <u>-77.51</u> kN·m
N_d : Esfuerzo normal de cálculo.	N_d : <u>4379.25</u> kN

En el eje y:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm} \quad e_{min} : \underline{27.50} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{550.00} \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d} \quad e_0 : \underline{-6.46} \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.	M_d : <u>-28.27</u> kN·m
N_d : Esfuerzo normal de cálculo.	N_d : <u>4379.25</u> kN

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$\lambda : \underline{18.27}$$

Donde:

l₀: Longitud de pandeo.

i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

I: Inercia.

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \geq 100$$

Donde:

e₂: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e₁: En estructuras traslacionales es igual a e₂.

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

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

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$\begin{aligned} l_0 &: 2.900 \text{ m} \\ i_c &: 15.88 \text{ cm} \\ A_c &: 3025.00 \text{ cm}^2 \\ I &: 762552.08 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\lambda_{inf} : 88.76$$

$$\begin{aligned} e_2 &: -6.46 \text{ mm} \\ e_1 &: -6.46 \text{ mm} \\ h &: 550.00 \text{ mm} \\ C &: 0.22 \\ v &: 0.72 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_d &: 4379.25 \text{ kN} \\ f_{cd} &: 20.00 \text{ MPa} \\ A_c &: 3025.00 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l₀: Longitud de pandeo.

i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

I: Inercia.

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \geq 100$$

Donde:

e₂: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e₁: En estructuras traslacionales es igual a e₂.

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$\lambda : 18.27$$

$$\begin{aligned} l_0 &: 2.900 \text{ m} \\ i_c &: 15.88 \text{ cm} \\ A_c &: 3025.00 \text{ cm}^2 \\ I &: 762552.08 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\lambda_{inf} : 55.74$$

$$\begin{aligned} e_2 &: -17.70 \text{ mm} \\ e_1 &: -17.70 \text{ mm} \\ h &: 550.00 \text{ mm} \\ C &: 0.22 \\ v &: 0.72 \end{aligned}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

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

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$N_d : 4379.25 \text{ kN}$$

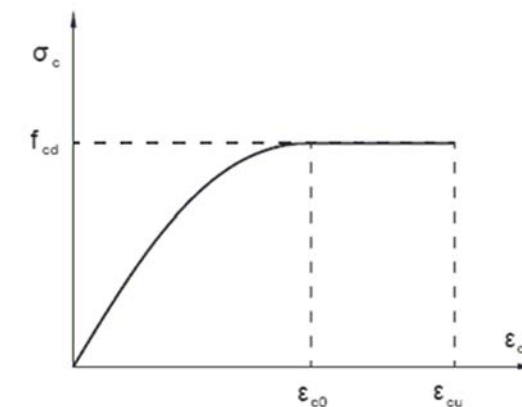
$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

$$A_c : 3025.00 \text{ cm}^2$$

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 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



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

ε_{cd}: Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión.

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

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

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

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{cd} : 0.0020$$

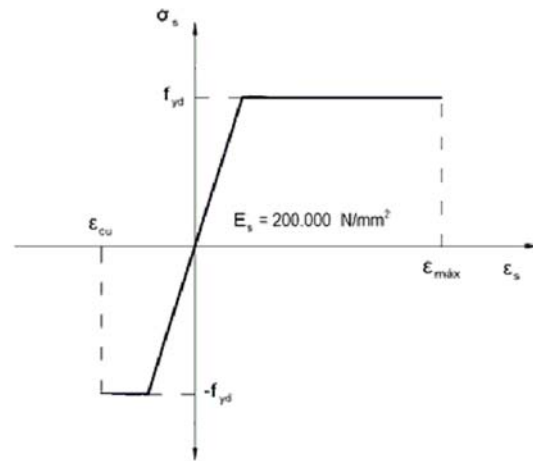
$$\epsilon_{cu} : 0.0035$$

$$\alpha_{cc} : 1.00$$

$$f_{ck} : 30.00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c : 1.5$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

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

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

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

$$\epsilon_{max} : 0.0100$$

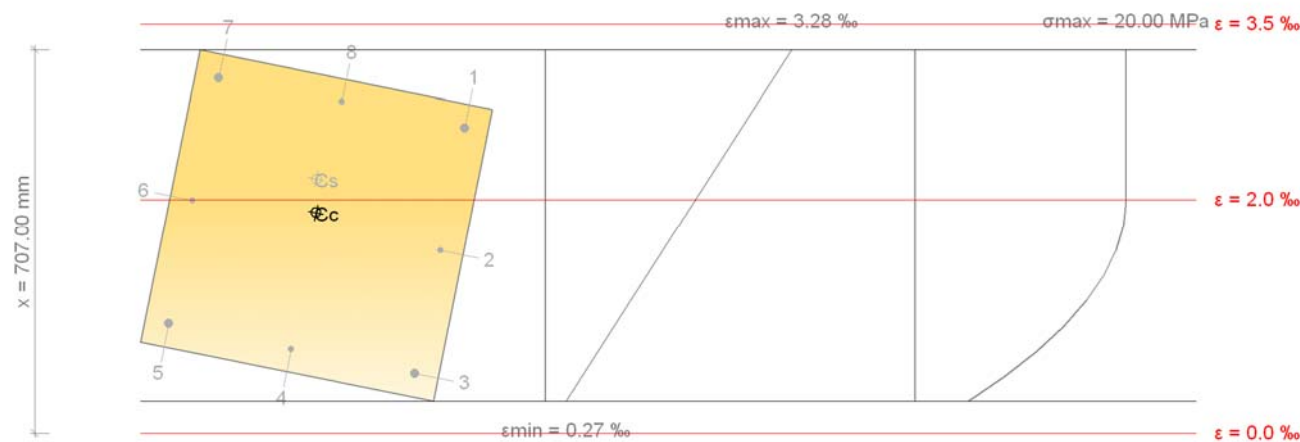
$$\epsilon_{cu} : 0.0035$$

$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s : 1.15$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pèsimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø16	-231.00	231.00	+400.00	+0.002612
2	Ø12	0.00	233.00	+312.02	+0.001560
3	Ø16	231.00	231.00	+102.34	+0.000512
4	Ø12	233.00	0.00	+143.25	+0.000716

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
5	Ø16	231.00	-231.00	+187.80	+0.000939
6	Ø12	0.00	-233.00	+398.23	+0.001991
7	Ø16	-231.00	-231.00	+400.00	+0.003040
8	Ø12	-233.00	0.00	+400.00	+0.002835

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	5384.19	-23.69	-5.73
Cs	360.96	-84.35	-17.29
T	0.00	0.00	0.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : 5745.14 \text{ kN}$$

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

$$M_{Rd,x} : -37.09 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : -157.99 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 5384.19 \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 360.96 \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 0.00 \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : -23.69 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -5.73 \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : -84.35 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -17.29 \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_T : 0.00 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_{cmax} : 0.0033$$

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

$$\epsilon_{smax} : 0.0000$$

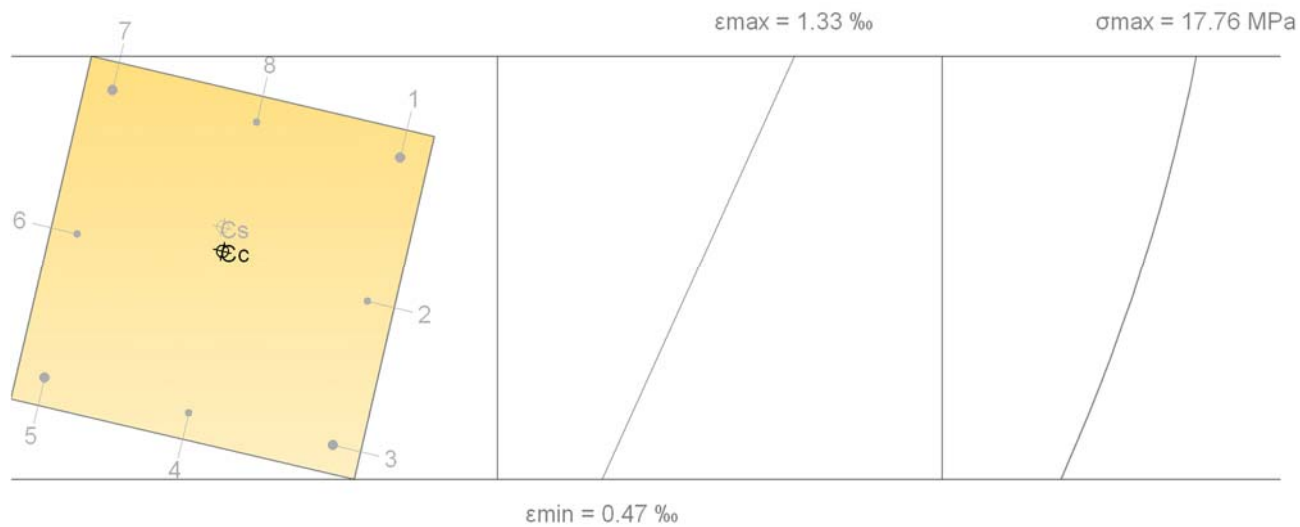
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : 20.00 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{smax} : 0.00 \text{ MPa}$$

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø16	-231.00	231.00	+224.71	+0.001124
2	Ø12	0.00	233.00	+166.01	+0.000830
3	Ø16	231.00	231.00	+107.54	+0.000538
4	Ø12	233.00	0.00	+120.79	+0.000604
5	Ø16	231.00	-231.00	+135.05	+0.000675
6	Ø12	0.00	-233.00	+193.76	+0.000969
7	Ø16	-231.00	-231.00	+252.22	+0.001261
8	Ø12	-233.00	0.00	+238.98	+0.001195

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	4153.20	-25.63	-6.02
Cs	226.05	-61.93	-14.54
T	0.00	0.00	0.00

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : 4379.25 \text{ kN}$$

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

$$M_{ed,x} : -28.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : -120.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$C_c : 4153.20 \text{ kN}$$

$$C_s : 226.05 \text{ kN}$$

$$T : 0.00 \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : -25.63 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -6.02 \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : -61.93 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -14.54 \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_T : 0.00 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_{cmax} : 0.0013$$

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

$$\epsilon_{smax} : 0.0000$$

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

$$\sigma_{cmax} : 17.76 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{smax} : 0.00 \text{ MPa}$$

Datos del pilar P67	
	Geometría
	Dimensiones : 50x50 cm
	Tramo : -7.950/-7.000 m
	Altura libre : 2.90 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : HA-30, Y _c =1.5
	Acero : B 500 S, Y _s =1.15
	Longitud de pandeo
	Plano ZX : 2.90 m
	Plano ZY : 2.90 m
	Armadura longitudinal
	Esquina : 4Ø20
	Cara X : 4Ø20
	Cara Y : 4Ø20
	Cuantía : 1.51 %
	Estribos
	Perimetral : 1eØ6
	Dirección X : 2rØ6
	Dirección Y : 2rØ6

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

La comprobación no procede

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

La comprobación no procede

Estado límite de agotamiento frente a cortante (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$\eta : 0.065 \checkmark$$

Donde:

V_{rd1}: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : 30.17 \text{ kN}$$

$$V_{rd1,y} : 29.14 \text{ kN}$$

V_{u1}: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : 641.99 \text{ kN}$$



Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+Aguapiscina+1.5·Qa+0.9·V180.

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

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

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$0.50 \cdot f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 1.00 \cdot f_{cd} \rightarrow K = 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}\right)$$

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

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

A'_s: Área total de la armadura comprimida.

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

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

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

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

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

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

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$0.50 \cdot f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 1.00 \cdot f_{cd} \rightarrow K = 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}\right)$$

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

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$V_{u1} : \underline{641.99} \text{ kN}$$

$$K : \underline{0.61}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{cd} : \underline{15.14} \text{ MPa}$$

$$N_d : \underline{5423.21} \text{ kN}$$

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

$$A'_s : \underline{37.70} \text{ cm}^2$$

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

$$f_{1cd} : \underline{12.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{352.00} \text{ mm}$$

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

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

$$V_{u1} : \underline{641.99} \text{ kN}$$

$$K : \underline{0.61}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{cd} : \underline{15.14} \text{ MPa}$$

$$N_d : \underline{5423.21} \text{ kN}$$

A_c: Área total de la sección de hormigón.

A'_s: Área total de la armadura comprimida.

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

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

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

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

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

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

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

$$A'_s : \underline{37.70} \text{ cm}^2$$

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

$$f_{1cd} : \underline{12.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{352.00} \text{ mm}$$

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

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

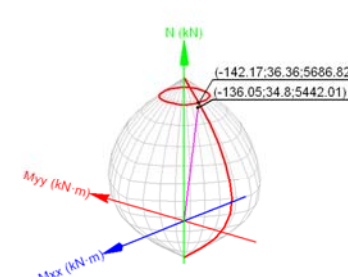
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+Aguapiscina+1.5·Qa+0.75·N.

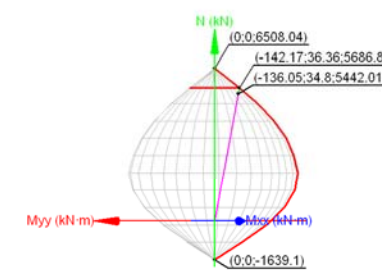
Se debe satisfacer:

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

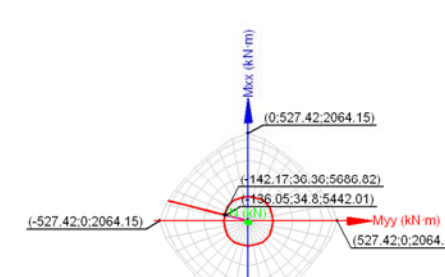
$$\eta : \underline{0.957} \checkmark$$



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η₁)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed}: Esfuerzo normal de cálculo.

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

$$N_{ed} : \underline{5442.01} \text{ kN}$$

$$M_{ed,x} : \underline{34.80} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,y} : \underline{-136.05} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

N_{Rd}: Axil de agotamiento.

M_{Rd}: Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{5686.82} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{36.36} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{-142.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e: Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima **e_{min}** según el artículo 42.2.1.

En este caso, las excentricidades **e_{0,x}** y **e_{0,y}** son inferiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{min,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

Donde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden.

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

En el eje y:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

Donde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden.

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$e_{e,x} : \quad -25.00 \quad \text{mm}$$

$$e_{e,y} : \quad 6.39 \quad \text{mm}$$

$$e_{min} : \quad 25.00 \quad \text{mm}$$

$$h : \quad 500.00 \quad \text{mm}$$

$$e_0 : \quad -8.74 \quad \text{mm}$$

$$M_d : \quad -47.58 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$N_d : \quad 5442.01 \quad \text{kN}$$

$$e_{min} : \quad 25.00 \quad \text{mm}$$

$$h : \quad 500.00 \quad \text{mm}$$

$$e_0 : \quad 6.39 \quad \text{mm}$$

$$M_d : \quad 34.80 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$N_d : \quad 5442.01 \quad \text{kN}$$

$$\lambda : \quad 20.09$$

$$l_0 : \quad 2.900 \quad \text{m}$$

$$i_c : \quad 14.43 \quad \text{cm}$$

A_c: Área total de la sección de hormigón.

I: Inercia.

$$A_c : \quad 2500.00 \quad \text{cm}^2$$

$$I : \quad 520833.33 \quad \text{cm}^4$$

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$\lambda_{inf} : \quad 67.44$$

Donde:

e₂: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e₁: En estructuras traslacionales es igual a **e₂**.

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

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

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$e_2 : \quad 6.39 \quad \text{mm}$$

$$e_1 : \quad 6.39 \quad \text{mm}$$

$$h : \quad 500.00 \quad \text{mm}$$

$$C : \quad 0.20$$

$$v : \quad 1.09$$

$$N_d : \quad 5442.01 \quad \text{kN}$$

$$f_{cd} : \quad 20.00 \quad \text{MPa}$$

$$A_c : \quad 2500.00 \quad \text{cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$\lambda : \quad 20.09$$

Donde:

l₀: Longitud de pandeo.

i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

I: Inercia.

$$l_0 : \quad 2.900 \quad \text{m}$$

$$i_c : \quad 14.43 \quad \text{cm}$$

$$A_c : \quad 2500.00 \quad \text{cm}^2$$

$$I : \quad 520833.33 \quad \text{cm}^4$$

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$\lambda_{inf} : \quad 58.21$$

Donde:

e₂: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e₁: En estructuras traslacionales es igual a **e₂**.

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

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

$$e_2 : \quad -8.74 \quad \text{mm}$$

$$e_1 : \quad -8.74 \quad \text{mm}$$

$$h : \quad 500.00 \quad \text{mm}$$

$$C : \quad 0.20$$

$$v : \quad 1.09$$

$$N_d : \quad 5442.01 \quad \text{kN}$$

$$f_{cd} : \quad 20.00 \quad \text{MPa}$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l₀: Longitud de pandeo.

i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.

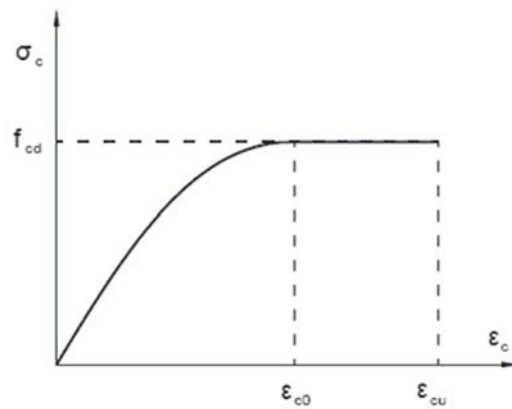
A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 2500.00 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 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



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

ϵ_{cd} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

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

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

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

ϵ_{cd} : 0.0020

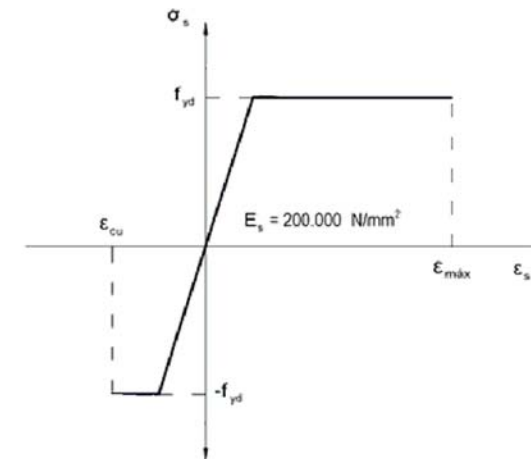
ϵ_{cu} : 0.0035

α_{cc} : 1.00

f_{ck} : 30.00 MPa

γ_c : 1.5

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

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

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

f_{yd} : 434.78 MPa

ϵ_{max} : 0.0100

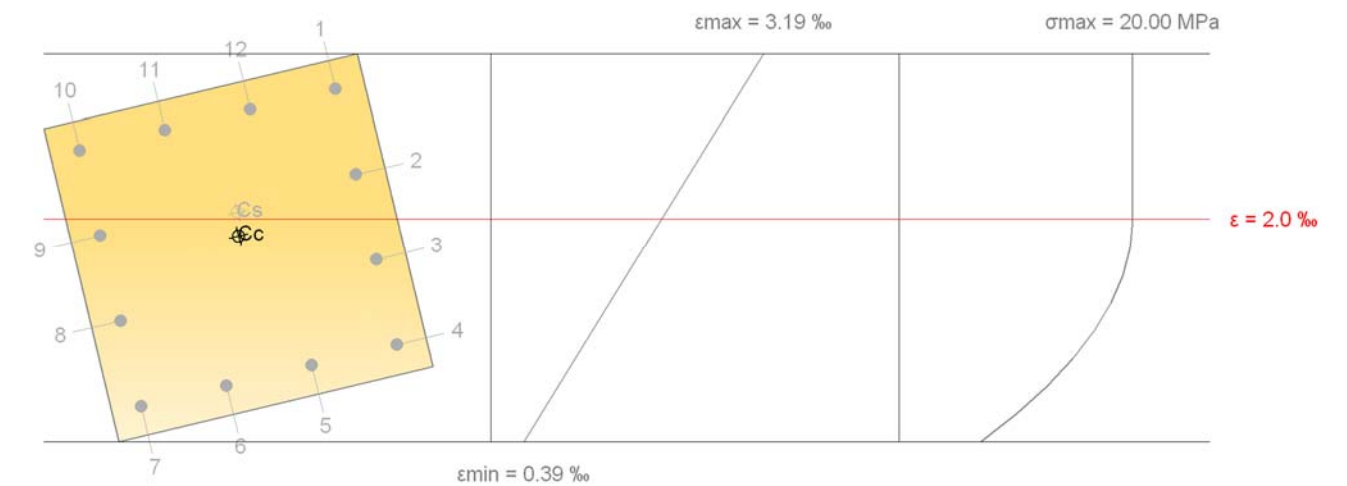
ϵ_{cu} : 0.0035

f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : 1.15

- Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



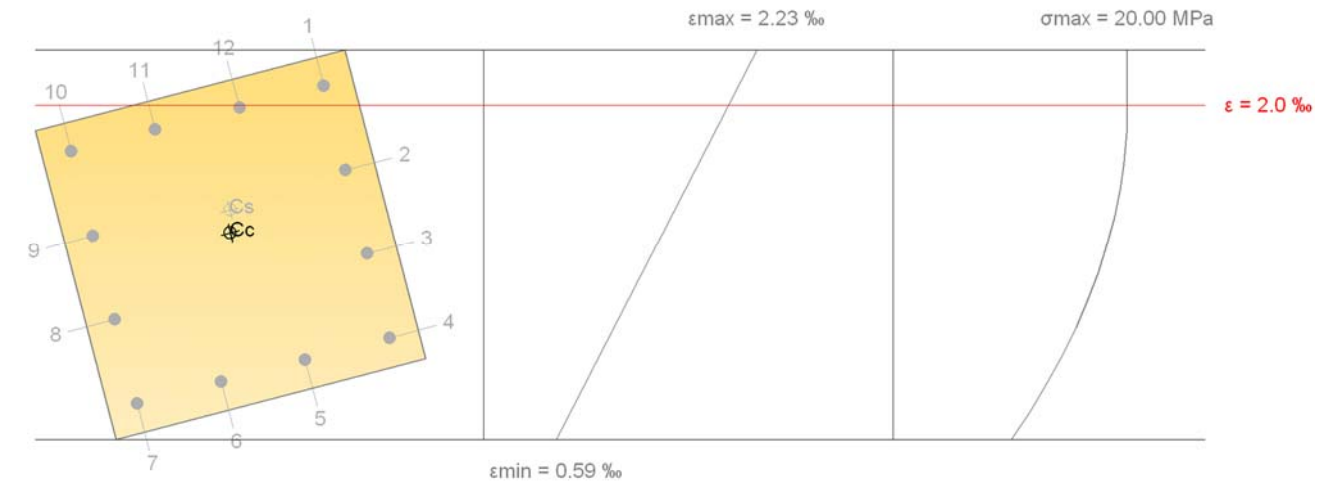
Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-204.00	204.00	+400.00	+0.002936
2	Ø20	-68.00	204.00	+400.00	+0.002320
3	Ø20	68.00	204.00	+340.85	+0.001704
4	Ø20	204.00	204.00	+217.64	+0.001088



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
5	Ø20	204.00	68.00	+188.01	+0.000940
6	Ø20	204.00	-68.00	+158.39	+0.000792
7	Ø20	204.00	-204.00	+128.77	+0.000644
8	Ø20	68.00	-204.00	+251.98	+0.001260
9	Ø20	-68.00	-204.00	+375.20	+0.001876
10	Ø20	-204.00	-204.00	+400.00	+0.002492
11	Ø20	-204.00	-68.00	+400.00	+0.002640
12	Ø20	-204.00	68.00	+400.00	+0.002788

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	4536.73	-17.66	5.01
Cs	1150.09	-53.94	11.84
T	0.00	0.00	0.00

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



$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{5686.82 \text{ kN}}$$

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

$$M_{Rd,x} : \underline{36.36 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

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

$$M_{Rd,y} : \underline{-142.17 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{4536.73 \text{ kN}}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{1150.09 \text{ kN}}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.00 \text{ kN}}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-17.66 \text{ mm}}$$

$$e_{cc,y} : \underline{5.01 \text{ mm}}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-53.94 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,y} : \underline{11.84 \text{ mm}}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_T : \underline{0.00 \text{ mm}}$$

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

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0032}$$

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

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0000}$$

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

$$\sigma_{cmax} : \underline{20.00 \text{ MPa}}$$

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

$$\sigma_{smax} : \underline{0.00 \text{ MPa}}$$

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø20	-204.00	204.00	+400.00	+0.002082
2	Ø20	-68.00	204.00	+345.64	+0.001728
3	Ø20	68.00	204.00	+274.90	+0.001375
4	Ø20	204.00	204.00	+204.16	+0.001021
5	Ø20	204.00	68.00	+185.71	+0.000929
6	Ø20	204.00	-68.00	+167.26	+0.000836
7	Ø20	204.00	-204.00	+148.81	+0.000744
8	Ø20	68.00	-204.00	+219.54	+0.001098
9	Ø20	-68.00	-204.00	+290.28	+0.001451
10	Ø20	-204.00	-204.00	+361.02	+0.001805
11	Ø20	-204.00	-68.00	+379.47	+0.001897
12	Ø20	-204.00	68.00	+397.92	+0.001990

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	4381.81	-18.18	4.76
Cs	1060.20	-53.17	13.14
T	0.00	0.00	0.00

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : \underline{5442.01 \text{ kN}}$$

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

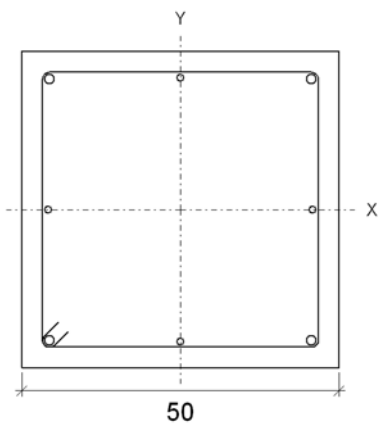
$$M_{ed,x} : \underline{34.80 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

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

$$M_{ed,y} : \underline{-136.05 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : <u>4381.81</u> kN
C_s : Resultante de compresiones en el acero.	C_s : <u>1060.20</u> kN
T : Resultante de tracciones en el acero.	T : <u>0.00</u> kN
e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	e_{cc,x} : <u>-18.18</u> mm
	e_{cc,y} : <u>4.76</u> mm
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_{cs,x} : <u>-53.17</u> mm
	e_{cs,y} : <u>13.14</u> mm
e_t : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_t : <u>0.00</u> mm
ε_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} : <u>0.0022</u>
ε_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} : <u>0.0000</u>
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} : <u>20.00</u> MPa
σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} : <u>0.00</u> MPa

Datos del pilar P78		
	Geometría	
	Dimensiones	: 50x50 cm
	Tramo	: -7.950/-7.000 m
	Altura libre	: 2.90 m
	Recubrimiento geométrico	: 3.0 cm
	Materiales	
	Hormigón	: HA-30, Y _c =1.5
	Acero	: B 500 S, Y _s =1.15
	Longitud de pandeo	
	Plano ZX	: 2.90 m
	Armadura longitudinal	
	Esquina	: 4Ø16
	Cara X	: 2Ø12
	Cara Y	: 2Ø12
	Cuantía	: 0.50 %
	Estribos	
	Perimetral	: 1eØ6

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

La comprobación no procede

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

La comprobación no procede

Estado límite de agotamiento frente a cortante (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}}\right)^2} \leq 1$$

η : 0.142 ✓

Donde:

V_{rd1}: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

V_{rd1,x} : 12.87 kN

V_{rd1,y} : 78.58 kN

V_{u1}: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

V_{u1} : 561.24 kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+Agua piscina+1.5·Qa+0.9·V0+0.75·N.

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

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

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

V_{u1} : 561.24 kN

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

K : 0.48

$$0.50 \cdot f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 1.00 \cdot f_{cd} \rightarrow K = 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}\right)$$

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

f_{cd} : 20.00 MPa

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

σ'_{cd} : 16.20 MPa

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

N_d : 4595.41 kN

A_c: Área total de la sección de hormigón.

A_c : 2500.00 cm²

A'_s: Área total de la armadura comprimida.

A'_s : 12.57 cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 434.78 MPa

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón

f_{1cd} : 12.00 MPa

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

f_{ck} : 30.00 MPa

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

f_{cd} : 20.00 MPa

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

b₀ : 500.00 mm

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

d : 393.46 mm

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

α : 90.0 grados

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

θ : 45.0 grados

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

V_{u1} : 561.24 kN

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

K : 0.48

$$0.50 \cdot f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 1.00 \cdot f_{cd} \rightarrow K = 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}\right)$$

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

f_{cd} : 20.00 MPa

σ'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

σ'_{cd} : 16.20 MPa

$$\sigma_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

A'_s: Área total de la armadura comprimida.

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

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

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

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

α: Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

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

$$N_d : 4595.41 \text{ kN}$$

$$A_c : 2500.00 \text{ cm}^2$$

$$A'_s : 12.57 \text{ cm}^2$$

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

$$f_{1cd} : 12.00 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} : 30.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

$$b_0 : 500.00 \text{ mm}$$

$$d : 393.46 \text{ mm}$$

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

$$\theta : 45.0 \text{ grados}$$

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

N_{Rd}: Axil de agotamiento.

M_{Rd}: Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : 4829.12 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : -120.73 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : -19.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e: Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima **e_{min}** según el artículo 42.2.1.

$$e_{e,x} : -3.96 \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : -25.00 \text{ mm}$$

En este caso, las excentricidades **e_{0,x}** y **e_{0,y}** son inferiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{min,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{min} : 25.00 \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : 500.00 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : -3.96 \text{ mm}$$

Donde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : -18.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : 4598.47 \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

$$e_{min} : 25.00 \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : 500.00 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : -20.86 \text{ mm}$$

Donde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : -95.92 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : 4598.47 \text{ kN}$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte **λ** es menor que la esbeltez límite inferior **λ_{inf}** indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

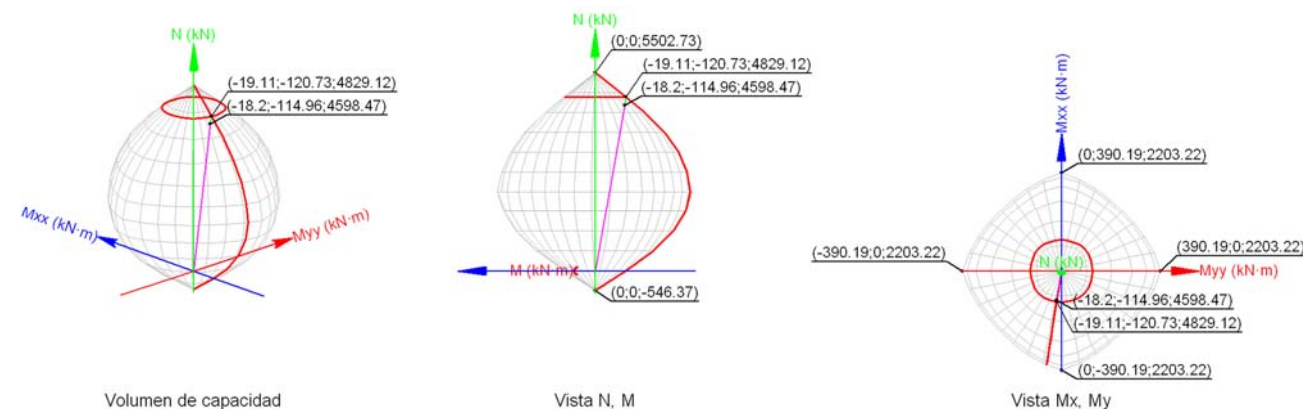
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+Aguapiscina+1.5·Qa+0.9·V270.

Se debe satisfacer:

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

$$\eta : 0.952 \checkmark$$



Comprobación de resistencia de la sección (η₁)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed}: Esfuerzo normal de cálculo.

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

$$N_{ed} : 4598.47 \text{ kN}$$

$$M_{ed,x} : -114.96 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,y} : -18.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

l₀: Longitud de pandeo.
i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.
A_c: Área total de la sección de hormigón.
I: Inercia.

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \geq 100$$

Donde:

e₂: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.
e₁: En estructuras traslacionales es igual a e₂.
h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.
C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.
v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.
f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.
A_c: Área total de la sección de hormigón.

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l₀: Longitud de pandeo.
i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.
A_c: Área total de la sección de hormigón.
I: Inercia.

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \geq 100$$

Donde:

e₂: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.
e₁: En estructuras traslacionales es igual a e₂.
h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.
C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.
v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$\lambda : 20.09$$

$$\begin{aligned} l_0 &: 2.900 \text{ m} \\ i_c &: 14.43 \text{ cm} \\ A_c &: 2500.00 \text{ cm}^2 \\ I &: 520833.33 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\lambda_{inf} : 44.17$$

$$\begin{aligned} e_2 &: -20.86 \text{ mm} \\ e_1 &: -20.86 \text{ mm} \\ h &: 500.00 \text{ mm} \\ C &: 0.22 \\ v &: 0.92 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_d &: 4598.47 \text{ kN} \\ f_{cd} &: 20.00 \text{ MPa} \\ A_c &: 2500.00 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\lambda : 20.09$$

$$\begin{aligned} l_0 &: 2.900 \text{ m} \\ i_c &: 14.43 \text{ cm} \\ A_c &: 2500.00 \text{ cm}^2 \\ I &: 520833.33 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\lambda_{inf} : 95.13$$

$$\begin{aligned} e_2 &: -3.96 \text{ mm} \\ e_1 &: -3.96 \text{ mm} \\ h &: 500.00 \text{ mm} \\ C &: 0.22 \\ v &: 0.92 \end{aligned}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

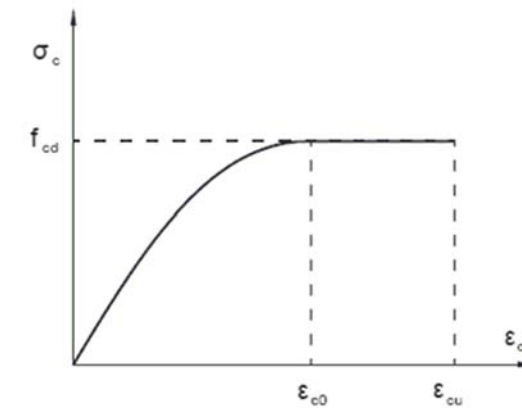
N_d: Esfuerzo normal de cálculo.
f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.
A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$\begin{aligned} N_d &: 4598.47 \text{ kN} \\ f_{cd} &: 20.00 \text{ MPa} \\ A_c &: 2500.00 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.
ε_{cd}: Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.
ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión.
Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

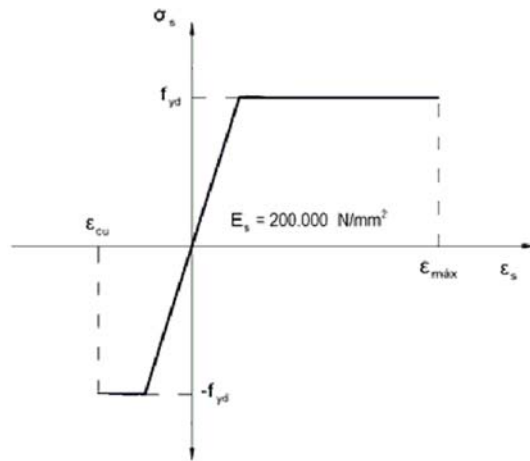
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α_{cc}: Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.
f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.
γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\begin{aligned} f_{cd} &: 20.00 \text{ MPa} \\ \epsilon_{cd} &: 0.0020 \\ \epsilon_{cu} &: 0.0035 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_{cc} &: 1.00 \\ f_{ck} &: 30.00 \text{ MPa} \\ \gamma_c &: 1.5 \end{aligned}$$

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



f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

ε_{max}: Deformación máxima del acero en tracción.

ε_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión.

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

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

f_{yk}: Resistencia característica de proyecto

γ_s: Coeficiente parcial de seguridad.

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

$$\epsilon_{max} : 0.0100$$

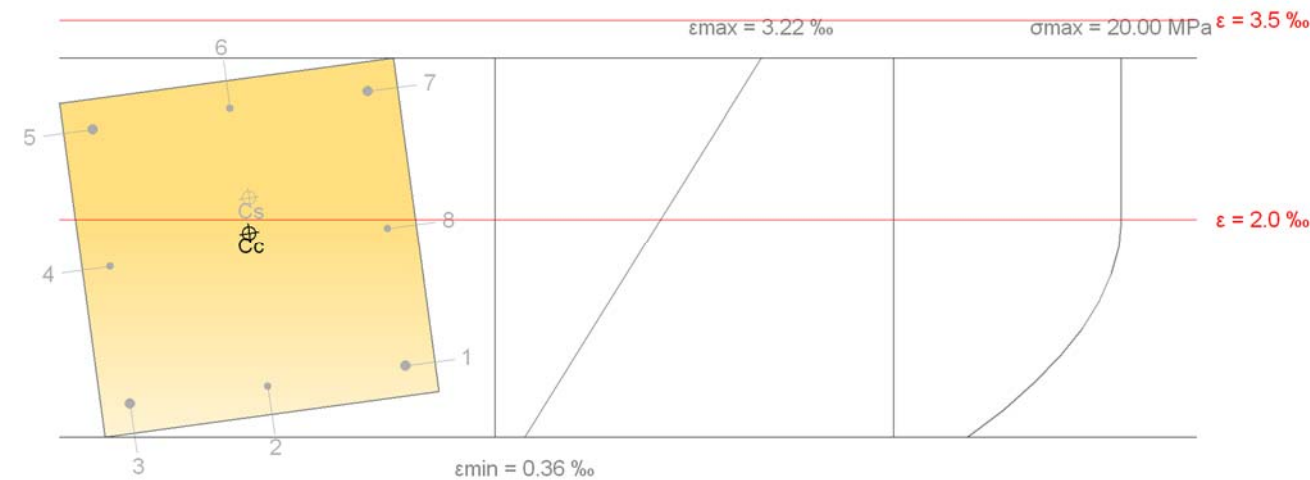
$$\epsilon_{cu} : 0.0035$$

$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s : 1.15$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ _s (MPa)	ε
1	Ø16	-206.00	206.00	+178.26	+0.000891
2	Ø12	0.00	208.00	+147.97	+0.000740

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ _s (MPa)	ε
3	Ø16	206.00	206.00	+121.69	+0.000608
4	Ø12	208.00	0.00	+328.75	+0.001644
5	Ø16	206.00	-206.00	+400.00	+0.002682
6	Ø12	0.00	-208.00	+400.00	+0.002833
7	Ø16	-206.00	-206.00	+400.00	+0.002965
8	Ø12	-208.00	0.00	+385.86	+0.001929

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	4465.16	-3.46	-21.07
C _s	363.95	-10.13	-73.20
T	0.00	0.00	0.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : 4829.12 \text{ kN}$$

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

$$M_{Rd,x} : -120.73 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : -19.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 4465.16 \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 363.95 \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 0.00 \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : -3.46 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -21.07 \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : -10.13 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -73.20 \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_T : 0.00 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_{cmax} : 0.0032$$

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

$$\epsilon_{smax} : 0.0000$$

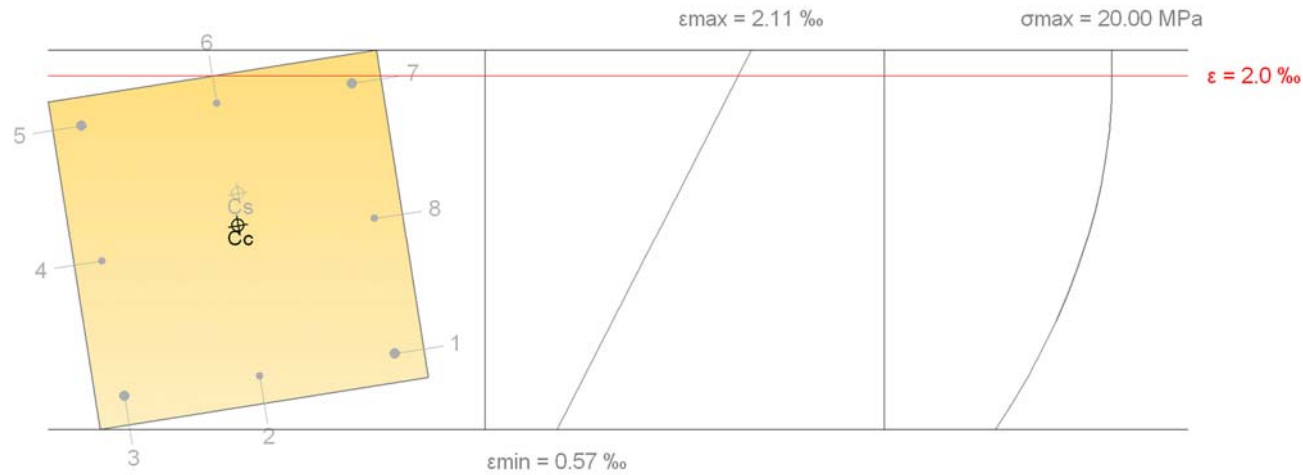
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : 20.00 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{smax} : 0.00 \text{ MPa}$$

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø16	-206.00	206.00	+175.36	+0.000877
2	Ø12	0.00	208.00	+156.99	+0.000785
3	Ø16	206.00	206.00	+140.75	+0.000704
4	Ø12	208.00	0.00	+249.91	+0.001250
5	Ø16	206.00	-206.00	+359.41	+0.001797
6	Ø12	0.00	-208.00	+377.77	+0.001889
7	Ø16	-206.00	-206.00	+394.01	+0.001970
8	Ø12	-208.00	0.00	+284.85	+0.001424

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	4262.47	-3.40	-21.50
Cs	336.00	-10.98	-69.36
T	0.00	0.00	0.00

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : 4598.47 \text{ kN}$$

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

$$M_{ed,x} : -114.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : -18.20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la

$$C_c : 4262.47 \text{ kN}$$

$$C_s : 336.00 \text{ kN}$$

$$T : 0.00 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : -3.40 \text{ mm}$$

dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_t: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

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.

$$e_{cc,y} : -21.50 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : -10.98 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -69.36 \text{ mm}$$

$$e_t : 0.00 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : 0.0021$$

$$\epsilon_{smax} : 0.0000$$

$$\sigma_{cmax} : 20.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : 0.00 \text{ MPa}$$

Datos del pilar P345		
	Geometría	
	Dimensiones	: 30x30 cm
	Tramo	: -4.070/-3.500 m
	Altura libre	: 0.80 m
	Recubrimiento geométrico	: 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido	: 15 mm
	Materiales	
	Hormigón : HA-30, Y _c =1.5	Plano ZX : 0.80 m
	Acero : B 500 S, Y _s =1.15	Plano ZY : 0.80 m
	Armadura longitudinal	
	Esquina : 4Ø16	Perimetral : 1eØ6
	Cuantía : 0.89 %	

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

La comprobación no procede

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

La comprobación no procede

Estado límite de agotamiento frente a cortante (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{rd1,x}}{V_{u1,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{rd1,y}}{V_{u1,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$\eta : 0.029 \checkmark$$

Donde:

V_{rd1}: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : 11.56 \text{ kN}$$

$$V_{rd1,y} : 6.72 \text{ kN}$$

V_{u1}: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : 460.80 \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+Aguapiscina+1.5·Qa+0.9·V180.

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

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

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{460.80} \text{ kN}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-0.72} \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{284.60} \text{ kN}$$

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{900.00} \text{ cm}^2$$

A'_s: Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{8.04} \text{ cm}^2$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

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

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{12.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

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

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{300.00} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{256.00} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

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

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

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

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

$$V_{u1} : \underline{460.80} \text{ kN}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.00}$$

$$\sigma'_{cd} \leq 0 \rightarrow K = 1.00$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$\sigma'_{cd} : \underline{-0.72} \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{284.60} \text{ kN}$$

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{900.00} \text{ cm}^2$$

A'_s: Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{8.04} \text{ cm}^2$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

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

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{12.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ MPa}$$

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

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{300.00} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{256.00} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

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

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

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

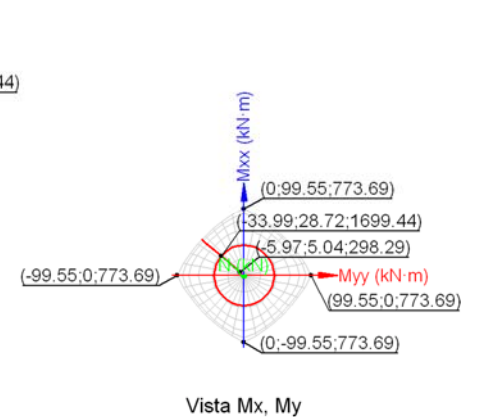
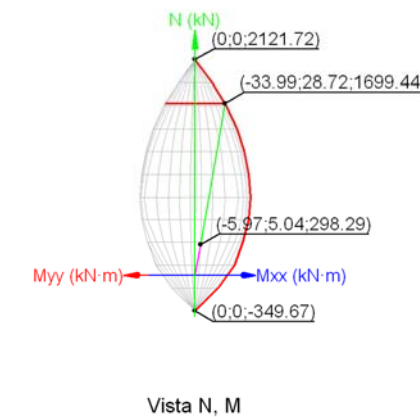
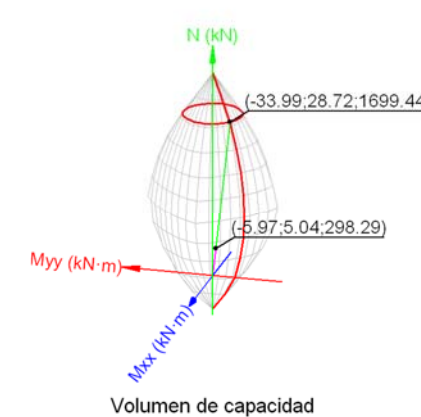
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+Aguapiscina+1.5·Qa+0.9·V0+0.75·N.

Se debe satisfacer:

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

$$\eta : \underline{0.176} \checkmark$$



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed}: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_{ed} : \underline{298.29} \text{ kN}$$

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

$$M_{ed,x} : \underline{5.04} \text{ kN·m}$$

$$M_{ed,y} : \underline{-5.97} \text{ kN·m}$$

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

N_{Rd}: Axil de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{1699.44} \text{ kN}$$

M_{Rd}: Momentos de agotamiento.

$$M_{Rd,x} : \underline{28.72} \text{ kN·m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{-33.99} \text{ kN·m}$$

Donde:

$$N_{ed} = N_d$$

$$M_{ed} = N_d \cdot e_e$$



Siendo:

e_e: Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son inferiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{min,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

Donde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden.

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

En el eje y:

$$e_{min} = h/20 \nless 2 \text{ cm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

Donde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden.

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$e_{e,x} : \underline{-20.00} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{16.90} \text{ mm}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{-12.61} \text{ mm}$$

$$M_d : \underline{-3.76} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_d : \underline{298.29} \text{ kN}$$

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{16.90} \text{ mm}$$

$$M_d : \underline{5.04} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_d : \underline{298.29} \text{ kN}$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l₀: Longitud de pandeo.

i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

I: Inercia.

$$\lambda : \underline{9.24}$$

$$l_0 : \underline{0.800} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{8.66} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{900.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{67500.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$\lambda_{inf} : \underline{96.60}$$

Donde:

e₂: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e₁: En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

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

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$e_2 : \underline{16.90} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{16.90} \text{ mm}$$

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$C : \underline{0.24}$$

$$v : \underline{0.17}$$

$$N_d : \underline{298.29} \text{ kN}$$

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$A_c : \underline{900.00} \text{ cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{inf} indicada en 43.1.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$\lambda : \underline{9.24}$$

Donde:

l₀: Longitud de pandeo.

i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

I: Inercia.

$$l_0 : \underline{0.800} \text{ m}$$

$$i_c : \underline{8.66} \text{ cm}$$

$$A_c : \underline{900.00} \text{ cm}^2$$

$$I : \underline{67500.00} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

$$\lambda_{inf} : \underline{100.00}$$

Donde:

e₂: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e₁: En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

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

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$e_2 : \underline{-12.61} \text{ mm}$$

$$e_1 : \underline{-12.61} \text{ mm}$$

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$C : \underline{0.24}$$

$$v : \underline{0.17}$$

$$N_d : \underline{298.29} \text{ kN}$$

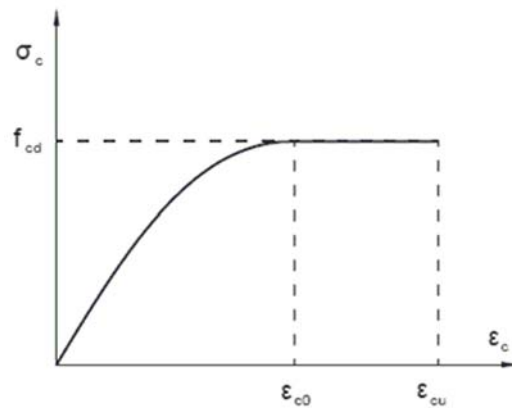
$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

$$A_c : \underline{900.00} \text{ cm}^2$$

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 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



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

ϵ_{cd} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

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

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

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$f_{cd} : \frac{20.00}{\text{MPa}}$$

$$\epsilon_{cd} : \frac{0.0020}{\text{MPa}}$$

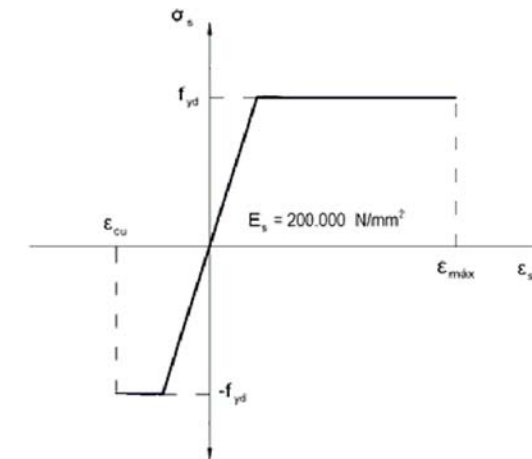
$$\epsilon_{cu} : \frac{0.0035}{\text{MPa}}$$

$$\alpha_{cc} : \frac{1.00}{\text{MPa}}$$

$$f_{ck} : \frac{30.00}{\text{MPa}}$$

$$\gamma_c : \frac{1.5}{\text{MPa}}$$

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



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

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

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

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

$$\epsilon_{max} : \frac{0.0100}{\text{MPa}}$$

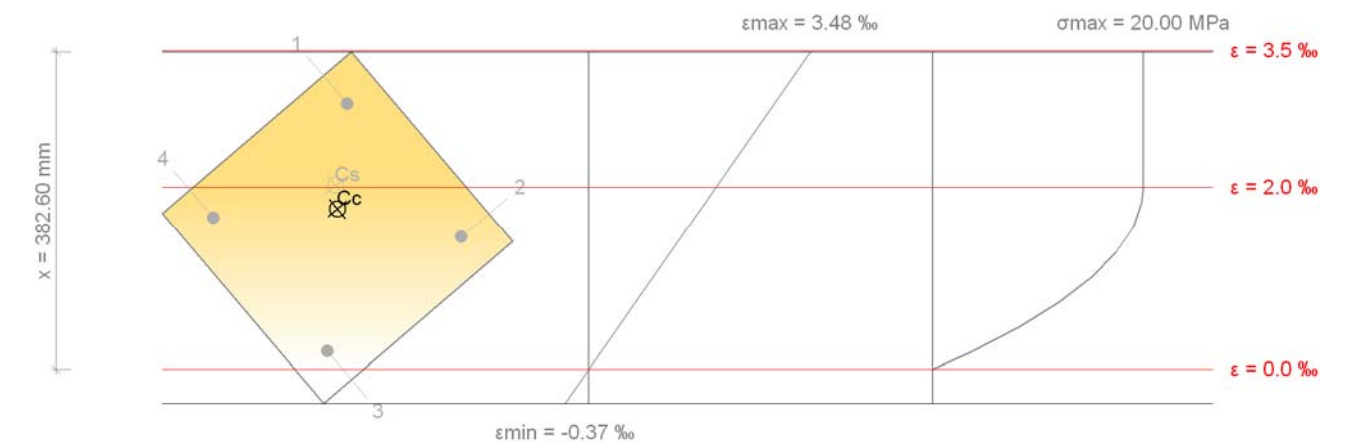
$$\epsilon_{cu} : \frac{0.0035}{\text{MPa}}$$

$$f_{yk} : \frac{500.00}{\text{MPa}}$$

$$\gamma_s : \frac{1.15}{\text{MPa}}$$

- Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø16	-106.00	106.00	+400.00	+0.002918
2	Ø16	106.00	106.00	+289.83	+0.001449
3	Ø16	106.00	-106.00	+39.52	+0.000198
4	Ø16	-106.00	-106.00	+333.27	+0.001666

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	1485.79	-17.08	14.78
Cs	213.65	-40.29	31.63
T	0.00	0.00	0.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : 1699.44 \text{ kN}$$

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

$$M_{Rd,x} : 28.72 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{Rd,y} : -33.99 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

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.

$$C_c : 1485.79 \text{ kN}$$

$$C_s : 213.65 \text{ kN}$$

$$T : 0.00 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : -17.08 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 14.78 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : -40.29 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 31.63 \text{ mm}$$

$$e_T : 0.00 \text{ mm}$$

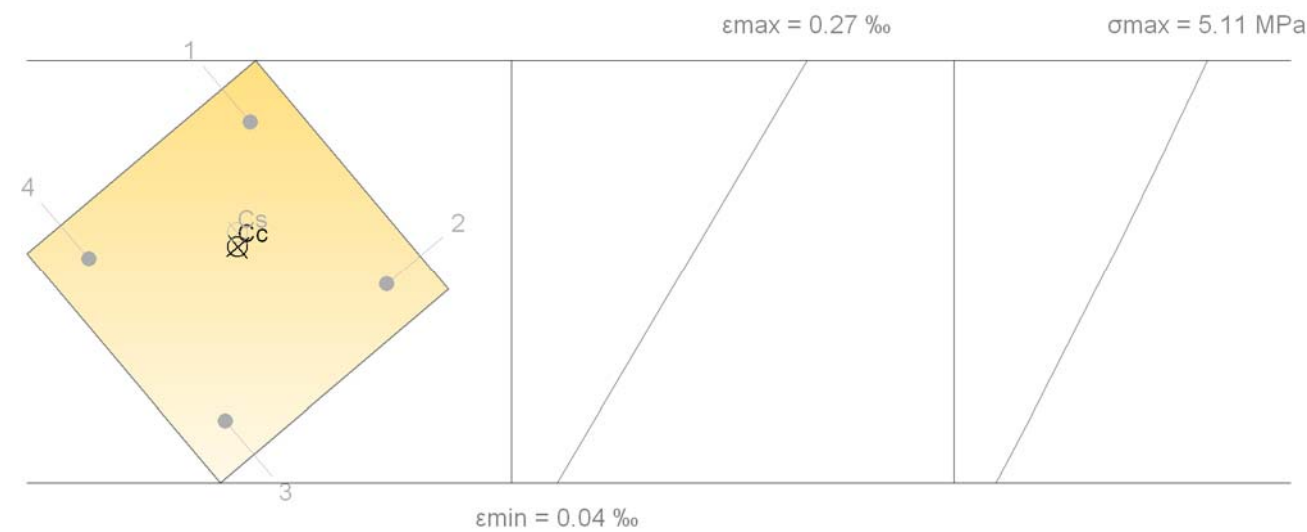
$$\varepsilon_{cmax} : 0.0035$$

$$\varepsilon_{smax} : 0.0000$$

$$\sigma_{cmax} : 20.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : 0.00 \text{ MPa}$$

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ _s (MPa)	ε
1	Ø16	-106.00	106.00	+48.07	+0.000240
2	Ø16	106.00	106.00	+30.30	+0.000152
3	Ø16	106.00	-106.00	+15.29	+0.000076
4	Ø16	-106.00	-106.00	+33.06	+0.000165

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	272.81	-19.09	16.13
Cs	25.48	-29.72	25.12
T	0.00	0.00	0.00

$$N_{ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{ed} : 298.29 \text{ kN}$$

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

$$M_{ed,x} : 5.04 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{ed,y} : -5.97 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

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.

$$C_c : 272.81 \text{ kN}$$

$$C_s : 25.48 \text{ kN}$$

$$T : 0.00 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : -19.09 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 16.13 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : -29.72 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 25.12 \text{ mm}$$

$$e_T : 0.00 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{cmax} : 0.0003$$

$$\varepsilon_{smax} : 0.0000$$

$$\sigma_{cmax} : 5.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : 0.00 \text{ MPa}$$

4.4. Modelado tridimensional de los pilares

En el siguiente apartado se pretende mostrar la disposición de armado de los pilares que representan las diferentes agrupaciones y sobre los que se han efectuado las comprobaciones anteriores.

En la siguiente imagen se muestran los pilares de las Agrupaciones 1, 2 y 3 respectivamente.



Imagen 12. Pilares de las agrupaciones 1, 2 y 3 respectivamente. Fuente: Propia

En la Imagen se muestran de izquierda a derecha: los pilares situados bajo el vaso de la piscina que llegan a la losa de cimentación y están más solicitados, los pilares situados bajo el vaso de la piscina que llegan a la losa de cimentación y están menos solicitados que los anteriores, y los pilares situados bajo el vaso de la piscina que están apeados en el forjado del aparcamiento.



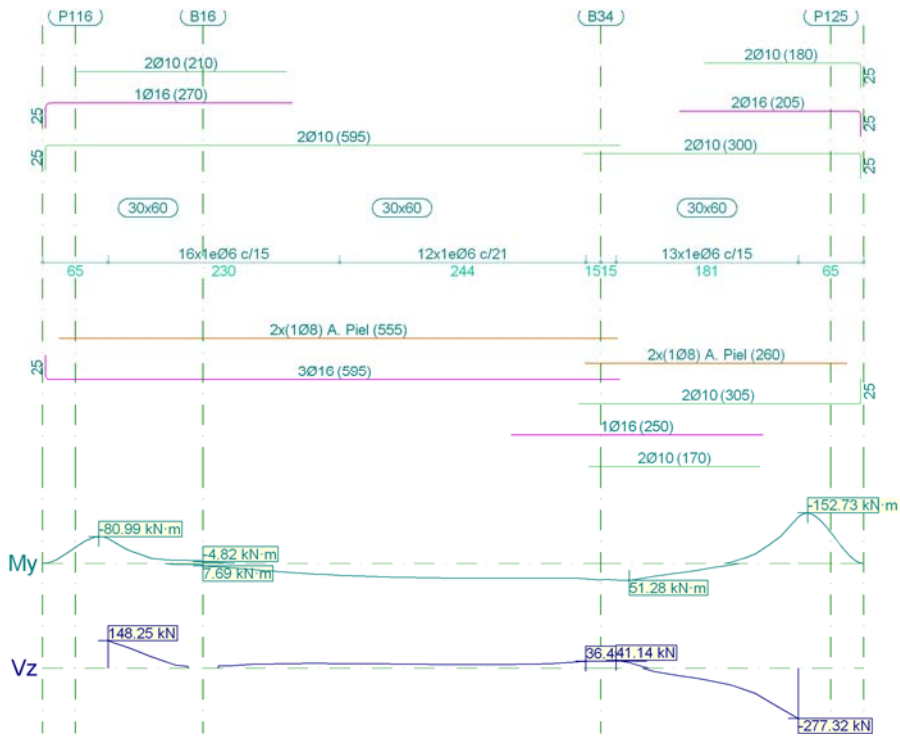
Imagen 13. Pilares influenciados por el vaso de la piscina. Fuente: Propia

5. Comprobaciones y dimensionamiento de vigas

Las vigas dispuestas en este proyecto son necesarias para crear los huecos para el paso de escaleras, todas las vigas dispuestas son planas, es decir, tienen el mismo espesor que el forjado, y se pueden encontrar dos tipologías: vigas dispuestas entre pilares y vigas dispuestas entre vigas o también llamadas brochales.

Puesto que además de ser todas las vigas dispuestas planas, la importancia estructural de las mismas es relativa, ya que solo se utilizan para crear los huecos en los forjados, se muestra a continuación el armado y los esfuerzos de cada una de las vigas dispuestas en el forjado intermedio del aparcamiento. Aplicándose esta misma disposición en el forjado del aparcamiento superior.

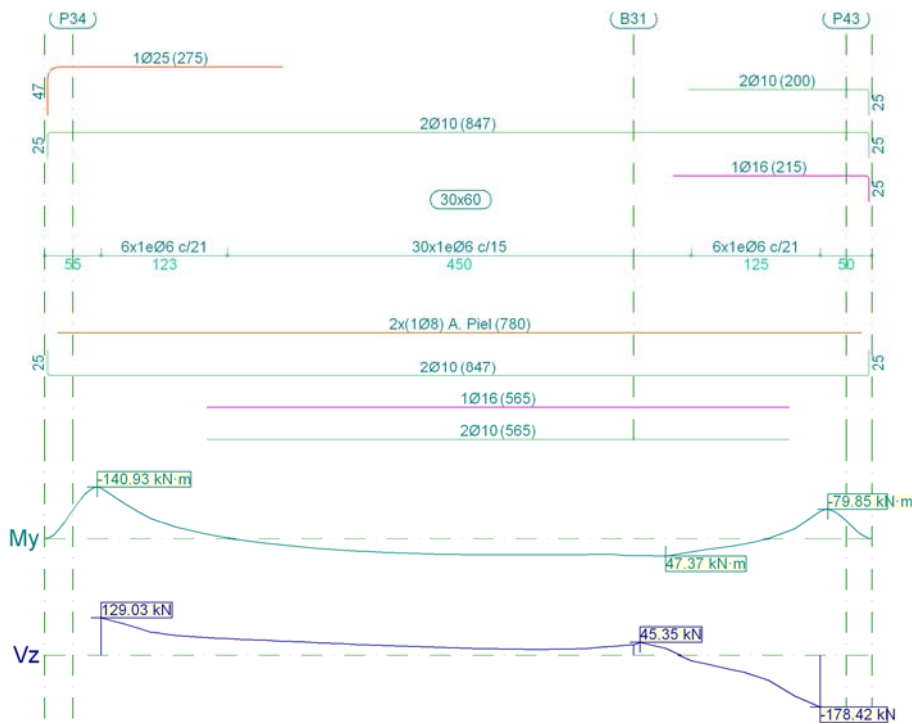
Pórtico 1



Pórtico 1		Tramo: P116-B16			Tramo: B16-B34			Tramo: B34-P125		
Sección		30x60			30x60			30x60		
Zona		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]	-75.36	-29.44	-12.08	-2.84	--	--	--	-2.37	-141.65
	[m]	0.00	0.30	0.55	0.00	--	--	--	1.13	1.81
Momento máx.	[kN·m]	--	--	3.81	35.65	44.51	46.53	51.28	28.23	--
	[m]	--	--	0.79	1.21	2.33	3.65	0.13	0.63	--
Cortante mín.	[kN]	--	--	--	--	--	--	-36.20	-92.57	-277.32
	[m]	--	--	--	--	--	--	0.56	1.13	1.81

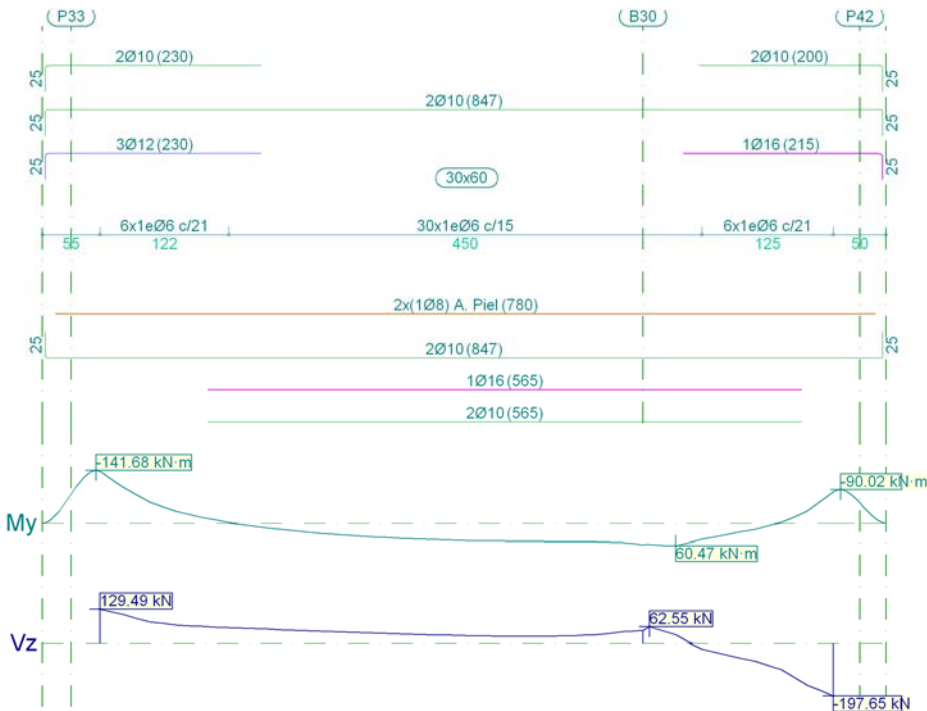
Pórtico 1		Tramo: P116-B16			Tramo: B16-B34			Tramo: B34-P125		
Sección		30x60			30x60			30x60		
Zona		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Cortante máx.	[kN]	148.25	89.75	38.61	23.97	23.23	36.45	41.14	--	--
	[m]	0.00	0.30	0.55	1.08	1.33	3.65	0.00	--	--
Torsor mín.	[kN]	-1.97	--	-5.46	--	--	--	--	--	--
	[m]	0.00	--	0.68	--	--	--	--	--	--
Torsor máx.	[kN]	--	--	--	--	--	--	4.70	--	--
	[m]	--	--	--	--	--	--	0.00	--	--
Área Sup.	[cm²]	5.15	5.15	5.15	5.15	1.57	1.57	1.57	6.25	7.16
	[cm²]	5.04	5.04	5.04	5.04	0.00	0.00	0.41	5.04	6.65
Área Inf.	[cm²]	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	8.04	5.15	5.15	3.76
	[cm²]	0.16	0.32	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04	0.95
Área Transv.	[cm²]	3.77	3.77	3.77	3.77	2.69	2.69	3.77	3.77	3.77
	[m]	0.00	0.00	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	3.18
F. Sobrecarga		0.06 mm, L/107906 (L: 6.85 m)			0.20 mm, L/33831 (L: 6.85 m)			0.15 mm, L/46405 (L: 6.85 m)		
F. Activa		0.22 mm, L/31846 (L: 6.85 m)			0.80 mm, L/8524 (L: 6.85 m)			0.63 mm, L/10946 (L: 6.85 m)		
F. A plazo infinito		0.24 mm, L/28655 (L: 6.85 m)			1.07 mm, L/6386 (L: 6.85 m)			0.84 mm, L/8203 (L: 6.85 m)		

Pórtico 2



Pórtico 2			Tramo: P34-P43		
Sección			30x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]		-138.58	--	-74.62
	x	[m]	0.00	--	6.98
Momento máx.	[kN·m]		28.96	44.79	47.37
	x	[m]	2.23	3.98	5.48
Cortante mín.	[kN]		--	--	-178.42
	x	[m]	--	--	6.98
Cortante máx.	[kN]		129.03	39.89	45.35
	x	[m]	0.00	2.35	5.23
Torsor mín.	[kN]		--	--	-4.37
	x	[m]	--	--	5.23
Torsor máx.	[kN]		9.77	--	--
	x	[m]	0.00	--	--
Área Sup.	[cm²]	Real	6.48	1.57	5.15
		Nec.	6.17	0.00	5.04
Área Inf.	[cm²]	Real	5.15	5.15	5.15
		Nec.	5.04	5.04	5.04
Área Transv.	[cm²/m]	Real	3.77	3.77	3.77
		Nec.	2.66	2.66	2.66
F. Sobrecarga			0.22 mm, L/27613 (L: 6.06 m)		
F. Activa			0.79 mm, L/7638 (L: 6.05 m)		
F. A plazo infinito			0.98 mm, L/6152 (L: 6.03 m)		

Pórtico 3



Pórtico 3			Tramo: P33-P42		
Sección			30x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]		-139.33	--	-84.32
	x	[m]	0.00	--	6.98
Momento máx.	[kN·m]		29.91	49.87	60.47
	x	[m]	2.22	4.60	5.47
Cortante mín.	[kN]		--	--	-197.65
	x	[m]	--	--	6.98
Cortante máx.	[kN]		129.49	43.46	62.55
	x	[m]	0.00	2.35	5.22
Torsor mín.	[kN]		-10.15	--	--
	x	[m]	0.00	--	--
Torsor máx.	[kN]		--	--	4.62
	x	[m]	--	--	5.22
Área Sup.	[cm²]	Real	6.53	1.57	5.15
		Nec.	6.14	0.00	5.04
Área Inf.	[cm²]	Real	5.15	5.15	5.15
		Nec.			

The drawing illustrates the reinforcement layout and internal forces for a beam cross-section. The reinforcement details include:

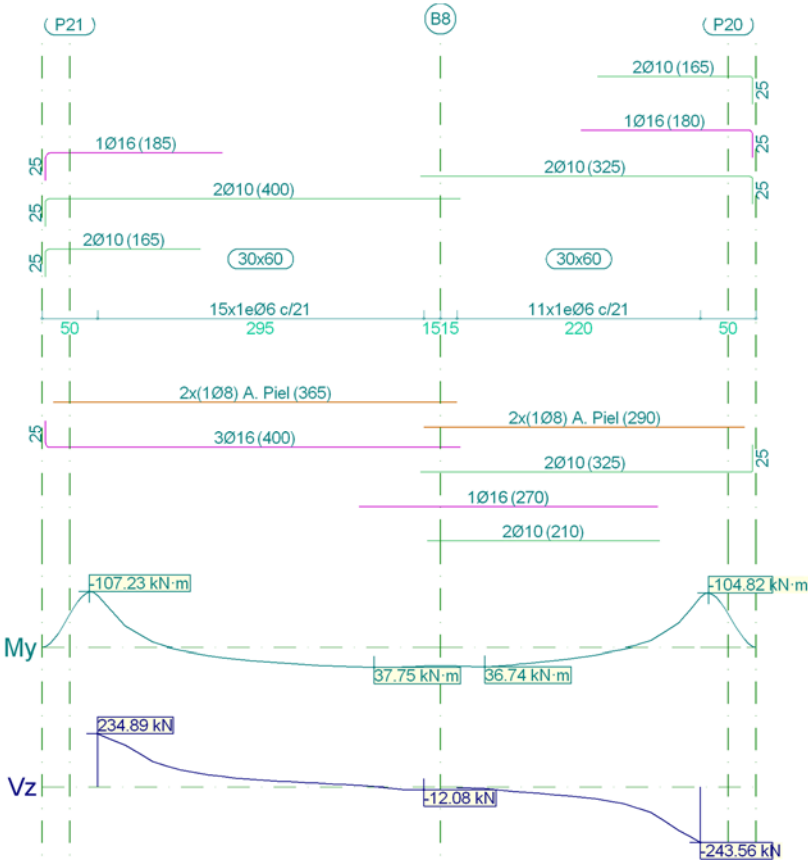
- Top Reinforcement:** 2Ø10 (240) and 1Ø16 (250) at the left end; 2Ø10 (165) and 1Ø16 (175) at the right end.
- Bottom Reinforcement:** 2Ø10 (580) and 3Ø16 (580) at the left end; 2Ø10 (300) and 1Ø16 (180) at the right end.
- Stirrups:** 30x60 at the left end, 30x60 at the right end, and 23x1e06 c/21 (475) in the middle.
- Additional Reinforcement:** 2x(1Ø8) A. Piel (545) and 2x(1Ø8) A. Piel (265) at the bottom.

The internal force diagrams show the following values:

- Bending Moment (My):** 76.57 kN·m (left), 10.19 kN·m (middle), 35.60 kN·m (right), 84.33 kN·m (far right).
- Shear Force (Vz):** 152.05 kN (left), 40.09 kN (middle), 10.17 kN (right), 174.50 kN (far right).

Pórtico 6

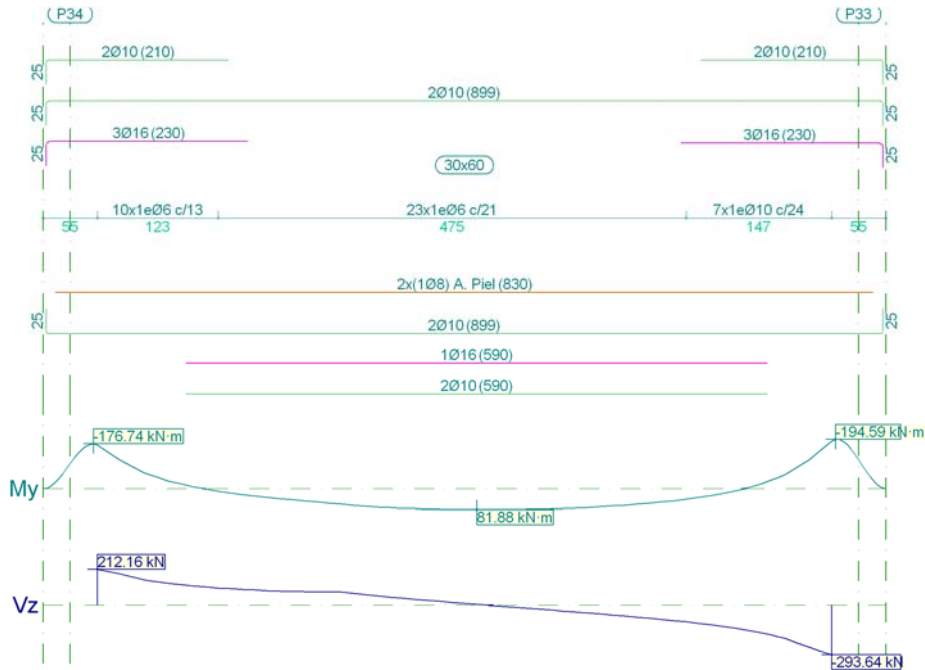
Pórtico 5			Tramo: P92-B7			Tramo: B7-B35			Tramo: B35-P101		
Sección			30x60			30x60			30x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]		-72.62	-34.62	-22.44	-4.30	--	--	--	--	-79.50
	x	[m]	0.00	0.25	0.50	0.00	--	--	--	--	1.95
Momento máx.	[kN·m]		--	--	--	23.50	34.41	35.29	35.36	17.01	--
	x	[m]	--	--	--	1.13	2.38	2.88	0.00	0.70	--
Cortante mín.	[kN]		--	--	--	--	--	--	-25.83	-55.00	-174.50
	x	[m]	--	--	--	--	--	--	0.57	1.20	1.95
Cortante máx.	[kN]		152.05	111.96	61.15	40.09	24.85	10.43	10.17	--	--
	x	[m]	0.00	0.25	0.50	0.00	1.26	2.51	0.00	--	--
Torsor mín.	[kN]		-2.31	-2.31	-2.54	--	--	--	--	--	--
x	[m]		0.00	0.25	0.50	--	--	--	--	--	--
Torsor máx.	[kN]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
	x	[m]	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm²]	Re al	5.15	5.15	5.15	5.15	1.57	1.57	1.57	3.31	5.15
		Ne c.	5.04	5.04	5.04	5.04	0.00	0.00	0.00	1.47	5.04
Área Inf.	[cm²]	Re al	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	5.15	5.15	3.90
		Ne c.	0.00	0.00	0.00	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04	0.57
Área Transv.	[cm² /m]	Re al	2.69	2.69	2.69	2.69	2.69	2.69	2.69	2.69	2.69
		Ne c.	0.00	0.00	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66
F. Sobrecarga			0.02 mm, L/359880 (L: 7.00 m)			0.16 mm, L/44681 (L: 7.00 m)			0.13 mm, L/53773 (L: 7.00 m)		
F. Activa			0.08 mm, L/90384 (L: 7.00 m)			0.59 mm, L/11862 (L: 7.00 m)			0.48 mm, L/14578 (L: 7.00 m)		
F. A plazo infinito			0.10 mm, L/70881 (L: 7.00 m)			0.79 mm, L/8897 (L: 7.00 m)			0.62 mm, L/11265 (L: 7.00 m)		



Pórtico 6		Tramo: P21-B8			Tramo: B8-P20		
Sección		30x60			30x60		
Zona		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]	-100.48	--	--	--	--	-97.44
	x [m]	0.00	--	--	--	--	2.20
Momento máx.	[kN·m]	10.76	32.16	37.75	36.74	27.70	3.90
	x [m]	0.87	1.87	2.50	0.25	0.75	1.50
Cortante mín.	[kN]	--	--	-12.08	-22.61	-61.82	-243.56
	x [m]	--	--	2.95	0.62	1.37	2.20
Cortante máx.	[kN]	234.89	53.93	17.40	--	--	--
	x [m]	0.00	1.00	2.00	--	--	--
Torsor mín.	[kN]	--	--	-1.82	--	--	--
	x [m]	--	--	2.75	--	--	--

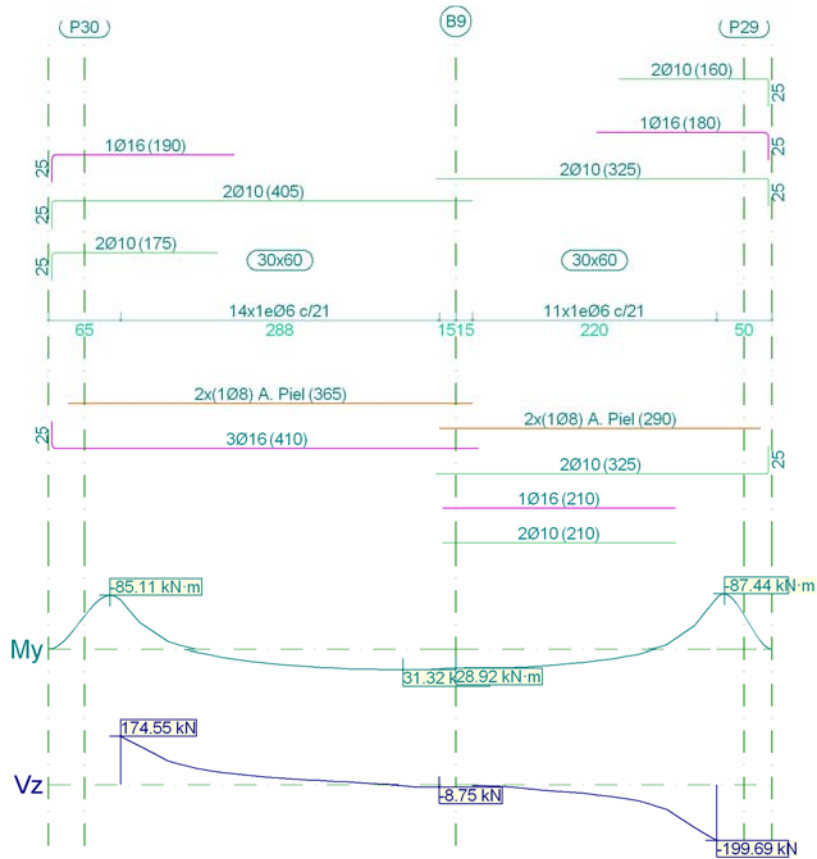
Pórtico 6			Tramo: P21-B8			Tramo: B8-P20		
Sección			30x60			30x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Torsor máx.	[kN]		--	--	--	--	--	2.79
	x	[m]	--	--	--	--	--	2.00
Área Sup.	[cm²]	Real	5.15	2.03	1.57	1.57	2.93	5.15
		Nec	5.04	0.42	0.00	0.00	1.25	5.04
Área Inf.	[cm²]	Real	6.03	6.03	8.04	5.15	5.15	4.72
		Nec	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04
Área Transv.	[cm²/m]	Real	2.69	2.69	2.69	2.69	2.69	2.69
		Nec	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66
F. Sobrecarga			0.12 mm, L/45054 (L: 5.45 m)			0.11 mm, L/47591 (L: 5.45 m)		
F. Activa			0.44 mm, L/12309 (L: 5.45 m)			0.42 mm, L/13030 (L: 5.45 m)		
F. A plazo infinito			0.56 mm, L/9698 (L: 5.45 m)			0.53 mm, L/10284 (L: 5.45 m)		

Pórtico 7



Pórtico 7			Tramo: P34-P33		
Sección			30x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]		-172.06	--	-187.37
	x	[m]	0.00	--	7.45
Momento máx.	[kN·m]		59.97	81.88	72.13
	x	[m]	2.48	3.85	4.98
Cortante mín.	[kN]		--	-39.87	-293.64
	x	[m]	--	4.85	7.45
Cortante máx.	[kN]		212.16	70.39	--
	x	[m]	0.00	2.60	--
Torsor mín.	[kN]		-11.52	--	--
	x	[m]	0.00	--	--
Torsor máx.	[kN]		--	--	10.67
	x	[m]	--	--	7.23
Área Sup.	[cm²]	Re al	9.17	1.57	9.17
		Ne c.	7.75	0.00	8.64
Área Inf.	[cm²]	Re al	5.15	5.15	5.15
		Ne c.	5.04	5.04	5.04
Área Transv.	[cm² /m]	Re al	4.35	2.69	6.55
		Ne c.	3.81	2.66	5.85
F. Sobrecarga			0.29 mm, L/24625 (L: 7.17 m)		
F. Activa			1.69 mm, L/4275 (L: 7.23 m)		
F. A plazo infinito			2.76 mm, L/2638 (L: 7.27 m)		

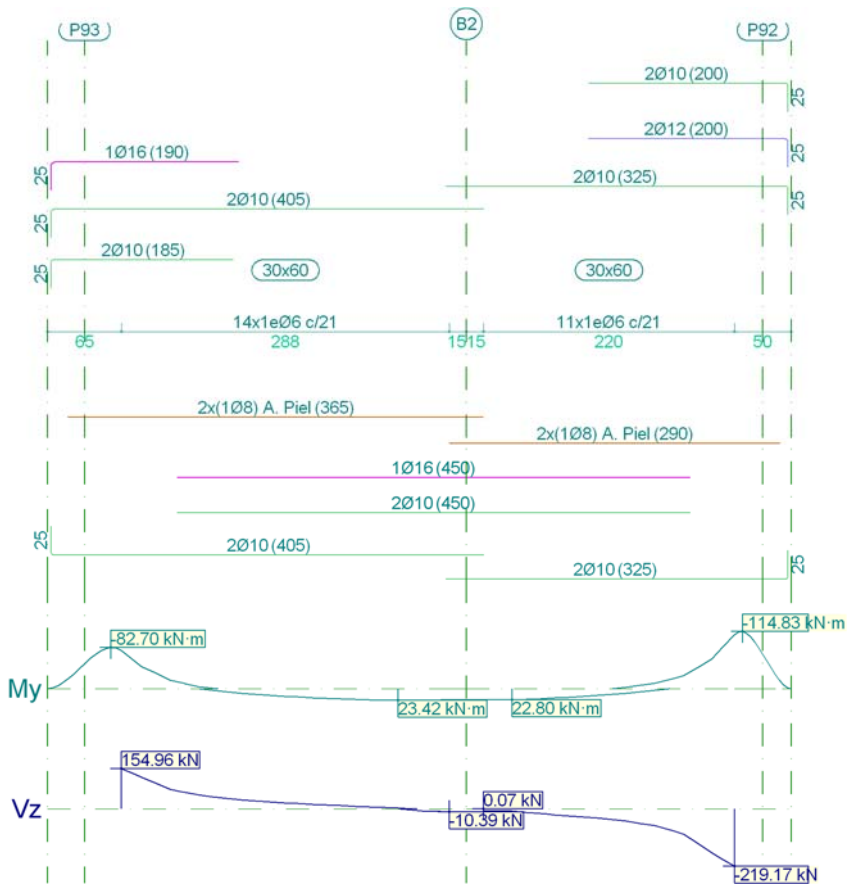
Pórtico 8



Pórtico 8			Tramo: P30-B9			Tramo: B9-P29		
Sección			30x60			30x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]		-77.50	--	--	--	--	-81.47
	x [m]		0.00	--	--	--	--	2.20
Momento máx.	[kN·m]		11.84	27.24	31.32	28.27	23.51	6.33
	x [m]		0.92	1.80	2.55	0.25	0.75	1.50
Cortante mín.	[kN]		--	--	-8.75	-17.73	-48.89	-199.69
	x [m]		--	--	2.88	0.62	1.37	2.20
Cortante máx.	[kN]		174.55	39.19	13.43	--	--	--
	x [m]		0.00	1.05	1.92	--	--	--
Torsor mín.	[kN]		--	--	--	--	--	-1.84
	x [m]		--	--	--	--	--	2.00
Torsor máx.	[kN]		1.71	--	--	--	--	--
	x [m]		0.00	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm²]	Re al	5.15	1.57	1.57	1.57	2.71	5.15

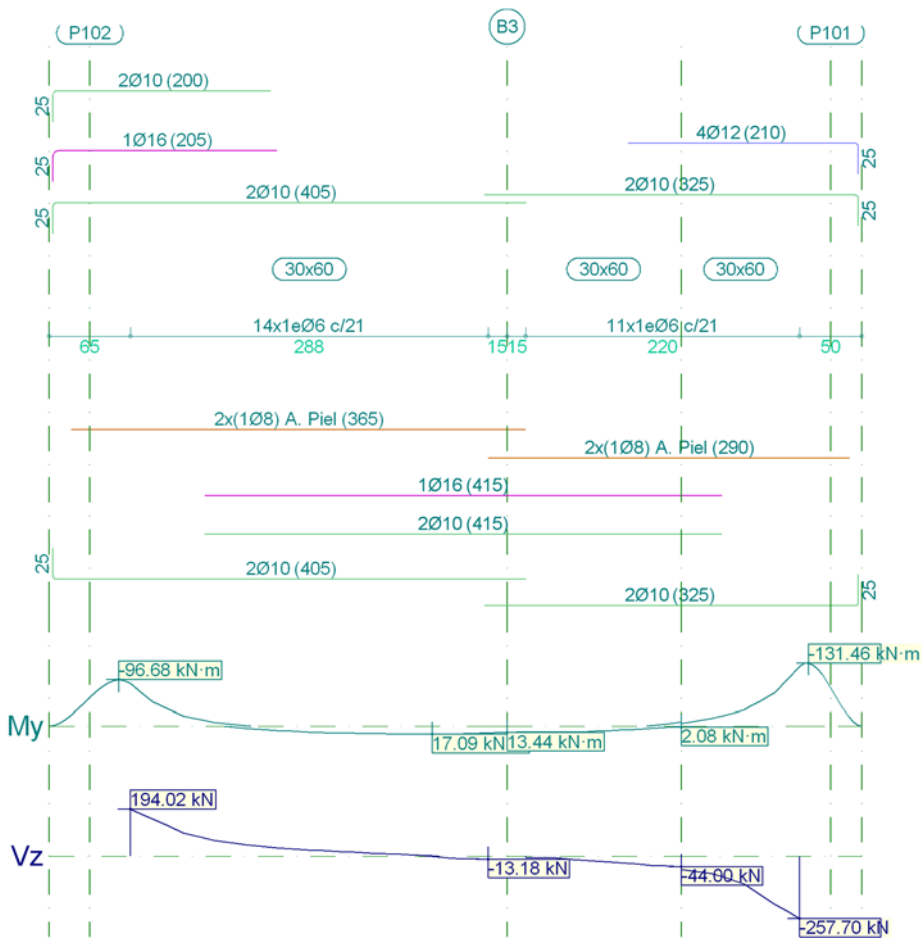
Pórtico 8			Tramo: P30-B9			Tramo: B9-P29		
Sección			30x60			30x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Área Inf.	[cm²]	Ne c.	5.04	0.24	0.00	0.00	0.94	5.04
		Re al	6.03	6.03	6.03	5.15	5.15	4.81
		Ne c.	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04
Área Transv.	[cm² /m]	Re al	2.69	2.69	2.69	2.69	2.69	2.69
		Ne c.	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66
		F. Sobrecarga			0.08 mm, L/63681 (L: 5.38 m)			0.08 mm, L/67574 (L: 5.38 m)
F. Activa			0.30 mm, L/17629 (L: 5.38 m)			0.29 mm, L/18689 (L: 5.38 m)		
F. A plazo infinito			0.41 mm, L/13091 (L: 5.38 m)			0.39 mm, L/13840 (L: 5.38 m)		

Pórtico 9



Pórtico 9		Tramo: P93-B2			Tramo: B2-P92		
Sección		30x60			30x60		
Zona		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]	-76.36	--	--	--	-6.86	-109.39
	x [m]	0.00	--	--	--	1.37	2.20
Momento máx.	[kN·m]	6.46	19.59	23.42	22.80	17.35	3.62
	x [m]	0.93	1.80	2.43	0.25	0.75	1.50
Cortante mín.	[kN]	--	--	-10.39	-21.48	-54.34	-219.17
	x [m]	--	--	2.88	0.62	1.37	2.20
Cortante máx.	[kN]	154.96	36.30	13.88	0.07	--	--
	x [m]	0.00	1.05	1.93	0.00	--	--
Torsor mín.	[kN]	--	--	--	--	--	--
	x [m]	--	--	--	--	--	--
Torsor máx.	[kN]	--	--	--	--	--	2.20
	x [m]	--	--	--	--	--	2.00
Área Sup.	Re al [cm²]	5.15	1.57	1.57	1.57	5.40	5.40
	Ne c.	5.04	0.44	0.00	0.00	5.04	5.04
Área Inf.	Re al [cm²]	5.15	5.15	5.15	5.15	5.15	4.71
	Ne c.	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04
Área Transv.	Re al [cm² /m]	2.69	2.69	2.69	2.69	2.69	2.69
	Ne c.	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66
F. Sobrecarga		0.02 mm, L/326191 (L: 5.38 m)			0.03 mm, L/183949 (L: 5.38 m)		
F. Activa		0.17 mm, L/30783 (L: 5.38 m)			0.17 mm, L/32236 (L: 5.38 m)		
F. A plazo infinito		0.32 mm, L/16778 (L: 5.38 m)			0.30 mm, L/17769 (L: 5.38 m)		

Pórtico 10



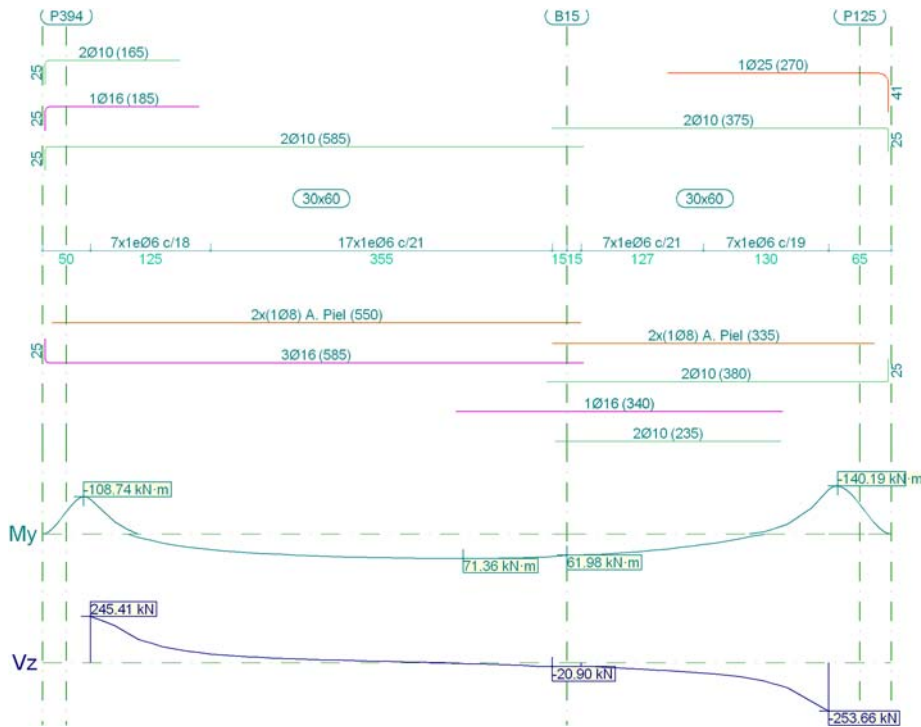
Pórtico 10		Tramo: P102-B3			Tramo: B3->			Tramo: <-P101		
Sección		30x60			30x60			30x60		
Zona		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]	-88.34	--	--	--	--	-8.20	-16.56	-51.47	-124.86
	x [m]	0.00	--	--	--	--	1.25	0.25	0.62	0.95
Momento máx.	[kN·m]	4.42	15.06	17.09	12.96	11.00	6.84	2.08	--	--
	x [m]	0.93	1.80	2.43	0.25	0.50	0.87	0.00	--	--
Cortante mín.	[kN]	--	--	-13.18	-12.97	-27.28	-44.00	-72.11	-157.06	-257.70
	x [m]	--	--	2.88	0.37	0.75	1.25	0.25	0.62	0.95
Cortante máx.	[kN]	194.02	40.71	12.95	--	--	--	--	--	--
	x [m]	0.00	1.05	1.93	--	--	--	--	--	--
Torsor mín.	[kN]	--	--	--	--	--	--	--	--	-2.44
	x [m]	--	--	--	--	--	--	--	--	0.75

Pórtico 11			Tramo: P393->			Tramo: <-B14			Tramo: B14-P116		
Sección			30x60			30x60			30x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]		-112.72	--	--	--	--	--	--	--	-129.41
	x [m]		0.00	--	--	--	--	--	--	--	2.57
Momento máx.	[kN·m]		--	31.03	47.06	65.28	73.29	76.46	69.92	47.46	4.61
	x [m]		--	0.88	1.35	1.15	2.28	3.15	0.00	0.90	1.77
Cortante mín.	[kN]		--	--	--	--	--	-20.79	-41.41	-75.67	-248.24
	x [m]		--	--	--	--	--	3.45	0.77	1.65	2.57
Cortante máx.	[kN]		259.40	131.29	64.64	43.03	14.54	2.72	--	--	--
	x [m]		0.00	0.50	1.00	0.00	1.28	2.40	--	--	--
Torsor mín.	[kN]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
x	[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
Torsor máx.	[kN]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
x	[m]		--	--	--	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm²]	Re al	5.66	5.66	2.26	2.26	1.57	1.57	1.57	3.38	6.38
		Ne c.	5.18	5.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.32	6.04
Área Inf.	[cm²]	Re al	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	8.04	5.15	5.15	4.77
		Ne c.	1.31	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04
Área Transv.	[cm² /m]	Re al	3.53	3.53	3.53	3.53	2.69	2.69	2.69	2.98	2.98
		Ne c.	0.00	3.12	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66
F. Sobrecarga			0.37 mm, L/20911 (L: 7.68 m)			0.73 mm, L/10543 (L: 7.68 m)			0.64 mm, L/12072 (L: 7.68 m)		
F. Activa			1.45 mm, L/5279 (L: 7.68 m)			2.78 mm, L/2758 (L: 7.68 m)			2.38 mm, L/3219 (L: 7.68 m)		
F. A plazo infinito			1.97 mm, L/3897 (L: 7.68 m)			3.67 mm, L/2090 (L: 7.68 m)			3.09 mm, L/2484 (L: 7.68 m)		

The diagram illustrates a beam structure with the following details:

- Supports:** P393 (left), B14 (middle), P116 (right).
- Dimensions and Spacing:**
 - Span 1: 3012 (170)
 - Span 2: 2012 (250)
 - Span 3: 2010 (390)
 - Span 4: 2010 (375)
 - Span 5: 2016 (205)
 - Span 6: 1010 (180)
- Reinforcement:**
 - 30x60 (circled)
 - 9x1e06 c/16
 - 17x1e06 c/21
 - 7x1e06 c/21
 - 7x1e06 c/19
- Other Labels:**
 - 2x(108) A. Piel (190)
 - 2x(108) A. Piel (390)
 - 2x(108) A. Piel (335)
 - 3016 (250)
 - 3016 (420)
 - 1016 (305)
 - 2010 (380)
 - 2010 (235)
- Internal Force Diagrams:**
 - My (kN·m):** Shows a negative moment of -120.09 kN·m at the left support, a positive moment of 76.46 kN·m at the middle support, and a negative moment of -139.18 kN·m at the right support.
 - Vz (kN):** Shows a reaction of 259.40 kN at the left support, a reaction of 43.03 kN at the middle support, and a reaction of -248.24 kN at the right support.

Pórtico 12



Pórtico 12			Tramo: P394-B15			Tramo: B15-P125		
Sección			30x60			30x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Área Inf.	[cm²]	Real	6.03	6.03	8.04	5.15	5.15	4.77
		Nec	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04
Área Transv.	[cm²/m]	Real	3.14	2.69	2.69	2.69	2.98	2.98
		Nec	2.79	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66
F. Sobrecarga			0.71 mm, L/10828 (L: 7.68 m)			0.60 mm, L/12791 (L: 7.68 m)		
F. Activa			2.56 mm, L/2996 (L: 7.68 m)			2.14 mm, L/3586 (L: 7.68 m)		
F. A plazo infinito			3.41 mm, L/2251 (L: 7.68 m)			2.80 mm, L/2739 (L: 7.68 m)		

6. Comprobaciones y dimensionamiento de escaleras

El aparcamiento dispone de cuatro salidas con escalera, una de ellas situada dentro de un vestíbulo de independencia y de tamaño superior a las demás.

El dimensionado de escaleras se ha realizado mediante el programa CYPE 2015 y a continuación se muestra la situación de las diferentes escaleras de las que está dotado el aparcamiento.

Las escaleras se dividen en dos tramos, el primero que empieza en el sótano 2 y termina en el sótano 1, y el segundo tramos que empieza en el sótano 1 y termina en la calle. Cada tramo de escalera salva un desnivel de 3,5 metros y la anchura es variable dependiendo del tipo de escalera.

Existen dos tipos de escalera diferente, las escaleras a las que se accede a través del vestíbulo de independencia y que proporcionan acceso directo a la piscina desde el aparcamiento, y las escaleras que permiten la salida a la calle.

A continuación, se muestran los dos tipos de escaleras mencionados:

Pórtico 12			Tramo: P394-B15			Tramo: B15-P125		
Sección			30x60			30x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]		-101.48	--	--	--	--	-130.09
	x	[m]	0.00	--	--	--	--	2.57
Momento máx.	[kN·m]		51.23	69.50	71.36	60.84	43.14	6.59
	x	[m]	1.50	3.13	3.88	0.00	0.90	1.77
Cortante mín.	[kN]		--	--	-20.90	-37.26	-72.58	-253.66
	x	[m]	--	--	4.80	0.77	1.65	2.57
Cortante máx.	[kN]		245.41	33.12	5.18	--	--	--
	x	[m]	0.00	1.63	3.25	--	--	--
Torsor mín.	[kN]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]	--	--	--	--	--	--
Torsor máx.	[kN]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]	--	--	--	--	--	--
Área Sup.	[cm²]	Real	5.15	1.57	1.57	1.57	4.79	6.48
		Nec	5.04	0.00	0.00	0.00	1.23	6.13

6.1. Escalera con acceso mediante vestíbulo

Geometría

- Ámbito: 2.500 m
- Huella: 0.300 m
- Contrahuella: 0.175 m
- Peldaño: Hormigonado con la losa

Cargas

- Peso propio: 4.66 kN/m²
- Peldaño: 1.85 kN/m²
- Barandillas: 1.00 kN/m
- Solado: 1.00 kN/m²
- Sobrecarga de uso: 5.00 kN/m²

Resultados de armadura y reacciones

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø10c/20	Ø16c/20
B-B	Longitudinal	Ø10c/20	Ø16c/20
C-C	Longitudinal	Ø10c/20	Ø16c/20
D-D	Transversal	Ø8c/20	Ø8c/20
E-E	Transversal	Ø8c/20	Ø8c/20

Reacciones (kN/m)			
Posición	Peso propio	Cargas muertas	Sobrecarga de uso
Arranque	17.7	10.9	17.2
Meseta	40.9	3.7	9.0
Entrega	17.6	10.9	17.1

A continuación, se muestra una imagen de la disposición de la escalera:

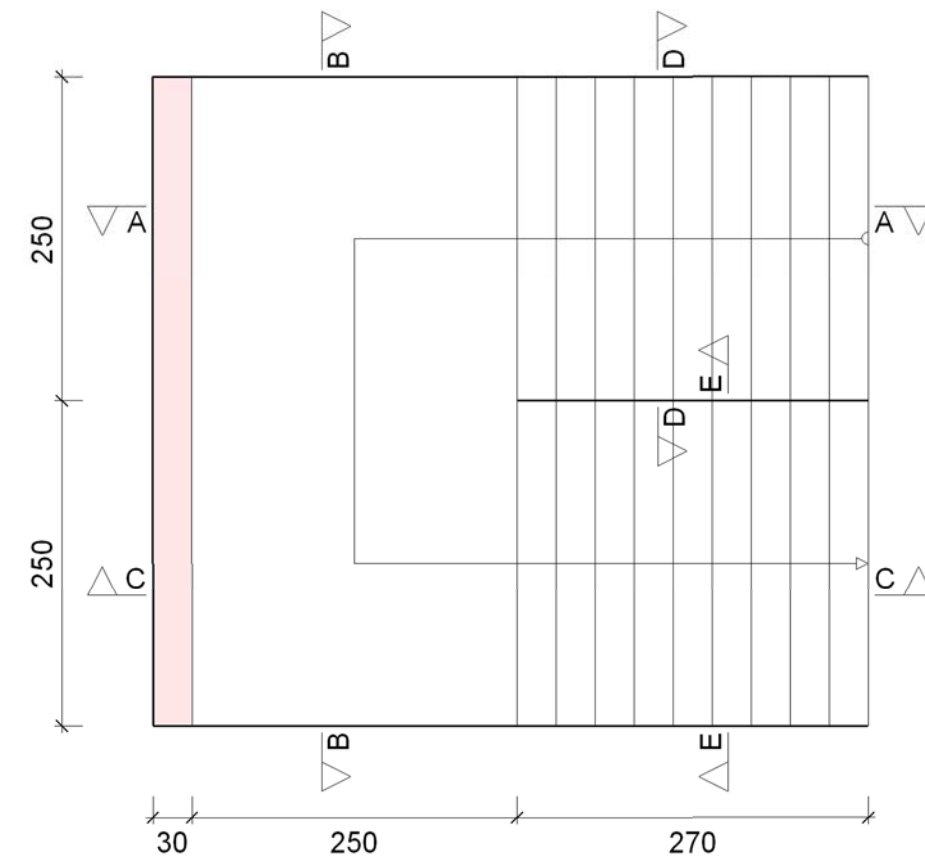


Imagen 14. Escalera con acceso mediante vestíbulo de independencia. Fuente: Propia

6.2. Escaleras de salida a la calle

Geometría

- Ámbito: 1.200 m
- Huella: 0.300 m
- Contrahuella: 0.175 m
- Peldaño: Hormigonado con la losa

Cargas

- Peso propio: 3.68 kN/m²
- Peldaño: 1.85 kN/m²
- Barandillas: 1.00 kN/m
- Solado: 1.00 kN/m²
- Sobrecarga de uso: 5.00 kN/m²

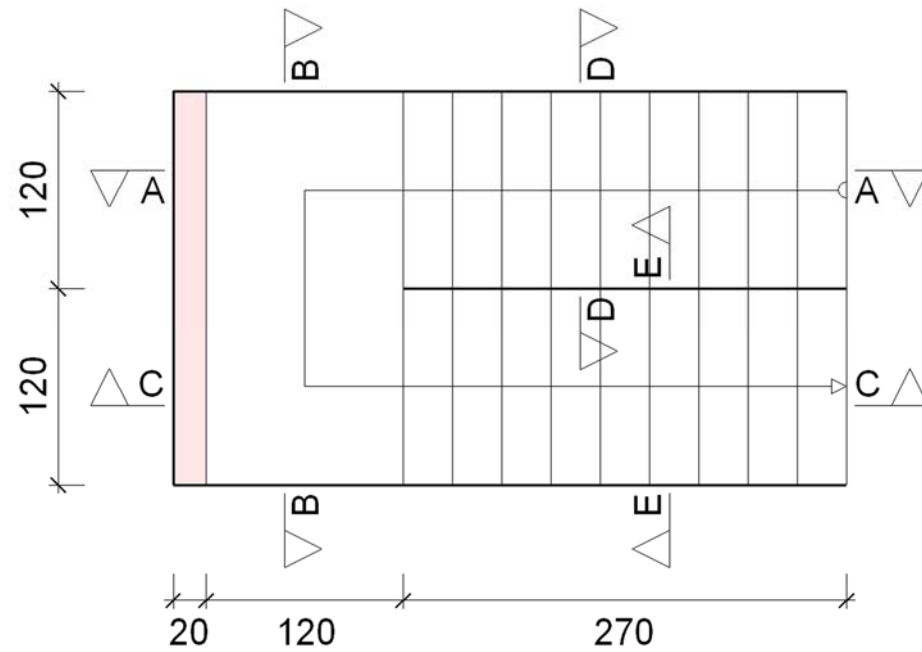


Imagen 15. Escaleras de salida a la calle desde el aparcamiento. Fuente: Propia

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø8c/20	Ø10c/10
B-B	Longitudinal	Ø8c/20	Ø10c/10
C-C	Longitudinal	Ø8c/20	Ø10c/10
D-D	Transversal	Ø8c/20	Ø8c/20
E-E	Transversal	Ø8c/20	Ø8c/20

Reacciones (kN/m)			
Posición	Peso propio	Cargas muertas	Sobrecarga de uso
Arranque	9.5	9.3	11.5
Meseta	13.0	5.4	8.1
Entrega	9.6	9.4	11.5

7. Comprobaciones y dimensionamiento de los forjados del aparcamiento

Los forjados del aparcamiento tienen ambos unas dimensiones de 110 x 76 metros, un espesor de 0,6 metros y también se disponen tres huecos para el paso de escaleras en las mismas posiciones en los dos forjados, pero, la armadura dispuesta en ambos no coincide, aunque si es similar.

El forjado superior, cuyo techo conecta con la estructura de la piscina cubierta ha sido necesario disponer armaduras de punzonamiento en los pilares de graderío.

En cambio, en el forjado intermedio de sótanos, donde se apean los pilares situados bajo el vaso de la piscina se ha decidido macizar toda la superficie para evitar problemas de punzonamiento y deformaciones excesivas provocadas por el peso del agua de la piscina.

7.1. Comprobaciones de punzonamiento del forjado superior

Cálculo de los perímetros de punzonamiento	
	Perímetro del soporte (P81)
	u ₀ : 2600 mm
	Perímetro crítico
	u ₁ : 9693 mm
	x _G : 60000 mm
	y _G : 0 mm
	W _{1x} : 94997.3 cm ²
	W _{1y} : 94997.3 cm ²
	Perímetro de la armadura de refuerzo
	u _{n,ef} : 15073 mm
	x _G : 60000 mm
	y _G : 0 mm
	W _{n,ef,x} : 273454.4 cm ²
	W _{n,ef,y} : 273454.4 cm ²

2.- COMPROBACIONES

2.1.- Perímetro del soporte (P81)

2.1.1.- Zona adyacente al soporte o carga (Situaciones persistentes)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+Aguapiscina+1.5·Qa+0.75·N.

Se debe satisfacer:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd,max}$$

$$2.32 \text{ N/mm}^2 \leq 6.00 \text{ N/mm}^2 \checkmark$$

Donde:

τ_{sd} : Tensión tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico.

$$\tau_{sd} : 2.32 \text{ N/mm}^2$$

$\tau_{rd,max}$: Tensión máxima resistente a punzonamiento en el perímetro crítico.

$$\tau_{rd,max} : 6.00 \text{ N/mm}^2$$

La tensión tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico se obtiene mediante la siguiente expresión (EHE-08, 46.4.3):

$$\tau_{sd} = \frac{|\beta \cdot F_{sd}|}{u_0 \cdot d}$$

Donde:

F_{sd}: Esfuerzo de punzonamiento de cálculo.

β: Coeficiente que tiene en cuenta los efectos de la excentricidad de la carga. Según EHE-08, comentarios al artículo 46.3, alternativamente puede utilizarse cualquier procedimiento que permita una evaluación más precisa de τ_{sd} , como el indicado en UNE-EN 1992-1-1:2010, 6.4.3.

$$\beta = 1 + k_x \cdot \frac{|M_{xd}|}{|F_{sd}|} \cdot \frac{u_1}{W_{1x}} + k_y \cdot \frac{|M_{yd}|}{|F_{sd}|} \cdot \frac{u_1}{W_{1y}}$$

k_x: Coeficiente que depende de la relación entre las dimensiones c_y (dimensión en la dirección del eje y) y c_x (dimensión en la dirección del eje x) del pilar (UNE-EN 1992-1-1:2010, Tabla 6.1).

k_y: Coeficiente que depende de la relación entre las dimensiones c_x (dimensión en la dirección del eje x) y c_y (dimensión en la dirección del eje y) del pilar (UNE-EN 1992-1-1:2010, Tabla 6.1).

M_{xd}: Momento de cálculo alrededor del eje x, respecto al centro de gravedad del perímetro crítico u_1 .

M_{yd}: Momento de cálculo alrededor del eje y, respecto al centro de gravedad del perímetro crítico u_1 .

M_{xdp}: Momento de cálculo alrededor del eje x, respecto al centro de gravedad del pilar.

M_{ydp}: Momento de cálculo alrededor del eje y, respecto al centro de gravedad del pilar.

u₁: Perímetro crítico de punzonamiento (EHE-08, 46.2).

$$W_{1x} = \int_0^{u_1} |e_y| \cdot dl$$

dl: Elemento diferencial de longitud del perímetro crítico.

e_y: Distancia desde dl hasta el eje alrededor del cual actúa el momento M_{xd} .

$$W_{1y} = \int_0^{u_1} |e_x| \cdot dl$$

$$\tau_{sd} : \underline{2.32} \text{ N/mm}^2$$

$$F_{sd} : \underline{3373.74} \text{ kN}$$

$$\beta : \underline{1.01}$$

$$k_x : \underline{0.60}$$

$$k_y : \underline{0.60}$$

$$M_{xd} : \underline{-34.80} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{yd} : \underline{25.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{xdp} : \underline{-34.80} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ydp} : \underline{25.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$u_1 : \underline{9693} \text{ mm}$$

$$W_{1x} : \underline{94997.3} \text{ cm}^2$$

$$W_{1y} : \underline{94997.3} \text{ cm}^2$$

e_x: Distancia desde dl hasta el eje alrededor del cual actúa el momento M_{yd} .

u₀: Perímetro crítico de comprobación de la zona adyacente al soporte o carga (EHE-08, 46.4.3).

$$u_0 : \underline{2600} \text{ mm}$$

d: Canto útil de la losa.

$$d : \underline{565} \text{ mm}$$

La tensión máxima resistente a punzonamiento en el perímetro crítico se obtiene mediante la siguiente expresión (EHE-08, 46.4.3):

$$\tau_{rd,max} = 0.5 \cdot f_{td}$$

$$\tau_{rd,max} : \underline{6.00} \text{ N/mm}^2$$

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{12.00} \text{ N/mm}^2$$

$$f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

Donde:

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

$$f_{ck} : \underline{30.00} \text{ N/mm}^2$$

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

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ N/mm}^2$$

2.2.- Perímetro crítico (P81)

2.2.1.- Zona con armadura transversal de punzonamiento (Situaciones persistentes)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+Aguapiscina+1.5·Qa.

Se debe satisfacer:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd,cs}$$

$$0.62 \text{ N/mm}^2 \leq 0.62 \text{ N/mm}^2 \checkmark$$

Donde:

τ_{sd}: Tensión tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico.

$$\tau_{sd} : \underline{0.62} \text{ N/mm}^2$$

τ_{rd,cs}: Tensión máxima resistente de una losa con armadura de punzonamiento en el perímetro crítico.

$$\tau_{rd,cs} : \underline{0.62} \text{ N/mm}^2$$

La tensión tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico se obtiene mediante la siguiente expresión (EHE-08, 46.3):

$$\tau_{sd} = \frac{|\beta \cdot F_{sd}|}{u_1 \cdot d}$$

$$\tau_{sd} : \underline{0.62} \text{ N/mm}^2$$

Donde:

F_{sd}: Esfuerzo de punzonamiento de cálculo.

F_{sd} : 3346.28 kN

β: Coeficiente que tiene en cuenta los efectos de la excentricidad de la carga. Según EHE-08, comentarios al artículo 46.3, alternativamente puede utilizarse cualquier procedimiento que permita una evaluación más precisa de τ_{sd} , como el indicado en UNE-EN 1992-1-1:2010, 6.4.3.

β : 1.01

$$\beta = 1 + k_x \cdot \frac{|M_{xd}|}{|F_{sd}|} \cdot \frac{u_1}{W_{1x}} + k_y \cdot \frac{|M_{yd}|}{|F_{sd}|} \cdot \frac{u_1}{W_{1y}}$$

k_x: Coeficiente que depende de la relación entre las dimensiones c_y (dimensión en la dirección del eje y) y c_x (dimensión en la dirección del eje x) del pilar (UNE-EN 1992-1-1:2010, Tabla 6.1).

k_x : 0.60

k_y: Coeficiente que depende de la relación entre las dimensiones c_x (dimensión en la dirección del eje x) y c_y (dimensión en la dirección del eje y) del pilar (UNE-EN 1992-1-1:2010, Tabla 6.1).

k_y : 0.60

M_{xd}: Momento de cálculo alrededor del eje x, respecto al centro de gravedad del perímetro crítico u_1 .

M_{xd} : -34.97 kN·m

M_{yd}: Momento de cálculo alrededor del eje y, respecto al centro de gravedad del perímetro crítico u_1 .

M_{yd} : 25.34 kN·m

M_{xdp}: Momento de cálculo alrededor del eje x, respecto al centro de gravedad del pilar.

M_{xdp} : -34.97 kN·m

M_{ydp}: Momento de cálculo alrededor del eje y, respecto al centro de gravedad del pilar.

M_{ydp} : 25.34 kN·m

u₁: Perímetro crítico de punzonamiento (EHE-08, 46.2).

u₁ : 9693 mm

$$W_{1x} = \int_0^{u_1} |e_y| \cdot dl$$

W_{1x} : 94997.3 cm²

dl: Elemento diferencial de longitud del perímetro crítico.

e_y: Distancia desde dl hasta el eje alrededor del cual actúa el momento M_{xd} .

$$W_{1y} = \int_0^{u_1} |e_x| \cdot dl$$

W_{1y} : 94997.3 cm²

e_x: Distancia desde dl hasta el eje alrededor del cual actúa el momento M_{yd} .

d: Canto útil de la losa.

d : 565 mm

La tensión máxima resistente de una losa con armadura de punzonamiento en el perímetro crítico se obtiene mediante la siguiente expresión (EHE-08, 46.4.1):

$$\tau_{rd,cs} = 0.75 \cdot \tau_{rd,c} + 1.5 \cdot \frac{\sum \left(\frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{y\alpha,d} \cdot \sin \alpha \right)}{u_1}$$

τ_{rd,cs} : 0.62 N/mm²

Donde:

$$\tau_{rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.1 \cdot \sigma'_{cd}$$

τ_{rd,c} : 0.55 N/mm²

con un valor mínimo de:

$$\tau_{rd,c,min} = \frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} + 0.1 \cdot \sigma'_{cd}$$

τ_{rd,c,min} : 0.55 N/mm²

Donde:

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

γ_c : 1.50

ξ: Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

ξ : 1.59

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

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

f_{ck} : 30.00 N/mm²

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

ρ_l : 0.0039

$$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \leq 0.02$$

Donde:

ρ_x: Cuantía en la dirección X.

ρ_x : 0.0039

ρ_y: Cuantía en la dirección Y.

ρ_y : 0.0039

σ'_{cd}: Tensión axial media en la superficie crítica de comprobación (compresión positiva), con un valor máximo de $\sigma'_{cd,max}$.

σ'_{cd} : 0.00 N/mm²

$$\sigma'_{cd,max} = 0.30 \cdot f_{cd} \leq 12 \text{ N/mm}^2$$

σ'_{cd,max} : 6.00 N/mm²

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

f_{cd} : 20.00 N/mm²

A_{sw}: Área total de armadura de punzonamiento en un perímetro concéntrico al soporte o área cargada.

s: Distancia en dirección radial entre dos perímetros concéntricos de armadura.

α: Ángulo entre la armadura de punzonamiento y el plano de la losa.



Referencia	A _{sw} (mm ²)	s (mm)	α (grados)	A _{sw} /s (cm ² /m)
1	471	200	45.0	23.6
1	471	200	45.0	23.6

La tensión máxima resistente de una losa sin armadura de punzonamiento en el perímetro crítico se obtiene mediante la siguiente expresión (EHE-08, 46.3):

$$\tau_{rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.1 \cdot \sigma'_{cd}$$

$\tau_{rd,c} : \underline{0.55} \text{ N/mm}^2$

$f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_{α} , no mayor que 400 N/mm². $f_{y\alpha,d} : \underline{400.00} \text{ N/mm}^2$

u_1 : Perímetro crítico de punzonamiento (EHE-08, 46.2). $u_1 : \underline{9693} \text{ mm}$

2.3.- Perímetro de la armadura de refuerzo (P81)

2.3.1.- Zona exterior a la armadura de punzonamiento (Situaciones persistentes)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+Aguapiscina+1.5·Qa+0.75·N.

Se debe satisfacer:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd,c} \quad \mathbf{0.40 \text{ N/mm}^2 \leq 0.55 \text{ N/mm}^2 \checkmark}$$

Donde:

τ_{sd} : Tensión tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico. $\tau_{sd} : \underline{0.40} \text{ N/mm}^2$

$\tau_{rd,c}$: Tensión máxima resistente de una losa sin armadura de punzonamiento en el perímetro crítico. $\tau_{rd,c} : \underline{0.55} \text{ N/mm}^2$

La tensión tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico se obtiene mediante la siguiente expresión (EHE-08, 46.4.2):

$$\tau_{sd} = \frac{|\beta \cdot F_{sd}|}{u_{n,ef} \cdot d}$$

$\tau_{sd} : \underline{0.40} \text{ N/mm}^2$

Donde:

A la distancia en la que se comprueba esta condición se supone que el efecto del momento transferido entre soporte y losa por tensiones tangenciales ha desaparecido, por lo que $F_{sd,ef}$ se computará con $\beta = 1$ según el apartado 46.3 (EHE-08, 46.4.2).

F_{sd} : Esfuerzo de punzonamiento de cálculo. $F_{sd} : \underline{3373.74} \text{ kN}$

$u_{n,ef}$: Perímetro crítico exterior a la armadura de punzonamiento (EHE-08, 46.5; Model Code 2010, 7.3.5.5). $u_{n,ef} : \underline{15073} \text{ mm}$

d : Canto útil de la losa. $d : \underline{565} \text{ mm}$

con un valor mínimo de:

$$\tau_{rd,c,min} = \frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.1 \cdot \sigma'_{cd}$$

$\tau_{rd,c,min} : \underline{0.55} \text{ N/mm}^2$

Donde:

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. $\gamma_c : \underline{1.50}$

ξ : Coeficiente que depende del canto útil 'd'. $\xi : \underline{1.59}$

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv} : Resistencia efectiva de hormigón a cortante. $f_{cv} : \underline{30.00} \text{ N/mm}^2$

$$f_{cv} = f_{ck} \not\geq 60 \text{ N/mm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón. $f_{ck} : \underline{30.00} \text{ N/mm}^2$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción. $\rho_l : \underline{0.0039}$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \leq 0.02$$

Donde:

ρ_x : Cuantía en la dirección X. $\rho_x : \underline{0.0039}$

ρ_y : Cuantía en la dirección Y. $\rho_y : \underline{0.0039}$

σ'_{cd} : Tensión axial media en la superficie crítica de comprobación (compresión positiva), con un valor máximo de $\sigma'_{cd,max}$. $\sigma'_{cd} : \underline{0.00} \text{ N/mm}^2$

$\sigma'_{cd,max} = 0.30 \cdot f_{cd} \not\geq 12 \text{ N/mm}^2$ $\sigma'_{cd,max} : \underline{6.00} \text{ N/mm}^2$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. $f_{cd} : \underline{20.00} \text{ N/mm}^2$

2.4.- Armadura de refuerzo (P81)

2.4.1.- Distancia libre entre dos barras aisladas consecutivas

La distancia libre d_l , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (EHE-08, 69.4.1.1):

$$d_l \geq s_{min} \quad \mathbf{140 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \checkmark}$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 . $s_{min} : 20 \text{ mm}$

$$s_1 = 20 \quad s_1 : 20 \text{ mm}$$

$$s_2 = 1.25 \quad s_2 : 19 \text{ mm}$$

$$s_3 = \zeta \quad s_3 : 10 \text{ mm}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido. $d_a : 15 \text{ mm}$

$\emptyset_{max}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal. $\emptyset_{max} : 10 \text{ mm}$

	d_l (mm)	s_{min} (mm)	$\emptyset_{max}$ (mm)	
1	140	20	10	✓
1	140	20	10	✓

2.4.2.- Distancia entre la cara del soporte y el primer refuerzo de punzonamiento

La distancia entre la cara del soporte o área cargada y el primer refuerzo de punzonamiento no puede ser mayor que s_{max} (EHE-08, 46.5, Figura 46.5.b):

$$d_l \leq s_{max} \quad \mathbf{100 \text{ mm} \leq 283 \text{ mm} \checkmark}$$

Donde:

$$s_{max} = 0.5 \cdot d \quad s_{max} : 283 \text{ mm}$$

$$d : \text{Canto útil de la losa.} \quad d : 565 \text{ mm}$$

2.4.3.- Distancia entre perímetros de refuerzo transversal consecutivos

La distancia d_l entre perímetros de refuerzo transversal consecutivos debe ser, como máximo, igual a s_{max} (EHE-08, 46.5, Figura 46.5.b):

$$d_l \leq s_{max} \quad \mathbf{200 \text{ mm} \leq 424 \text{ mm} \checkmark}$$

Donde:

$$s_{max} = 0.75 \cdot d \quad s_{max} : 424 \text{ mm}$$

$$d : \text{Canto útil de la losa.} \quad d : 565 \text{ mm}$$

2.4.4.- Distancia entre dos refuerzos consecutivos en sentido perimetral

La distancia d_l entre dos refuerzos consecutivos en sentido perimetral no puede ser mayor que s_{max} (UNE-EN 1992-1-1:2010, 9.4.3):

$$d_l \leq s_{max} \quad \mathbf{150 \text{ mm} \leq 848 \text{ mm} \checkmark}$$

Donde:

$$s_{max} = 1.5 \cdot d \quad s_{max} : 848 \text{ mm}$$

$$d : \text{Canto útil de la losa.} \quad d : 565 \text{ mm}$$

2.4.5.- Distancia entre la cara externa del soporte y la barra inclinada a 45° más exterior

Esta comprobación no procede, ya que el refuerzo se encuentra situado entre las caras externas del soporte.

7.2. Disposición de armado del forjado superior

Forjado Superior

Número Plantas Iguales: 1

Malla 4: Losa maciza

Alineaciones longitudinales

Paños: 7, 10

Armadura Base Inferior: 1Ø20c/15

Armadura Base Superior: 1Ø20c/15

Canto: 35

Paños: 1, 5, 8, 9, 12, 13

Armadura Base Inferior: 1Ø20c/15

Armadura Base Superior: 1Ø20c/15

Canto: 60

Alineación 36: (y= -0.25) Superior (x= 22.52)-(x= 23.56) 1Ø12c/15
(x= 36.42)-(x= 38.56) 1Ø12c/15

Alineación 37: (y= 0.00) Superior (x= 22.52)-(x= 23.56) 1Ø12c/15
(x= 36.42)-(x= 38.56) 1Ø12c/15

(x= 45.02)-(x= 46.05) 1Ø12c/15

(x= 66.45)-(x= 67.36) 1Ø12c/15

(x= 73.95)-(x= 74.86) 1Ø12c/15

(x= 81.45)-(x= 82.48) 1Ø12c/15

Alineación 38: (y= 0.25) Superior (x= 22.52)-(x= 23.56) 1Ø12c/15
(x= 36.42)-(x= 38.56) 1Ø12c/15

Alineación 98: (y= 15.25) Superior (x= 20.35)-(x= 25.00) 1Ø12c/15

Alineación 99: (y= 15.50) Superior (x= 20.35)-(x= 25.00) 1Ø12c/15

Alineación 100: (y= 15.75) Superior (x= 20.35)-(x= 25.00) 1Ø12c/15

Alineación 102: (y= 16.25) Superior (x= 20.32)-(x= 22.75) 1Ø20c/15

Alineación 132: (y= 23.75) Superior (x= 20.32)-(x= 22.75) 1Ø16c/15
(x= 36.44)-(x= 38.56) 1Ø12c/15

Alineación 133: (y= 24.00) Superior (x= 36.44)-(x= 38.56) 1Ø12c/15

Alineación 134: (y= 24.25) Superior (x= 36.44)-(x= 38.56) 1Ø12c/15

Alineación 164: (y= 31.75) Superior (x= 36.42)-(x= 38.59) 1Ø12c/15

Alineación 165: (y= 32.00) Superior (x= 36.42)-(x= 38.59) 1Ø12c/15
(x= 96.45)-(x= 97.38) 1Ø12c/15

Alineación 166: (y= 32.25) Superior (x= 36.42)-(x= 38.59) 1Ø12c/15

Alineación 196: (y= 39.75) Superior (x= 22.46)-(x= 23.54) 1Ø12c/15
(x= 36.42)-(x= 38.59) 1Ø12c/15

Alineación 197: (y= 40.00) Superior (x= 22.46)-(x= 23.54) 1Ø12c/15
(x= 36.42)-(x= 38.59) 1Ø12c/15

(x= 96.45)-(x= 97.34) 1Ø12c/15

Alineación 198: (y= 40.25) Superior (x= 22.46)-(x= 23.54) 1Ø12c/15
(x= 36.42)-(x= 38.59) 1Ø12c/15

Alineaciones transversales

Paños: 7, 10

Armadura Base Inferior: 1Ø20c/15

Armadura Base Superior: 1Ø20c/15

Canto: 35

Paños: 1, 5, 8, 9, 12, 13

Armadura Base Inferior: 1Ø20c/15

Armadura Base Superior: 1Ø20c/15

Canto: 60

Alineación 117: (x= 22.25) Superior (y= -1.07)-(y= 1.09) 1Ø12c/15
(y= 30.99)-(y= 33.03) 1Ø12c/15

Alineación 118: (x= 22.50) Superior (y= -1.07)-(y= 1.09) 1Ø12c/15
(y= 30.99)-(y= 33.03) 1Ø12c/15

(y= 39.00)-(y= 39.98) 1Ø12c/15

Alineación 119: (x= 22.75) Superior (y= -1.07)-(y= 1.09) 1Ø12c/15
(y= 13.63)-(y= 16.25) 1Ø16c/15

(y= 23.74)-(y= 26.36) 1Ø20c/15

(y= 30.99)-(y= 33.03) 1Ø12c/15

Alineación 147: (x= 29.75) Superior (y= 0.02)-(y= 1.07) 1Ø12c/15

Alineación 148: (x= 30.00) Superior (y= 0.02)-(y= 1.07) 1Ø12c/15

Alineación 149: (x= 30.25) Superior (y= 0.02)-(y= 1.07) 1Ø12c/15

Alineación 177: (x= 37.25) Superior	(y= -1.10)-(y= 1.18)	1Ø12c/15
	(y= 6.92)-(y= 9.07)	1Ø12c/15
	(y= 14.92)-(y= 17.06)	1Ø12c/15
	(y= 22.92)-(y= 25.10)	1Ø12c/15
	(y= 30.91)-(y= 33.11)	1Ø12c/15
	(y= 38.91)-(y= 41.09)	1Ø12c/15
Alineación 178: (x= 37.50) Superior	(y= -1.10)-(y= 1.18)	1Ø12c/15
	(y= 6.92)-(y= 9.07)	1Ø12c/15
	(y= 14.92)-(y= 17.06)	1Ø12c/15
	(y= 22.92)-(y= 25.10)	1Ø12c/15
	(y= 30.91)-(y= 33.11)	1Ø12c/15
	(y= 38.91)-(y= 41.09)	1Ø12c/15
Alineación 179: (x= 37.75) Superior	(y= -1.10)-(y= 1.18)	1Ø12c/15
	(y= 6.92)-(y= 9.07)	1Ø12c/15
	(y= 14.92)-(y= 17.06)	1Ø12c/15
	(y= 22.92)-(y= 25.10)	1Ø12c/15
	(y= 30.91)-(y= 33.11)	1Ø12c/15
	(y= 38.91)-(y= 41.09)	1Ø12c/15
Alineación 237: (x= 52.25) Superior	(y= 16.02)-(y= 17.09)	1Ø12c/15
Alineación 238: (x= 52.50) Superior	(y= 16.02)-(y= 17.09)	1Ø12c/15
Alineación 239: (x= 52.75) Superior	(y= 16.02)-(y= 17.09)	1Ø12c/15
Alineación 267: (x= 59.75) Superior	(y= 16.02)-(y= 17.09)	1Ø12c/15
Alineación 268: (x= 60.00) Superior	(y= 16.02)-(y= 17.09)	1Ø12c/15
Alineación 269: (x= 60.25) Superior	(y= 16.02)-(y= 17.09)	1Ø12c/15
Alineación 297: (x= 67.25) Superior	(y= 14.92)-(y= 17.08)	1Ø12c/15
Alineación 298: (x= 67.50) Superior	(y= 14.92)-(y= 17.08)	1Ø12c/15
Alineación 299: (x= 67.75) Superior	(y= 14.92)-(y= 17.08)	1Ø12c/15
Alineación 327: (x= 74.75) Superior	(y= 16.02)-(y= 17.10)	1Ø12c/15
Alineación 328: (x= 75.00) Superior	(y= 16.02)-(y= 17.10)	1Ø12c/15
Alineación 329: (x= 75.25) Superior	(y= 16.02)-(y= 17.10)	1Ø12c/15
Alineación 357: (x= 82.25) Superior	(y= 16.02)-(y= 17.10)	1Ø12c/15
Alineación 358: (x= 82.50) Superior	(y= 16.02)-(y= 17.10)	1Ø12c/15
Alineación 359: (x= 82.75) Superior	(y= 16.02)-(y= 17.10)	1Ø12c/15
Alineación 387: (x= 89.75) Superior	(y= 16.02)-(y= 17.06)	1Ø12c/15

Alineación 388: (x= 90.00) Superior	(y= 0.02)-(y= 2.57)	1Ø12c/15
	(y= 16.02)-(y= 17.06)	1Ø12c/15
Alineación 389: (x= 90.25) Superior	(y= 0.02)-(y= 1.06)	1Ø12c/15
	(y= 16.02)-(y= 17.06)	1Ø12c/15
Alineación 417: (x= 97.25) Superior	(y= 0.02)-(y= 1.09)	1Ø12c/15
Alineación 418: (x= 97.50) Superior	(y= 0.02)-(y= 1.42)	1Ø12c/15
	(y= 6.94)-(y= 7.97)	1Ø12c/15
Alineación 419: (x= 97.75) Superior	(y= 0.02)-(y= 1.08)	1Ø12c/15

7.3. Comprobaciones de punzonamiento del forjado intermedio bajo el vaso de la piscina

Zona adyacente al soporte o carga (Situaciones persistentes)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+Aguapiscina+1.5·Qa.

Se debe satisfacer:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd,c}$$

$$0.43 \text{ N/mm}^2 \leq 0.55 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

τ_{sd} : Tensión tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico.

$$\tau_{sd} : 0.43 \text{ N/mm}^2$$

$\tau_{rd,c}$: Tensión máxima resistente de una losa sin armadura de punzonamiento en el perímetro crítico.

$$\tau_{rd,c} : 0.55 \text{ N/mm}^2$$

La tensión tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico se obtiene mediante la siguiente expresión (EHE-08, 46.3):

$$\tau_{sd} = \frac{|\beta \cdot F_{sd}|}{u_1 \cdot d}$$

$$\tau_{sd} : 0.43 \text{ N/mm}^2$$

Donde:

F_{sd} : Esfuerzo de punzonamiento de cálculo.

$$F_{sd} : 703.42$$

β : Coeficiente que tiene en cuenta los efectos de la excentricidad de la carga. Según EHE-08, comentarios al artículo 46.3, alternativamente puede utilizarse cualquier procedimiento que permita una evaluación más precisa de τ_{sd} , como el indicado en UNE-EN 1992-1-1:2010, 6.4.3.

$$\beta : 1.05$$

$$\beta = 1 + k_x \cdot \frac{|M_{xd}|}{|F_{sd}|} \cdot \frac{u_1}{W_{1x}} + k_y \cdot \frac{|M_{yd}|}{|F_{sd}|} \cdot \frac{u_1}{W_{1y}}$$

k_x: Coeficiente que depende de la relación entre las dimensiones c_y (dimensión en la dirección del eje y) y c_x (dimensión en la dirección del eje x) del pilar (UNE-EN 1992-1-1:2010, Tabla 6.1).

k_x : 1.45

k_y: Coeficiente que depende de la relación entre las dimensiones c_x (dimensión en la dirección del eje x) y c_y (dimensión en la dirección del eje y) del pilar (UNE-EN 1992-1-1:2010, Tabla 6.1).

k_y : 1.74

M_{xd}: Momento de cálculo alrededor del eje x, respecto al centro de gravedad del perímetro crítico u₁.

M_{xd} : 866.22 kNm

M_{yd}: Momento de cálculo alrededor del eje y, respecto al centro de gravedad del perímetro crítico u₁.

M_{yd} : 181.61 kNm

M_{xdp}: Momento de cálculo alrededor del eje x, respecto al centro de gravedad del pilar.

M_{xdp} : 172.93 kNm

M_{ydp}: Momento de cálculo alrededor del eje y, respecto al centro de gravedad del pilar.

M_{ydp} : 1844.12 kNm

u₁: Perímetro crítico de punzonamiento (EHE-08, 46.2).

u₁ : 178.32 m

$W_{1x} = \int_0^{u_1} |e_y| \cdot dl$

W_{1x} : 5131.5 m²

dl: Elemento diferencial de longitud del perímetro crítico.

e_y: Distancia desde dl hasta el eje alrededor del cual actúa el momento M_{xd}.

$W_{1y} = \int_0^{u_1} |e_x| \cdot dl$

W_{1y} : 4782.2 m²

e_x: Distancia desde dl hasta el eje alrededor del cual actúa el momento M_{yd}.

d: Canto útil de la losa.

d : 565 mm

La tensión máxima resistente de una losa sin armadura de punzonamiento en el perímetro crítico se obtiene mediante la siguiente expresión (EHE-08, 46.3):

$$\tau_{rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.1 \cdot \sigma'_{cd}$$

τ_{rd,c} : 0.55 N/mm²

con un valor mínimo de:

$$\tau_{rd,c,min} = \frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.1 \cdot \sigma'_{cd}$$

τ_{rd,c,min} : 0.55 N/mm²

Donde:

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

γ_c : 1.50

ξ: Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

ξ : 1.59

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv}: Resistencia efectiva de hormigón a cortante.

f_{cv} : 30.00 N/mm²

$$f_{cv} = f_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2$$

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

f_{ck} : 30.00 N/mm²

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

ρ_l : 0.0038

$$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \leq 0.02$$

Donde:

ρ_x: Cuantía en la dirección X.

ρ_x : 0.0038

ρ_y: Cuantía en la dirección Y.

ρ_y : 0.0038

σ'_{cd}: Tensión axial media en la superficie crítica de comprobación (compresión positiva), con un valor máximo de σ'_{cd,max}.

σ'_{cd} : 0.00 N/mm²

$$\sigma'_{cd,max} = 0.30 \cdot f_{cd} \leq 12 \text{ N/mm}^2$$

σ'_{cd,max} : 6.00 N/mm²

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

f_{cd} : 20.00 N/mm²

7.4. Disposición de armado del forjado intermedio

Forjado Intermedio

Número Plantas Iguales: 1

Malla 2: Losa maciza

Alineaciones longitudinales

Armadura Base Inferior: 1Ø20c/15

Armadura Base Superior: 1Ø20c/15

Canto: 60

Alineación 37: (y= 0.00) Superior	(x= 22.65)-(x= 23.55)	1Ø12c/15
Alineación 98: (y= 15.25) Superior	(x= 20.50)-(x= 25.00)	1Ø12c/15
Alineación 99: (y= 15.50) Superior	(x= 20.50)-(x= 25.00)	1Ø12c/15
Alineación 100: (y= 15.75) Superior	(x= 20.50)-(x= 25.00)	1Ø12c/15
Alineación 102: (y= 16.25) Superior	(x= 20.32)-(x= 22.75)	1Ø16c/15
Alineación 132: (y= 23.75) Superior	(x= 20.32)-(x= 22.75)	1Ø16c/15
	(x= 96.28)-(x= 97.50)	1Ø12c/15
Alineación 133: (y= 24.00) Superior	(x= 96.28)-(x= 97.50)	1Ø12c/15
Alineación 134: (y= 24.25) Superior	(x= 20.50)-(x= 25.08)	1Ø12c/15
	(x= 95.00)-(x= 99.20)	1Ø12c/15
Alineación 135: (y= 24.50) Superior	(x= 20.50)-(x= 25.08)	1Ø12c/15
	(x= 95.00)-(x= 99.20)	1Ø12c/15
Alineación 136: (y= 24.75) Superior	(x= 20.50)-(x= 25.08)	1Ø12c/15
	(x= 95.00)-(x= 99.20)	1Ø12c/15
Alineación 162: (y= 31.25) Superior	(x= 94.93)-(x= 99.20)	1Ø12c/15
Alineación 163: (y= 31.50) Superior	(x= 94.93)-(x= 99.20)	1Ø12c/15
Alineación 164: (y= 31.75) Superior	(x= 96.17)-(x= 97.62)	1Ø16c/15
Alineación 165: (y= 32.00) Superior	(x= 96.17)-(x= 97.62)	1Ø16c/15
Alineación 166: (y= 32.25) Superior	(x= 96.17)-(x= 97.62)	1Ø16c/15
Alineación 167: (y= 32.50) Superior	(x= 94.93)-(x= 99.20)	1Ø12c/15
Alineación 168: (y= 32.75) Superior	(x= 94.93)-(x= 99.20)	1Ø12c/15
Alineación 194: (y= 39.25) Superior	(x= 94.93)-(x= 99.20)	1Ø12c/15
Alineación 195: (y= 39.50) Superior	(x= 94.93)-(x= 99.20)	1Ø12c/15
Alineación 196: (y= 39.75) Superior	(x= 96.20)-(x= 97.58)	1Ø16c/15
Alineación 197: (y= 40.00) Superior	(x= 96.20)-(x= 97.58)	1Ø16c/15
Alineación 198: (y= 40.25) Superior	(x= 96.20)-(x= 97.58)	1Ø16c/15
Alineación 199: (y= 40.50) Superior	(x= 95.00)-(x= 99.20)	1Ø12c/15
Alineaciones transversales		
Armadura Base Inferior: 1Ø20c/15		
Armadura Base Superior: 1Ø20c/15		
Canto: 60		
Alineación 118: (x= 22.50) Superior	(y= 0.02)-(y= 1.05)	1Ø12c/15

Alineación 119: (x= 22.75) Superior	(y= 0.02)-(y= 1.05)	1Ø12c/15
	(y= 13.63)-(y= 16.25)	1Ø16c/15
	(y= 23.74)-(y= 26.36)	1Ø20c/15
Alineación 147: (x= 29.75) Superior	(y= 0.02)-(y= 1.07)	1Ø12c/15
Alineación 148: (x= 30.00) Superior	(y= 0.02)-(y= 1.07)	1Ø12c/15
Alineación 149: (x= 30.25) Superior	(y= 0.02)-(y= 1.07)	1Ø12c/15
Alineación 177: (x= 37.25) Superior	(y= 0.02)-(y= 1.07)	1Ø12c/15
Alineación 178: (x= 37.50) Superior	(y= 0.02)-(y= 1.07)	1Ø12c/15
Alineación 179: (x= 37.75) Superior	(y= 0.02)-(y= 1.07)	1Ø12c/15
Alineación 207: (x= 44.75) Superior	(y= 46.90)-(y= 47.98)	1Ø12c/15
Alineación 208: (x= 45.00) Superior	(y= 46.90)-(y= 47.98)	1Ø12c/15
Alineación 209: (x= 45.25) Superior	(y= 46.90)-(y= 47.98)	1Ø12c/15
Alineación 236: (x= 52.00) Superior	(y= 45.35)-(y= 49.55)	1Ø12c/15
Alineación 237: (x= 52.25) Superior	(y= 45.35)-(y= 49.55)	1Ø12c/15
Alineación 238: (x= 52.50) Superior	(y= 46.77)-(y= 48.06)	1Ø16c/15
Alineación 239: (x= 52.75) Superior	(y= 45.28)-(y= 49.63)	1Ø12c/15
Alineación 240: (x= 53.00) Superior	(y= 45.28)-(y= 49.63)	1Ø12c/15
Alineación 241: (x= 53.25) Superior	(y= 45.28)-(y= 49.63)	1Ø12c/15
Alineación 265: (x= 59.25) Superior	(y= 45.28)-(y= 49.63)	1Ø12c/15
Alineación 266: (x= 59.50) Superior	(y= 45.28)-(y= 49.63)	1Ø12c/15
Alineación 267: (x= 59.75) Superior	(y= 46.73)-(y= 48.06)	1Ø16c/15
Alineación 268: (x= 60.00) Superior	(y= 0.14)-(y= 1.05)	1Ø12c/15
	(y= 46.73)-(y= 48.06)	1Ø16c/15
Alineación 269: (x= 60.25) Superior	(y= 46.73)-(y= 48.06)	1Ø16c/15
Alineación 270: (x= 60.50) Superior	(y= 45.28)-(y= 49.63)	1Ø12c/15
Alineación 271: (x= 60.75) Superior	(y= 45.28)-(y= 49.63)	1Ø12c/15
Alineación 295: (x= 66.75) Superior	(y= 45.28)-(y= 49.63)	1Ø12c/15
Alineación 296: (x= 67.00) Superior	(y= 45.28)-(y= 49.63)	1Ø12c/15
Alineación 297: (x= 67.25) Superior	(y= 46.71)-(y= 48.08)	1Ø16c/15
Alineación 298: (x= 67.50) Superior	(y= 0.02)-(y= 1.06)	1Ø12c/15
	(y= 46.71)-(y= 48.08)	1Ø16c/15
Alineación 299: (x= 67.75) Superior	(y= 0.02)-(y= 1.06)	1Ø12c/15
	(y= 46.71)-(y= 48.08)	1Ø16c/15
Alineación 300: (x= 68.00) Superior	(y= 45.28)-(y= 49.63)	1Ø12c/15

Alineación 301: (x= 68.25) Superior	(y= 45.28)-(y= 49.63)	1Ø12c/15
Alineación 325: (x= 74.25) Superior	(y= 45.28)-(y= 49.70)	1Ø12c/15
Alineación 326: (x= 74.50) Superior	(y= 45.28)-(y= 49.70)	1Ø12c/15
Alineación 327: (x= 74.75) Superior	(y= 46.61)-(y= 48.21)	1Ø16c/15
Alineación 328: (x= 75.00) Superior	(y= 0.02)-(y= 1.05)	1Ø12c/15
	(y= 46.61)-(y= 48.21)	1Ø16c/15
Alineación 329: (x= 75.25) Superior	(y= 46.61)-(y= 48.21)	1Ø16c/15
Alineación 330: (x= 75.50) Superior	(y= 45.28)-(y= 48.83)	1Ø12c/15
Alineación 331: (x= 75.75) Superior	(y= 45.28)-(y= 48.83)	1Ø12c/15
Alineación 355: (x= 81.75) Superior	(y= 45.28)-(y= 48.83)	1Ø12c/15
Alineación 356: (x= 82.00) Superior	(y= 45.28)-(y= 48.83)	1Ø12c/15
Alineación 357: (x= 82.25) Superior	(y= 46.61)-(y= 48.18)	1Ø16c/15
Alineación 358: (x= 82.50) Superior	(y= 46.61)-(y= 48.18)	1Ø16c/15
Alineación 359: (x= 82.75) Superior	(y= 45.30)-(y= 48.15)	1Ø16c/15
Alineación 360: (x= 83.00) Superior	(y= 45.28)-(y= 49.70)	1Ø12c/15
Alineación 361: (x= 83.25) Superior	(y= 45.28)-(y= 49.70)	1Ø12c/15
Alineación 385: (x= 89.25) Superior	(y= 45.28)-(y= 49.63)	1Ø12c/15
Alineación 386: (x= 89.50) Superior	(y= 45.28)-(y= 49.63)	1Ø12c/15
Alineación 387: (x= 89.75) Superior	(y= 45.28)-(y= 49.63)	1Ø12c/15
Alineación 388: (x= 90.00) Superior	(y= 0.02)-(y= 2.57)	1Ø12c/15
	(y= 46.73)-(y= 48.06)	1Ø12c/15
Alineación 389: (x= 90.25) Superior	(y= 0.02)-(y= 1.06)	1Ø12c/15
	(y= 46.73)-(y= 48.06)	1Ø12c/15
Alineación 415: (x= 96.75) Superior	(y= 21.85)-(y= 26.65)	1Ø12c/15
	(y= 29.85)-(y= 34.50)	1Ø12c/15
	(y= 37.50)-(y= 42.15)	1Ø12c/15
Alineación 416: (x= 97.00) Superior	(y= 21.85)-(y= 26.65)	1Ø12c/15
	(y= 29.85)-(y= 34.50)	1Ø12c/15
	(y= 37.50)-(y= 42.15)	1Ø12c/15
Alineación 417: (x= 97.25) Superior	(y= 21.85)-(y= 26.65)	1Ø12c/15
	(y= 30.95)-(y= 33.11)	1Ø12c/15
	(y= 38.91)-(y= 41.07)	1Ø12c/15

Alineación 418: (x= 97.50) Superior	(y= 24.02)-(y= 25.12)	1Ø12c/15
	(y= 30.95)-(y= 33.11)	1Ø12c/15
	(y= 38.91)-(y= 41.07)	1Ø12c/15
Alineación 419: (x= 97.75) Superior	(y= 24.02)-(y= 25.12)	1Ø12c/15
	(y= 32.03)-(y= 33.09)	1Ø12c/15
	(y= 38.91)-(y= 41.07)	1Ø12c/15

8. Comprobación y dimensionamiento del vaso de la piscina

Como se ha comentado anteriormente, el vaso de la piscina se ha modelizado en dos modelos separados, en el primero de ellos se ha dimensionado el forjado o losa del vaso y en el segundo se han dimensionado los muros de hormigón armado.

El forjado es de hormigón armado con un espesor de 0,7 metros y está apoyado sobre 252 pilares, de los cuales 231 están apeados en el forjado intermedio y tienen una sección de 0,3 x 0,3 metros y los otros 21 llegan hasta la losa de cimentación y tienen unas dimensiones de 0,5 x 0,5 metros.

8.1. Disposición de armado del forjado del vaso de la piscina

Forjado del Vaso Piscina

Número Plantas Iguales: 1

Malla 3: Losa maciza

Alineaciones longitudinales

Armadura Base Inferior: 1Ø20c/15

Armadura Base Superior: 1Ø20c/15

Canto: 70

Alineación 35: (y= 31.75) Superior	(x= 44.77)-(x= 47.32)	1Ø16c/15
Alineación 36: (y= 32.00) Superior	(x= 44.77)-(x= 46.16)	1Ø16c/15
Alineación 37: (y= 32.25) Superior	(x= 44.77)-(x= 47.32)	1Ø16c/15
Alineación 67: (y= 39.75) Superior	(x= 44.77)-(x= 47.32)	1Ø16c/15
Alineación 68: (y= 40.00) Superior	(x= 44.77)-(x= 46.13)	1Ø16c/15
Alineación 69: (y= 40.25) Superior	(x= 44.77)-(x= 47.32)	1Ø16c/15

Alineaciones transversales

Armadura Base Inferior: 1Ø20c/15

Armadura Base Superior: 1Ø20c/15

Canto: 70

8.2. Muros del vaso de la piscina

Los muros del vaso de la piscina son de hormigón armado con un espesor de 0,4 metros y se debe garantizar al 100 por 100 su estanqueidad.

Para impermeabilizar tanto los muros como la solera que conforman el vaso de la piscina se utilizará un geocompuesto bentonítico.

8.2.1. Esfuerzos en arranque de los muros del vaso de la piscina

M1	Peso propio	3237.7	11.6	585.8	-0.1	1261.4	-14.6
	Cargas muertas	17.7	-1.1	-154.7	-0.1	-650.2	-1.5
	Empuje horizontal muros piscina	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Sobrecarga de uso	0.7	0.1	0.5	-0.0	1.9	-0.1
M2	Peso propio	1446.1	-220.0	-2.8	-487.2	0.2	-30.0
	Cargas muertas	7.2	63.0	-0.4	268.0	-0.1	-0.3
	Empuje horizontal muros piscina	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Sobrecarga de uso	0.4	-0.5	0.0	-1.1	-0.0	-0.0
M3	Peso propio	3236.0	11.6	-586.5	-0.1	-1262	14.8
	Cargas muertas	17.8	-1.1	154.7	-0.1	650.4	1.4
	Empuje horizontal muros piscina	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Sobrecarga de uso	0.7	0.1	-0.5	0.0	-1.9	0.1
M4	Peso propio	1447.0	220.0	-2.8	487.4	0.2	29.9
	Cargas muertas	7.1	-63.0	-0.4	-267.8	-0.1	0.3
	Empuje horizontal muros piscina	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Sobrecarga de uso	0.4	0.5	0.0	1.1	-0.0	0.0

8.2.2. Esfuerzos pésimos en los muros del vaso de la piscina

Muro M1: Longitud: 5035 cm [Nudo inicial: -0.17;-0.17 -> Nudo final: 50.17;-0.18]										
Planta	Comprobación	Aprovechamiento (%)	Pésimos							
			Nx (kN/m)	Ny (kN/m)	Nxy (kN/m)	Mx (kN·m/m)	My (kN·m/m)	Mxy (kN·m/m)	Qx (kN/m)	Qy (kN/m)
Forjado 1 (e=40.0 cm)	Arm. vert. der.	1.83	-109.23	-215.47	50.98	-34.29	-7.16	-4.55	---	---
	Arm. horz. der.	1.38	-109.23	-215.47	50.98	-34.29	-7.16	-4.55	---	---
	Arm. vert. izq.	1.19	-192.03	-9.04	-10.77	4.32	11.94	-0.64	---	---
	Arm. horz. izq.	0.96	-109.23	-215.47	50.98	-34.29	-7.16	-4.55	---	---

Muro M1: Longitud: 5035 cm [Nudo inicial: -0.17;-0.17 -> Nudo final: 50.17;-0.18]										
Planta	Comprobación	Aprovechamiento (%)	Pésimos							
			Nx (kN/m)	Ny (kN/m)	Nxy (kN/m)	Mx (kN·m/m)	My (kN·m/m)	Mxy (kN·m/m)	Qx (kN/m)	Qy (kN/m)
	Hormigón	4.37	-109.23	-215.47	50.98	-34.29	-7.16	-4.55	---	---
	Arm. transve.	1.64	-75.60	-15.52	-0.59	---	---	---	-30.80	0.07

Muro M2: Longitud: 2135.01 cm [Nudo inicial: 50.17;-0.18 -> Nudo final: 50.18;21.17]										
Planta	Comprobación	Aprovechamiento (%)	Pésimos							
			Nx (kN/m)	Ny (kN/m)	Nxy (kN/m)	Mx (kN·m/m)	My (kN·m/m)	Mxy (kN·m/m)	Qx (kN/m)	Qy (kN/m)
Forjado 1 (e=40.0 cm)	Arm. vert. der.	1.87	-111.54	-210.67	50.54	-34.89	-7.25	-4.65	---	---
	Arm. horz. der.	1.36	-111.54	-210.67	50.54	-34.89	-7.25	-4.65	---	---
	Arm. vert. izq.	1.19	-192.15	-9.38	-5.01	4.42	12.03	-0.69	---	---
	Arm. horz. izq.	0.93	-111.54	-210.67	50.54	-34.89	-7.25	-4.65	---	---
	Hormigón	4.45	-111.54	-210.67	50.54	-34.89	-7.25	-4.65	---	---
	Arm. transve.	1.62	-82.02	-15.80	-19.10	---	---	---	-30.45	0.11

Muro M3: Longitud: 5035.04 cm [Nudo inicial: -0.18;21.17 -> Nudo final: 50.18;21.17]										
Planta	Comprobación	Aprovechamiento (%)	Pésimos							
			Nx (kN/m)	Ny (kN/m)	Nxy (kN/m)	Mx (kN·m/m)	My (kN·m/m)	Mxy (kN·m/m)	Qx (kN/m)	Qy (kN/m)
Forjado 1 (e=40.0 cm)	Arm. vert. der.	1.19	-192.23	-9.05	-7.52	-4.38	-12.03	0.65	---	---
	Arm. horz. der.	0.94	-110.27	-212.50	52.21	34.44	7.16	4.53	---	---
	Arm. vert. izq.	1.84	-110.27	-212.50	52.21	34.44	7.16	4.53	---	---
	Arm. horz. izq.	1.36	-110.27	-212.50	52.21	34.44	7.16	4.53	---	---
	Hormigón	4.39	-110.27	-212.50	52.21	34.44	7.16	4.53	---	---
	Arm. transve.	1.64	-75.60	-15.52	-0.58	---	---	---	30.81	-0.07

Muro M4: Longitud: 2134.99 cm [Nudo inicial: -0.17;-0.17 -> Nudo final: -0.18;21.17]										
Planta	Comprobación	Aprovechamiento (%)	Pésimos							
			Nx (kN/m)	Ny (kN/m)	Nxy (kN/m)	Mx (kN·m/m)	My (kN·m/m)	Mxy (kN·m/m)	Qx (kN/m)	Qy (kN/m)
Forjado 1 (e=40.0 cm)	Arm. vert. der.	1.19	-191.79	-9.05	-7.69	-4.34	-11.81	0.69	---	---
	Arm. horz. der.	0.94	-110.94	-212.57	49.21	34.86	7.25	4.69	---	---
	Arm. vert. izq.	1.86	-110.94	-212.57	49.21	34.86	7.25	4.69	---	---
	Arm. horz. izq.	1.37	-110.94	-212.57	49.21	34.86	7.25	4.69	---	---

Muro M4: Longitud: 2134.99 cm [Nudo inicial: -0.17;-0.17 -> Nudo final: -0.18;21.17]										
Planta	Comprobación	Aprovechamiento (%)	Pésimos							
			Nx (kN/m)	Ny (kN/m)	Nxy (kN/m)	Mx (kN-m/m)	My (kN-m/m)	Mxy (kN-m/m)	Qx (kN/m)	Qy (kN/m)
	Hormigón	4.44	-110.94	-212.57	49.21	34.86	7.25	4.69	---	---
	Arm. transve.	1.62	-82.02	-15.80	-19.10	---	---	---	30.45	-0.11

8.2.3. Listado de armado de los muros del vaso de la piscina

Muro M1: Longitud: 5035 cm [Nudo inicial: -0.17;-0.17 -> Nudo final: 50.17;-0.18]										
Planta	Espesor (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver (cm)	Sep.hor (cm)	
Forjado 1	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0

Muro M2: Longitud: 2135.01 cm [Nudo inicial: 50.17;-0.18 -> Nudo final: 50.18;21.17]										
Planta	Espesor (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver (cm)	Sep.hor (cm)	
Forjado 1	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0

Muro M3: Longitud: 5035.04 cm [Nudo inicial: -0.18;21.17 -> Nudo final: 50.18;21.17]										
Planta	Espesor (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver (cm)	Sep.hor (cm)	
Forjado 1	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0

Muro M4: Longitud: 2134.99 cm [Nudo inicial: -0.17;-0.17 -> Nudo final: -0.18;21.17]										
Planta	Espesor (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver (cm)	Sep.hor (cm)	
Forjado 1	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0

9. Comprobación y dimensionamiento de la losa de cimentación

La losa de cimentación es uno de los elementos más importantes, si no el que más, de toda la construcción, puesto que sobre ella se asienta el resto de la construcción.

Las dimensiones en planta de la cimentación son 110 x 76 metros, al igual que los forjados superiores a la misma.

Para el dimensionado de la losa de cimentación uno de los factores limitantes ha sido la subpresión, ya que la tensión admisible de dicha losa una vez terminada la construcción debe tener un peso superior al

empuje que ejerce el agua en la cara inferior de la losa, motivo por el cual el espesor de la losa de cimentación es necesariamente igual o superior a un metro.

En este proyecto se ha decidido que la losa de cimentación tenga un metro de espesor, ya que el forjado de la solera de la piscina aporta un peso extra para poder resistir la subpresión.

En la losa de cimentación se dispone el armado base que se muestra a continuación:

Cimentación

Número Plantas Iguales: 1

Canto: 100

Malla 1: Losa maciza

Alineaciones longitudinales

Armadura Base Inferior: 1Ø20c/15

Armadura Base Superior: 1Ø20c/15

Alineaciones transversales

Armadura Base Inferior: 1Ø20c/15

Armadura Base Superior: 1Ø20c/15

Esta armadura base está dispuesta a lo largo de toda la losa de cimentación, pero además es necesario disponer refuerzos en los pilares.

Los refuerzos a disponer se repiten a lo largo de toda la losa por lo que a continuación se muestra el armado tipo en el perímetro de los pilares:

Alineación longitudinal tipo:

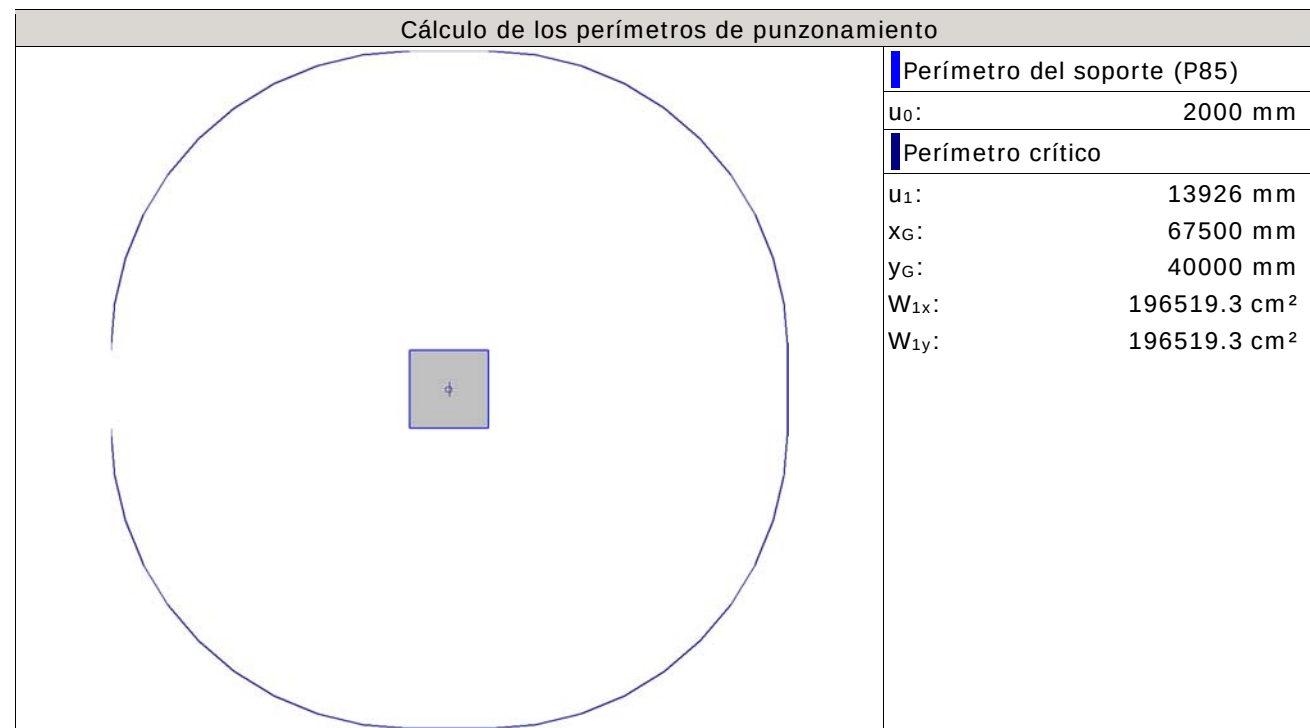
(y= 0.00) Inferior	(x= 20.92)-(x= 24.15)	1Ø16c/15
	(x= 28.35)-(x= 31.65)	1Ø16c/15
	(x= 35.85)-(x= 39.15)	1Ø16c/15
	(x= 43.35)-(x= 46.65)	1Ø16c/15
	(x= 50.82)-(x= 54.17)	1Ø16c/15
	(x= 58.32)-(x= 61.68)	1Ø16c/15
	(x= 65.84)-(x= 69.15)	1Ø16c/15
	(x= 73.32)-(x= 76.68)	1Ø16c/15
	(x= 80.82)-(x= 84.20)	1Ø16c/15
	(x= 88.35)-(x= 91.70)	1Ø16c/15
	(x= 95.85)-(x= 99.15)	1Ø16c/15

Alineación transversal tipo:

(x= 37.50) Inferior (y= -1.73)-(y= 1.67) 1Ø16c/15
(y= 6.34)-(y= 9.65) 1Ø16c/15
(y= 14.35)-(y= 17.65) 1Ø16/15
(y= 22.35)-(y= 25.65) 1Ø16c/15
(y= 30.35)-(y= 33.65) 1Ø16c/15
(y= 38.35)-(y= 41.65) 1Ø16c/15
(y= 46.55)-(y= 49.50) 1Ø16c/15

9.1. Comprobación de punzonamiento en la losa de cimentación

Se ha realizado la comprobación de punzonamiento en la losa de cimentación en uno de los pilares que sufren las cargas provocadas por la piscina.



2.- COMPROBACIONES

2.1.- Perímetro del soporte (P85)

2.1.1.- Zona adyacente al soporte o carga (Situaciones persistentes)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones
1.35·PP+1.35·CM+Aguapiscina+1.5·Qa+0.9·V180.

Se debe satisfacer:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd,max}$$

$$2.88 \text{ N/mm}^2 \leq 6.00 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

τ_{sd} : Tensión tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico.

$$\tau_{sd} : 2.88 \text{ N/mm}^2$$

$\tau_{rd,max}$: Tensión máxima resistente a punzonamiento en el perímetro crítico.

$$\tau_{rd,max} : 6.00 \text{ N/mm}^2$$

La tensión tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico se obtiene mediante la siguiente expresión (EHE-08, 46.4.3):

$$\tau_{sd} = \frac{|\beta \cdot F_{sd}|}{u_0 \cdot d}$$

$$\tau_{sd} : 2.88 \text{ N/mm}^2$$

Donde:

F_{sd} : Esfuerzo de punzonamiento de cálculo.

$$F_{sd} : 5411.79 \text{ kN}$$

β : Coeficiente que tiene en cuenta los efectos de la excentricidad de la carga. Según EHE-08, comentarios al artículo 46.3, alternativamente puede utilizarse cualquier procedimiento que permita una evaluación más precisa de τ_{sd} , como el indicado en UNE-EN 1992-1-1:2010, 6.4.3.

$$\beta : 1.01$$

$$\beta = 1 + k_x \cdot \frac{|M_{xd}|}{|F_{sd}|} \cdot \frac{u_1}{W_{1x}} + k_y \cdot \frac{|M_{yd}|}{|F_{sd}|} \cdot \frac{u_1}{W_{1y}}$$

k_x : Coeficiente que depende de la relación entre las dimensiones c_y (dimensión en la dirección del eje y) y c_x (dimensión en la dirección del eje x) del pilar (UNE-EN 1992-1-1:2010, Tabla 6.1).

$$k_x : 0.60$$

k_y : Coeficiente que depende de la relación entre las dimensiones c_x (dimensión en la dirección del eje x) y c_y (dimensión en la dirección del eje y) del pilar (UNE-EN 1992-1-1:2010, Tabla 6.1).

$$k_y : 0.60$$

M_{xd} : Momento de cálculo alrededor del eje x, respecto al centro de gravedad del perímetro crítico u_1 .

$$M_{xd} : 58.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{yd} : Momento de cálculo alrededor del eje y, respecto al centro de gravedad del perímetro crítico u_1 .

$$M_{yd} : 6.75 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{xdp} : Momento de cálculo alrededor del eje x, respecto al centro de gravedad del pilar.

$$M_{xdp} : 58.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{ydp} : Momento de cálculo alrededor del eje y, respecto al centro de gravedad del pilar.

$$M_{ydp} : 6.75 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

u_1 : Perímetro crítico de punzonamiento (EHE-08, 46.2).

$$u_1 : 13926 \text{ mm}$$

$$W_{1x} = \int_0^{u_1} |e_y| \cdot dl$$

$$W_{1x} : 196519.3 \text{ cm}^2$$

dl : Elemento diferencial de longitud del perímetro crítico.

e_y : Distancia desde dl hasta el eje alrededor del cual actúa el momento M_{xd} .

$$W_{1y} = \int_0^{u_1} |e_x| \cdot dl$$

$$W_{1y} : 196519.3 \text{ cm}^2$$

e_x : Distancia desde dl hasta el eje alrededor del cual actúa el momento M_{yd} .

u_0 : Perímetro crítico de comprobación de la zona adyacente al soporte o carga (EHE-08, 46.4.3).

$$u_0 : 2000 \text{ mm}$$

d: Canto útil de la losa.

d : 950 mm

La tensión máxima resistente a punzonamiento en el perímetro crítico se obtiene mediante la siguiente expresión (EHE-08, 46.4.3):

$$\tau_{rd,max} = 0.5 \cdot f_{1cd}$$

$\tau_{rd,max}$: 6.00 N/mm²

f_{1cd}: Resistencia a compresión del hormigón

f_{1cd} : 12.00 N/mm²

$$f_{1cd} = 0.60 \cdot f_{cd}$$

Donde:

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

f_{ck} : 30.00 N/mm²

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

f_{cd} : 20.00 N/mm²

2.2.- Perímetro crítico (P85)

2.2.1.- Zona sin armadura de punzonamiento (Situaciones persistentes)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+Aguapiscina+1.5·Qa.
Se debe satisfacer:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd,c}$$

0.26 N/mm² ≤ 0.48 N/mm² ✓

Donde:

τ_{sd}: Tensión tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico.

τ_{sd} : 0.26 N/mm²

τ_{rd,c}: Tensión máxima resistente de una losa sin armadura de punzonamiento en el perímetro crítico.

τ_{rd,c} : 0.48 N/mm²

La tensión tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico se obtiene mediante la siguiente expresión (EHE-08, 46.3):

$$\tau_{sd} = \frac{|\beta \cdot F_{sd}|}{u_1 \cdot d}$$

τ_{sd} : 0.26 N/mm²

Donde:

F_{sd}: Esfuerzo de punzonamiento de cálculo.

F_{sd} : 3464.99 kN

β: Coeficiente que tiene en cuenta los efectos de la excentricidad de la carga. Según EHE-08, comentarios al artículo 46.3, alternativamente puede utilizarse cualquier procedimiento que permita una evaluación más precisa de τ_{sd}, como el indicado en UNE-EN 1992-1-1:2010, 6.4.3.

β : 1.01

$$\beta = 1 + k_x \cdot \frac{|M_{xd}|}{|F_{sd}|} \cdot \frac{u_1}{W_{1x}} + k_y \cdot \frac{|M_{yd}|}{|F_{sd}|} \cdot \frac{u_1}{W_{1y}}$$

k_x: Coeficiente que depende de la relación entre las dimensiones c_y (dimensión en la dirección del eje y) y c_x (dimensión en la dirección del eje x) del pilar (UNE-EN 1992-1-1:2010, Tabla 6.1).

k_x : 0.60

k_y: Coeficiente que depende de la relación entre las dimensiones c_x (dimensión en la dirección del eje x) y c_y (dimensión en la dirección del eje y) del pilar (UNE-EN 1992-1-1:2010, Tabla 6.1).

k_y : 0.60

M_{xd}: Momento de cálculo alrededor del eje x, respecto al centro de gravedad del perímetro crítico u₁.

M_{xd} : 65.81 kN·m

M_{yd}: Momento de cálculo alrededor del eje y, respecto al centro de gravedad del perímetro crítico u₁.

M_{yd} : 7.72 kN·m

M_{xdp}: Momento de cálculo alrededor del eje x, respecto al centro de gravedad del pilar.

M_{xdp} : 65.81 kN·m

M_{ydp}: Momento de cálculo alrededor del eje y, respecto al centro de gravedad del pilar.

M_{ydp} : 7.72 kN·m

u₁: Perímetro crítico de punzonamiento (EHE-08, 46.2).

u₁ : 13926 mm

$$W_{1x} = \int_0^{u_1} |e_y| \cdot dl$$

W_{1x} : 196519.3 cm²

dl: Elemento diferencial de longitud del perímetro crítico.

e_y: Distancia desde dl hasta el eje alrededor del cual actúa el momento M_{xd}.

$$W_{1y} = \int_0^{u_1} |e_x| \cdot dl$$

W_{1y} : 196519.3 cm²

e_x: Distancia desde dl hasta el eje alrededor del cual actúa el momento M_{yd}.

d: Canto útil de la losa.

d : 950 mm

La tensión máxima resistente de una losa sin armadura de punzonamiento en el perímetro crítico se obtiene mediante la siguiente expresión (EHE-08, 46.3):

$$\tau_{rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0.1 \cdot \sigma'_{cd}$$

τ_{rd,c} : 0.48 N/mm²

con un valor mínimo de:

$$\tau_{rd,c,min} = \frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.1 \cdot \sigma'_{cd}$$

τ_{rd,c,min} : 0.48 N/mm²

Donde:

γ_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

γ_c : 1.50

ξ: Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

ξ : 1.46

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$$

f_{cv}: Resistencia efectiva de hormigón a cortante.

f_{cv} : 30.00 N/mm²

$$f_{cv} = f_{ck} \not\geq 60 \text{ N/mm}^2$$

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

f_{ck} : 30.00 N/mm²

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

$$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \leq 0.02$$

Donde:

ρ_x : Cuantía en la dirección X.

ρ_y : Cuantía en la dirección Y.

σ'_{cd} : Tensión axial media en la superficie crítica de comprobación (compresión positiva), con un valor máximo de $\sigma'_{cd,max}$.

$$\sigma'_{cd,max} = 0.30 \cdot f_{cd} \leq 12 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho_l : 0.0022$$

$$\rho_x : 0.0022$$

$$\rho_y : 0.0022$$

$$\sigma'_{cd} : 0.00 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma'_{cd,max} : 6.00 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} : 20.00 \text{ N/mm}^2$$

9.2. Análisis de deformaciones

Para garantizar la estabilidad frente a asientos diferenciales se han estudiado las deformaciones que se producen en la losa de cimentación. La estructura principal supone una carga en la losa que se ve reflejada en la línea de colores que se muestra a continuación.

Además, se cumple la normativa ya que los asientos diferenciales que se producen entre los diferentes puntos de la losa son inferiores a 2 centímetros.

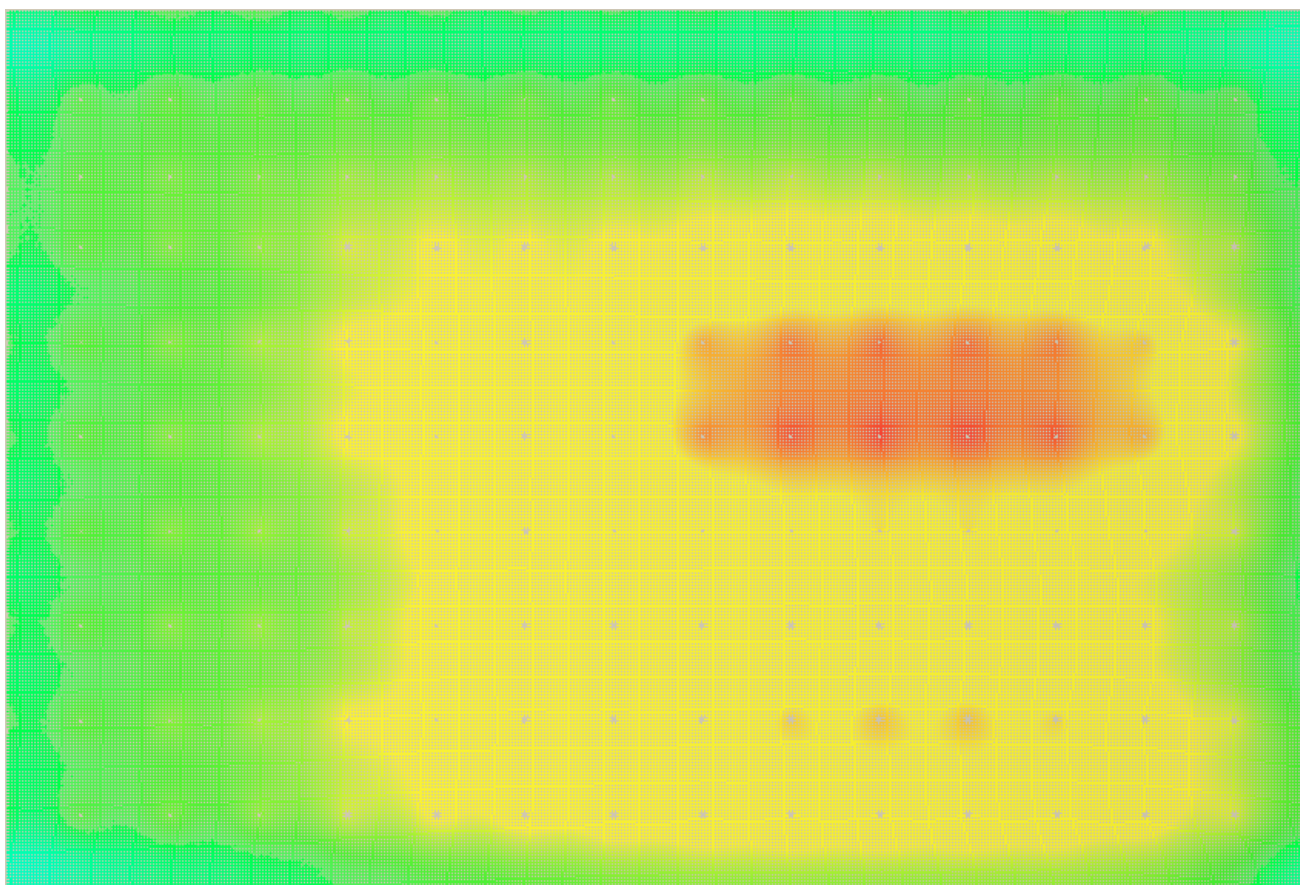


Imagen 16. Análisis de las deformaciones en la losa de cimentación. Fuente: Propia

Los colores expresan la diferencia de asientos, siendo el color rojo donde más asienta la estructura, y el color azul cian donde menos.



Como se puede apreciar el asiento máximo producido es de unos dos centímetros, y la diferencia entre asientos máximo y mínimo es inferior a un centímetro. Se cumple por lo tanto la comprobación exigida actualmente:

$$\text{Asiento diferencial} \leq L/500$$

Donde:

- L = distancia entre ejes de pilares

En este caso: Asiento diferencial $\leq 8/500 = 0,016 \text{ m} = 16 \text{ mm}$

Siendo el asiento diferencial máximo producido 0,45 mm.

10. Disposición del aparcamiento

La disposición final del aparcamiento se ha ido mostrando a lo largo de este documento, pero como resumen destacar que la altura libre entre el techo y el muro del siguiente forjado es de 2,9 metros antes de colocar las instalaciones, por lo que una vez instaladas los puntos de gálibo mínimo del aparcamiento tendrán una altura de 2,5 metros, cumpliendo por lo tanto la normativa específica.

La zona de mantenimiento del vaso de la piscina es tan solo accesible para personal de mantenimiento, esto se consigue mediante la disposición de un murete de hormigón que impide el paso a esta zona.

En el documento Nº 2 – Planos, se muestra la ubicación de los accesos y la circulación establecida por el interior del aparcamiento.

También en el documento Nº2 – Planos se muestran con detalle los diferentes elementos estructurales que se considera importante destacar.