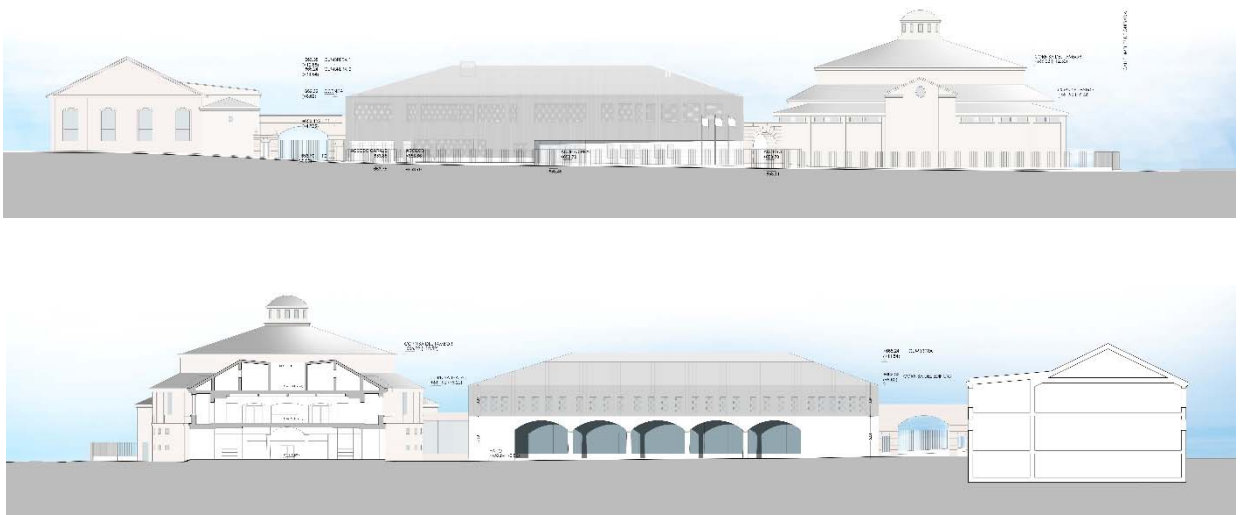


**NUEVO CONSERVATORIO PROFESIONAL DE MÚSICA  
EN LA ANTIGUA UNIVERSIDAD LABORAL, ZAMORA  
EXPEDIENTE Nº: A2020/000031**



**MEMORIA DE CÁLCULO DE ESTRUCTURAS**

**JUNIO 2021**

MEMORIA DE CALCULO DE ESTRUCTURAS. NUEVO CONSERVATORIO PROFESIONAL DE MÚSICA EN LA ANTIGUA UNIVERSIDAD LABORAL DE ZAMORA.

## ÍNDICE

<b>1</b>	<b>DESCRIPCIÓN GENERAL</b> .....	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>SOLUCIÓN ESTRUCTURAL</b> .....	<b>1</b>
2.1	Descripción de las estructuras. ....	1
2.1.1	Edificio nuevo, anexo a edificio existente. ....	1
2.1.1	Edificio existente de la Universidad Laboral de Zamora. ....	7
2.1.2	Justificación del canto utilizado. ....	19
2.1.3	Cimentación adoptada. ....	20
2.1.4	Juntas de dilatación.....	22
<b>3</b>	<b>BASES DE CÁLCULO</b> .....	<b>23</b>
3.1	Valores característicos de las acciones. ....	23
3.1.1	Cargas permanentes. ....	23
3.1.2	Sobrecargas. ....	24
3.1.3	Acciones sobre barandillas y elementos divisorios. ....	24
3.1.4	Acciones de Viento.....	24
3.1.5	Acciones de Nieve.....	26
3.1.6	Acciones Sísmicas. ....	26
3.1.7	Acciones del terreno. Empujes sobre muros. ....	26
3.1.8	Acciones térmicas y reológicas. ....	27
3.1.9	Impacto.....	27
3.2	Valores representativos de las acciones. ....	28
3.3	Combinación de acciones. ....	30
3.3.1	Situaciones persistentes y transitorias. ....	30
3.3.2	Situaciones sísmicas.....	30
<b>4</b>	<b>NORMAS CONSIDERADAS. BIBLIOGRAFIA TÉCNICA</b> .....	<b>31</b>
<b>5</b>	<b>CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES</b> . ....	<b>32</b>
<b>6</b>	<b>COEFICIENTES DE SEGURIDAD</b> . ....	<b>32</b>
<b>7</b>	<b>NIVELES DE CONTROL</b> .....	<b>32</b>
<b>8</b>	<b>DESCRIPCIÓN DE ACTUACIONES DE CARÁCTER ESTRUCTURAL EN EDIFICIO EXISTENTE.</b>	
	<b>ANTIGUA UNIVERSIDAD LABORAL DE ZAMORA</b> .....	<b>33</b>
8.1	Introducción. ....	33
8.2	Actuaciones en planta baja/sótano del edificio existente. ....	33
8.3	Actuaciones en entreplanta. ....	57
8.4	Actuaciones en planta primera y platea superior. ....	63
8.5	Actuaciones en planta bajo cubierta y cubierta inferior.....	72
8.6	Actuaciones en planta bajo cubierta 2. ....	80
8.7	Actuaciones en planta cubierta superior. ....	82
<b>9</b>	<b>DESCRIPCIÓN DE ACTUACIONES EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES EXISTENTES, EJECUTADOS EN PROYECTO PREVIO</b> . ....	<b>84</b>
9.1	Descripción.....	84
9.2	Verificación y diseño de actuaciones de carácter estructural en edificio existente. Zona adyacente al testero suroeste del teatro (Zona tras escenario).....	91
9.3	Identificación de daños y definición de procedimientos de reparación.....	95

<b>10</b>	<b>PROGRAMAS DE CÁLCULO.....</b>	<b>98</b>
10.1	Descripción de los programas.....	98
10.2	Modelización efectuada por CYPECAD.....	98
10.3	Consideración de los efectos P- $\Delta$ y efectos de fisuración del hormigón.....	101
10.4	Aspectos destacados de las consideraciones realizadas en los modelos de cálculo.....	103
10.4.1	Consideración del tamaño de los nudos.....	103
10.4.2	Redondeo de las leyes de esfuerzos en apoyos.....	104
10.4.3	Método de comprobación a pandeo.....	106
10.4.4	Redistribución de esfuerzos en estructuras de Hormigón Armado.....	108
10.4.5	Rigideces consideradas.....	110
10.4.6	Determinación de la acción del viento.....	111
10.4.7	Determinación de la acción sísmica. Cálculo Dinámico. Análisis Modal Espectral.....	112
10.4.8	Modelización de losas de cimentación.....	115
<b>11</b>	<b>VERIFICACIÓN DE LAS CONDICIONES DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL.....</b>	<b>118</b>
11.1	Verificación de Estados Límites Últimos.....	118
11.1.1	Comprobación y dimensionamiento de secciones de hormigón armado.....	118
11.1.2	Pilares, pantallas y muros de hormigón armado.....	122
11.1.3	Forjados de losa maciza.....	123
11.1.4	Forjados reticulares.....	126
11.2	Verificación de Estado Límite de Servicio de Deformación en Forjados.....	127
11.2.1	Fundamentos teóricos para el cálculo de la deformación de los forjados reticulares y de losa maciza. Flecha total y flecha activa.....	127
11.2.2	Aplicación práctica mediante el programa de cálculo CYPECAD.....	131
11.2.3	Verificación de ELS de Deformación en forjados. Edificio NUEVO.....	133
11.3	Verificación de Rigidez horizontal del edificio. Desplome de pilares.....	135
11.4	Análisis de la idoneidad del refuerzo estructural de pilares existentes de hormigón armado mediante recrecidos estructurales de hormigón armado.....	138
11.5	Estructura metálica para peine metálico sobre escenario principal.....	141
<b>12</b>	<b>JUSTIFICACIÓN ESTRUCTURAL FRENTE AL FUEGO. EDIFICIO NUEVO.....</b>	<b>144</b>
<b>13</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>147</b>
<b>14</b>	<b>APENDICE Listados de Cálculo de CYPECAD. Modelo de cálculo EDIFICIO NUEVO.....</b>	<b>148</b>
14.1	Normas consideradas.....	148
14.2	Acciones consideradas.....	148
14.2.1	Gravitatorias.....	148
14.2.2	Viento.....	148
14.2.3	Sismo.....	149
14.2.4	Hipótesis de carga.....	150
14.2.5	Listado de cargas.....	150
14.3	Estados límite.....	155
14.4	Situaciones de proyecto.....	155
14.5	Datos geométricos de pilares, pantallas y muros.....	160
14.6	Dimensiones, coeficientes de empotramiento y coeficientes de pandeo para cada planta.....	165
14.7	Zapatas.....	176
14.8	Materiales utilizados.....	180



## 1 DESCRIPCIÓN GENERAL

La presente memoria de cálculo tiene como objeto la descripción y justificación de cálculo, de los diferentes elementos estructurales que componen las actuaciones de carácter estructural a implementar para el proyecto de ejecución: "Nuevo conservatorio profesional de música en la antigua universidad laboral de Zamora". Destacando las siguientes actuaciones:

- Elementos estructurales que componen el denominado "Edificio nuevo", al corresponderse con la definición de los elementos estructurales a disponer en un edificio de casi completa construcción anexo al actual edificio existente de la Universidad Laboral de Zamora. En la actualidad se encuentran parcialmente ejecutados elementos estructurales de un proyecto previo, destacando la existencia de elementos de contención perimetral, elementos de cimentación, y fracciones de forjado, que en la medida de lo posible serán incorporados al nuevo edificio.
- Actuaciones de reparación, refuerzo, y ejecución de nuevos elementos estructurales, en el edificio existente, correspondiente a la Universidad Laboral de Zamora, con objeto de restituir y/o garantizar el cumplimiento de la normativa en vigor, debido al actual estado de conservación de los elementos estructurales existentes, y compatibilizar y/o adaptar los espacios disponibles a las necesidades arquitectónicas definidas.

## 2 SOLUCIÓN ESTRUCTURAL

### 2.1 Descripción de las estructuras.

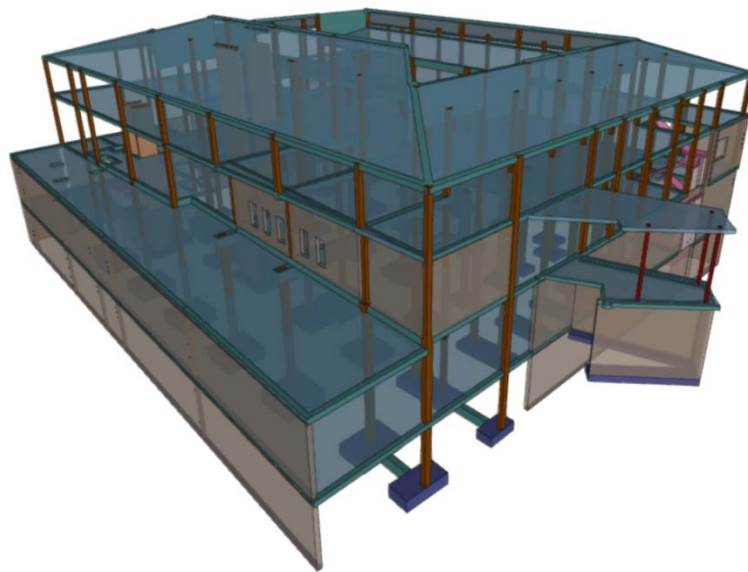
En cuanto a la exposición de la solución estructural, definida en el proyecto de ejecución, por claridad de exposición, se distinguen entre las correspondientes a los elementos estructurales del "Edificio nuevo" y las actuaciones sobre el "Edificio Existente", destacando la siguiente información.

#### 2.1.1 Edificio nuevo, anexo a edificio existente.

Se trata de una unidad estructural de forma aproximadamente rectangular, con unas dimensiones en planta baja de 51x 45 metros, constituida por las siguientes tipologías de elementos estructurales:

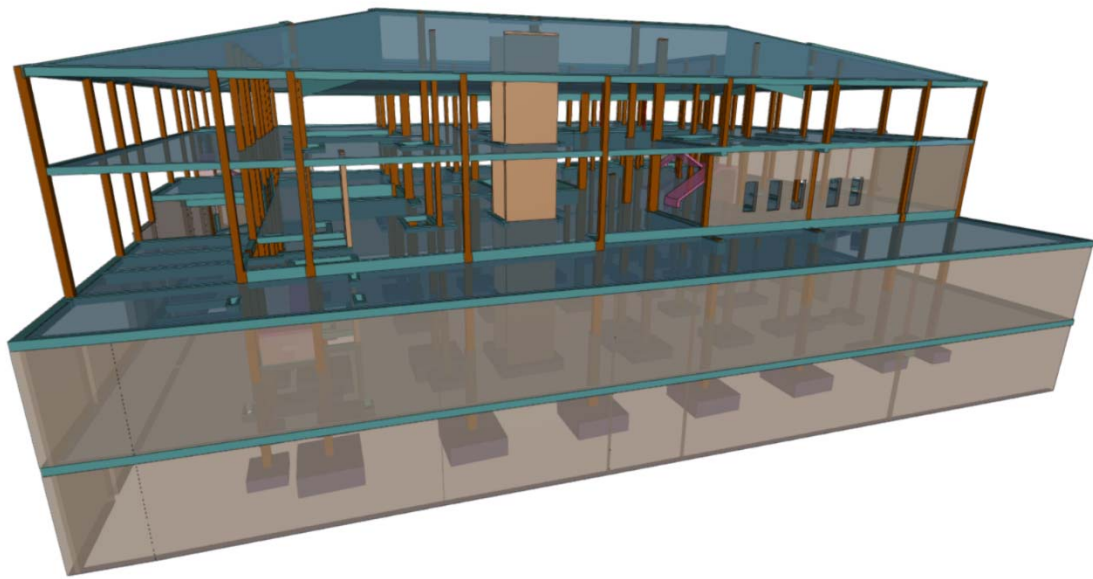
- Cimentación superficial mediante zapatas aisladas, combinadas y corridas.
- Forjados de losa maciza de 35 cm de espesor para forjados de sótano -1, planta baja y planta primera.
- Rampas de acceso a garaje de 30 cm de espesor con vigas de canto para el apoyo y/o entrega a pilares/muros de hormigón.
- Forjado de losa maciza de 30 cm de espesor para elementos de cubierta.
- Disposición de vigas de descolgadas para el apoyo de pilares apeados, según necesidades arquitectónicas.
- Pilares y pantallas verticales de hormigón armado.
- Integración en el proyecto de los muros existentes perimetrales de hormigón armado. Definición de nuevos muros de hormigón armado de 30 cm de espesor, convenientemente conectados en aquellas posiciones que requieren su reconstrucción.

Para el dimensionamiento estructural se ha empleado el software de cálculo CYPECAD de la casa CYPE Ingenieros, con todos los elementos estructurales implicados, tal y como se puede verificar en las siguientes imágenes:



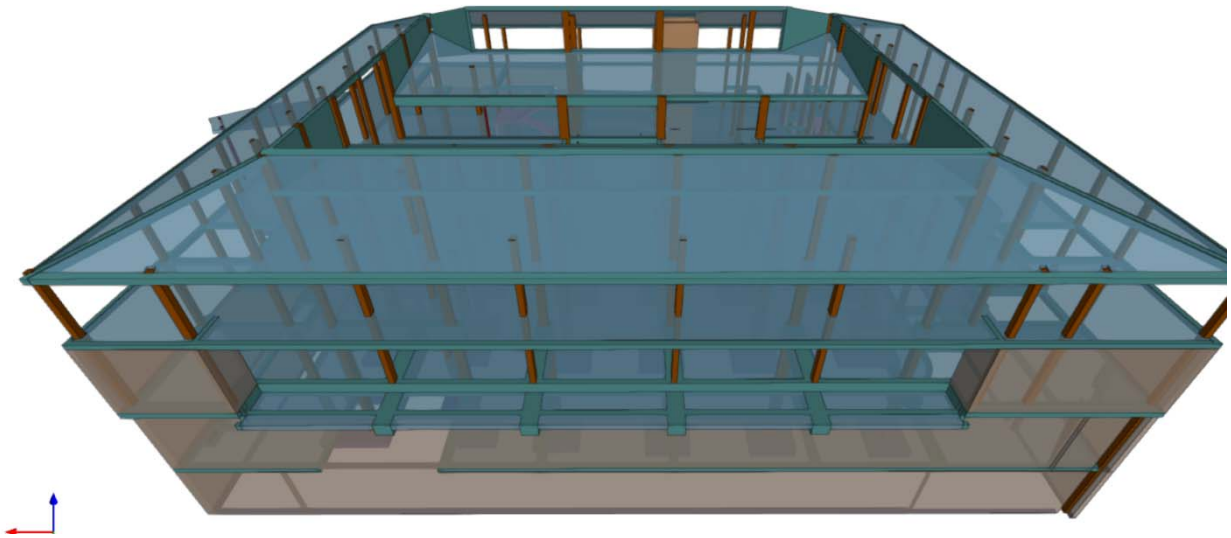
---

*Edificio nuevo, anexo a edificio existente. Vista 3D de la estructura. Vista 1 de 3.*



---

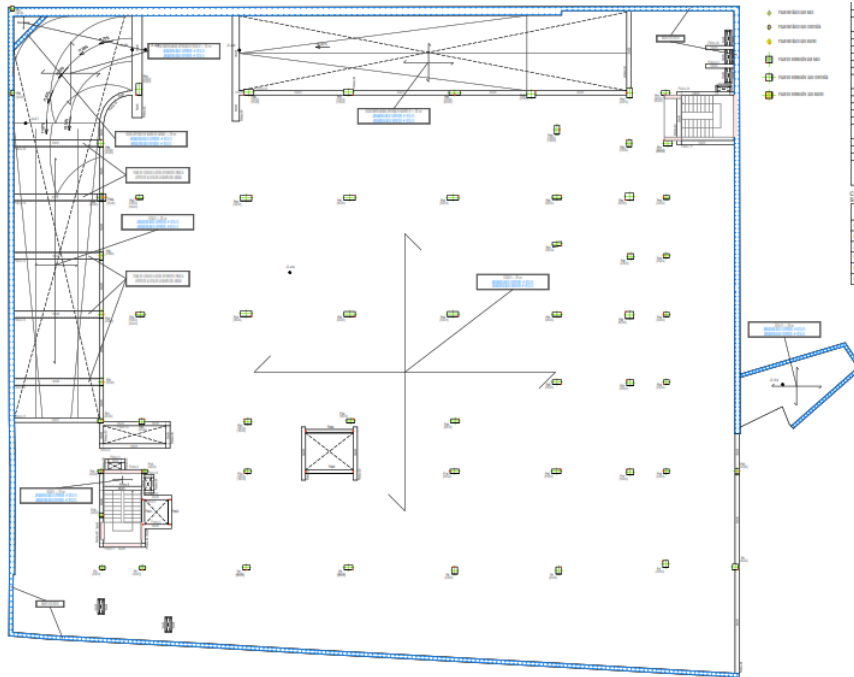
*Edificio nuevo, anexo a edificio existente. Vista 3D de la estructura. Vista 2 de 3.*



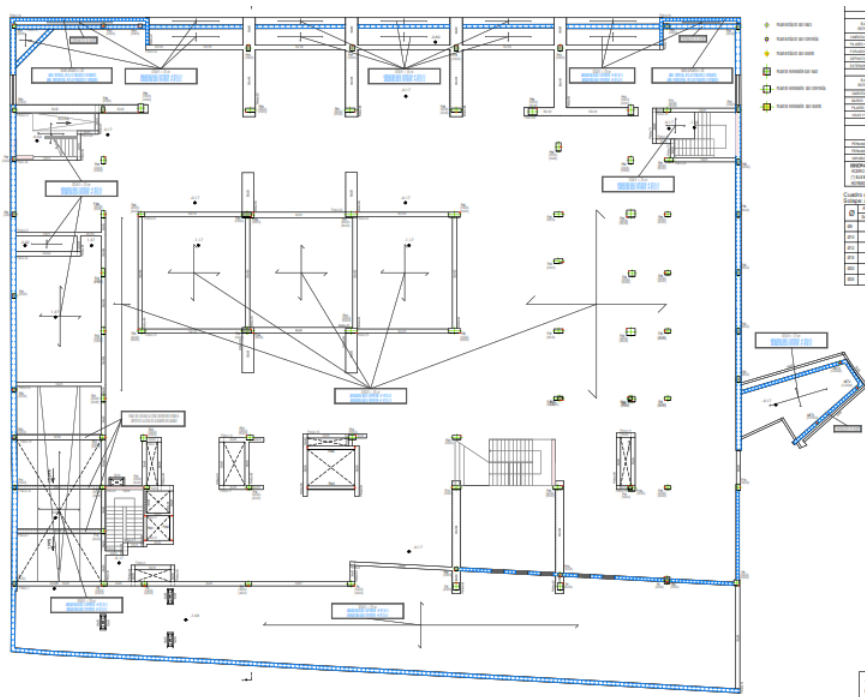
*Edificio nuevo, anexo a edificio existente. Vista 3D de la estructura. Vista 3 de 3.*



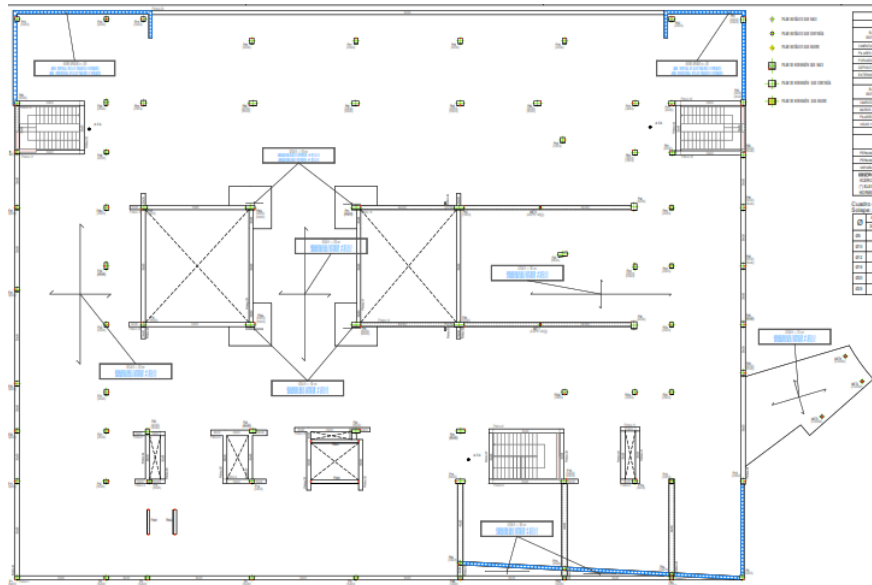
*Edificio nuevo, anexo a edificio existente. Cimentación (Sótano -2).*



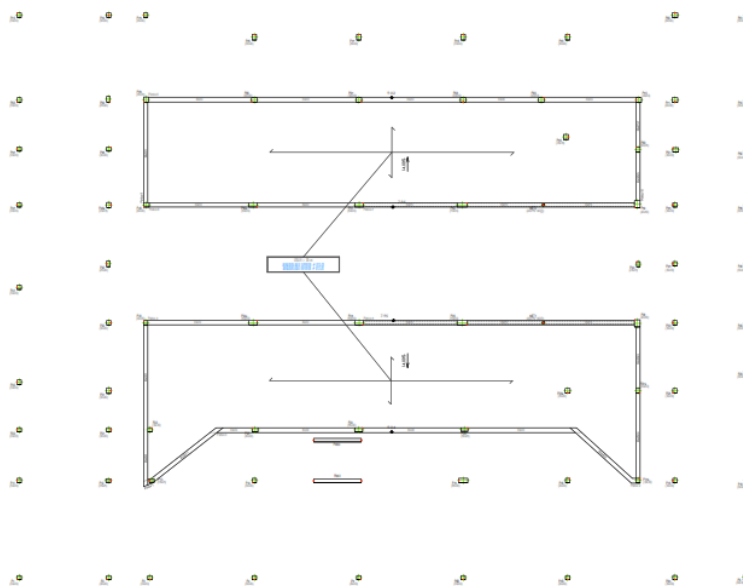
Edificio nuevo, anexo a edificio existente. Forjado planta sótano -1. Losa maciza  $h = 35$  cm. Rampas de garaje: Losa maciza  $h = 30$  cm + Vigas de canto.



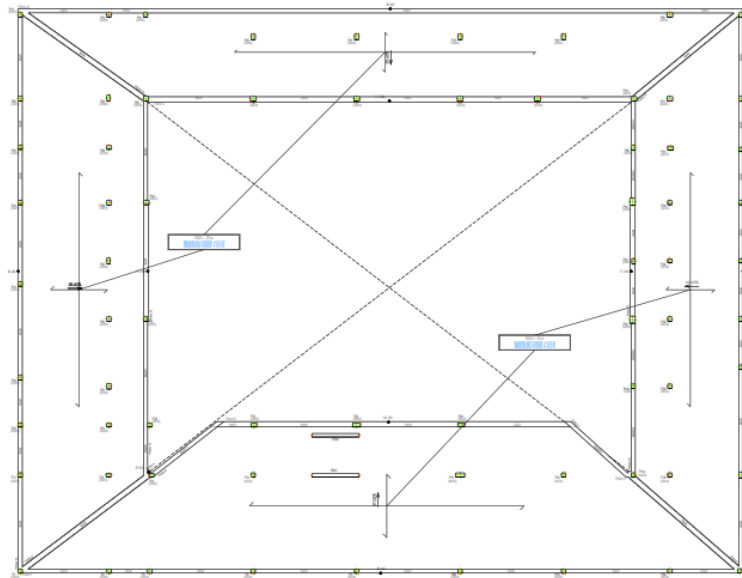
Edificio nuevo, anexo a edificio existente. Forjado planta baja. Losa maciza  $h = 35$  cm; Viga de canto para apoyo de pilares apeados.



*Edificio nuevo, anexo a edificio existente. Forjado planta primera. Losa maciza  $h = 35$  cm; Viga de canto para apoyo de pilares apeados.*



*Edificio nuevo, anexo a edificio existente. Forjado planta cubierta, nivel inferior. Losa maciza  $h = 30$  cm.*



*Edificio nuevo, anexo a edificio existente. Forjado planta cubierta, nivel superior. Losa maciza  $h = 30$  cm.*

### 2.1.1 Edificio existente de la Universidad Laboral de Zamora.

El edificio existente de la universidad laboral de Zamora, fue construido entre los años 1948-1957, encontrándose su fachada principal en la Avenida del Príncipe de Asturias. La edificación existente cuenta con los siguientes niveles y/o plantas a destacar:

- Planta sótano -1 en zona de gradas y/o escenario, y en zona de entrada principal.
- Planta baja, incluyendo los espacios correspondientes a la platea principal, zona de escenarios y/o gradas, así como zona de entrada principal.
- Nivel de entreplanta, donde se destaca la existencia de palcos.
- Planta primera, destacando el espacio principal ubicado sobre la entrada principal del edificio existente, así como una zona de palcos.
- Nivel de platea superior, correspondiente a un espacio inclinado que conecta los niveles de entreplanta y planta primera.
- Planta bajo cubierta.
- Planta de cubierta, destacando la zona central del edificio existente, constituido por una estructura de arcos nervados.

En cuanto a los elementos estructurales existentes, se destacan las siguientes tipologías, agrupadas para su mejor comprensión, según diferentes zonas y/o espacios:

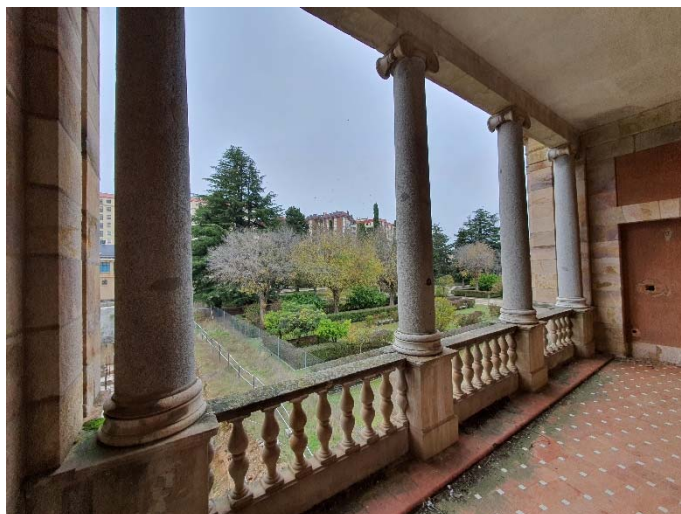
#### A) Zona de vestíbulo, y/o entrada principal del conservatorio/teatro.

La zona del vestíbulo ubicada al noreste del edificio, cuenta con niveles de sótano -1, planta baja, planta primera, planta bajo cubierta, y cubierta.

En la planta baja se encuentran los accesos al edificio, tanto desde la calle como desde el patio interior de la Universidad Laboral.

La estructura vertical está compuesta fundamentalmente por muros de carga de mampostería y/o fábrica, pilares de hormigón armado, así como elementos de carga mixtos formados por hormigón armado y fábrica.

Ocasionalmente, en las zonas más nobles de la edificación, se identifican pilares de granito en planta baja, y pilares aperados de granito en las terrazas laterales del edificio.



*Vista general de terraza lateral. Pilares de granito.*

La estructura horizontal (forjados), se resuelve con distintas tipologías estructurales, destacando:

- Forjados unidireccionales de nervios in situ (autárquicos), apoyados bien de forma directa en los muros de carga de fábrica y/o mampostería, o en vigas de hormigón armado descolgadas.



- Forjados unidireccionales del tipo "violín", constituidos por elementos de aligeramiento mediante bovedillas cerámicas, que integran en su matriz las armaduras propias del forjado unidireccional, constituyendo, una única y sólida unidad estructural.
- Descartar en forjado planta primera, la existencia de forjado mediante bóvedas de arista, y sillería en arco para el apoyo de pilares apeados, propios de la época.



*Vista general del vestíbulo. Pilares de granito y bóvedas de arista en techo de planta baja.*



*Forjado unidireccional con viguetas del tipo "violín".*

En el sótano -1, la estructura vertical se compone por muros de mampostería de anchos comprendidos entre 60 y 85 cm, con fragmentos de muros de fábrica de ladrillo, y pilares de hormigón armado embebidos en los muros-

En planta baja y planta primera, se destaca la existencia de pilares de hormigón armado, exceptuando dos pilares de granito en el vestíbulo de planta baja. En planta primera nacen una serie de pilares apeados de granito en las terrazas laterales, y unos pilares de sillería. Tanto los pilares de sillería como los de granito son apeados, apoyando en una viga de sillería en arco.

Destacar la existencia de cuatro cerchas de hormigón armado de grandes dimensiones, ubicadas entre el nivel de planta bajo cubierta y planta cubierta, cuya función estructural destacada es la de recibir parte de la cubierta principal del edificio, resuelta mediante una estructura de mampostería y/o fábrica nervada.





---

*Nivel de planta bajo cubierta, con fracción de celosía de hormigón de grandes dimensiones.*

B) Zona del teatro. Cuerpo principal del edificio y zona de escenario.

El teatro se compone de la zona de la platea, los palcos laterales, la platea alta y el escenario.



---

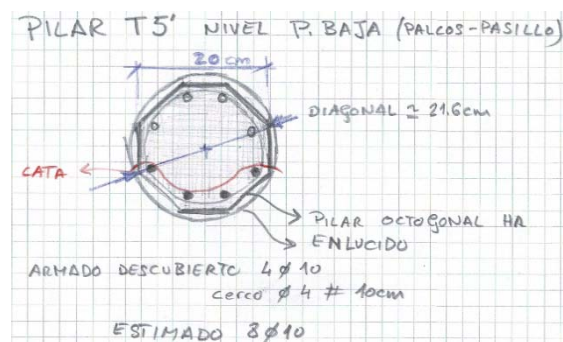
*Vista general de la zona del teatro.*

La estructura resistente vertical, se resuelve mediante muros de carga, dispuestos en dos círculos concéntricos, de aproximadamente 70 cm de espesor, destacando la existencia de pilares de hormigón embebidos en el muro correspondiente al anillo concéntrico interior.

Los palcos se apoyan sobre el muro de mampostería interior y una serie de pilares con forma octogonal, quedando parte del forjado del palco en voladizo.



Vista general de los palcos laterales.



Croquis de pilar octogonal que sirve de apoyo a los palcos.

En el escenario se disponen dos pilares octogonales de hormigón armado, con un diámetro aproximado de 46 cm y con un encamisado de ladrillo hueco a panderete, tal y como se muestra en el croquis, constituyendo una única unidad estructural. Adicionalmente, hay dos pilares de hormigón armado en los laterales, sobre los que se dispone un forjado en planta primera, sirviendo también de apoyo para los elementos de cubierta.



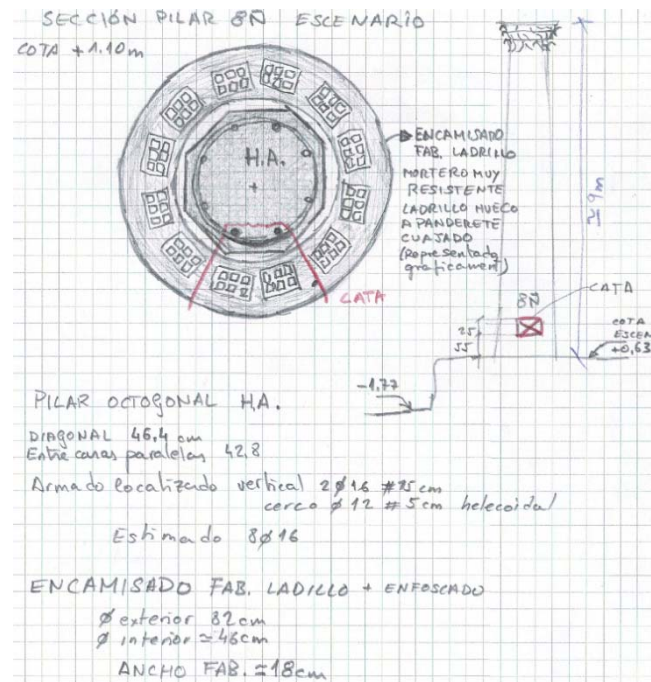
---

*Vista general del escenario.*



---

*Vista general del escenario.*



*Croquis de pilar del escenario.*

El forjado del escenario, se resuelve con forjados unidireccionales con viguetas in situ, apoyadas en vigas de hormigón armado descolgadas, zonas con bóvedas de cañón, y losa maciza de hormigón armado ubicada en el frente del escenario, quedando en voladizo en la zona más próxima a la platea.



*Elementos de forjado en zona escenario. Forjado unidireccional apoyado sobre vigas de canto.*





---

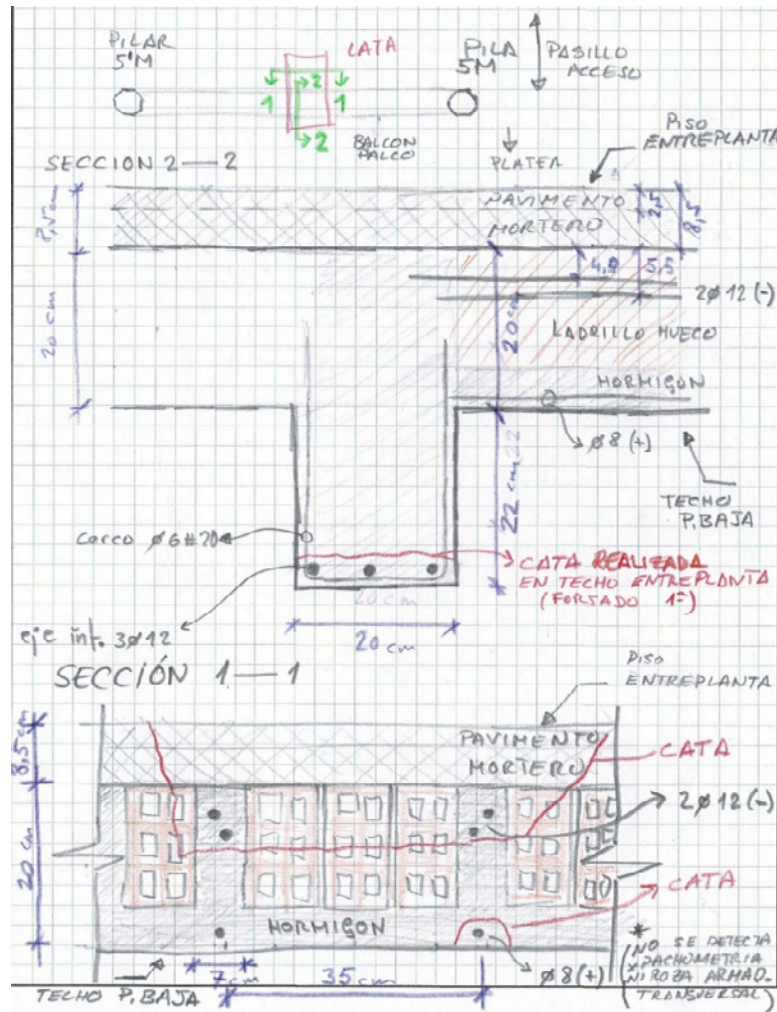
*Zona escenario. Bóvedas de cañón.*



---

*Zona escenario. Forjado de losa de hormigón armado en voladizo.*

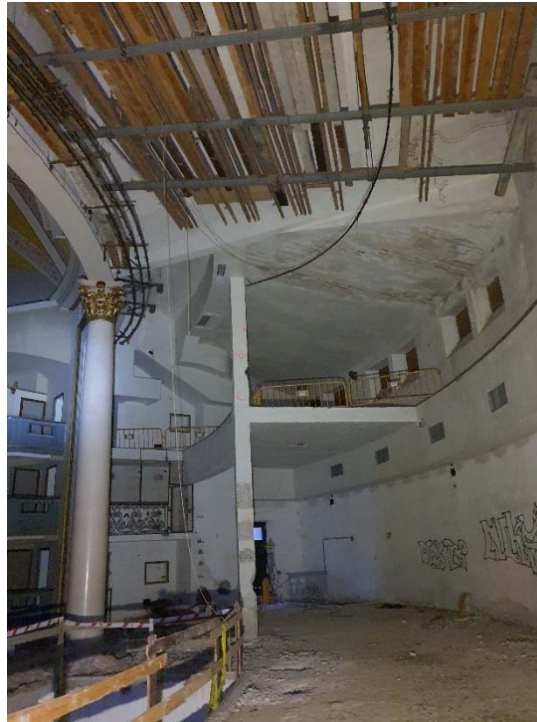
El forjado de los palcos está formado por viguetas in situ y una capa de hormigón de 5 cm de espesor enrasada a la cara inferior de la vigueta. El solado está compuesto por 8,5 cm de pavimento y mortero. El forjado de los palcos apoya sobre muro de mampostería interior y sobre una fila de pilares octogonales que llegan hasta planta primera, quedando parte del forjado del palco en voladizo.



Croquis de elementos estructurales en zona palcos (Entreplanta y planta primera)

El suelo del escenario está formado por forjado unidireccional con vigas de cuelgue apoyadas en muros de carga y ocasionalmente se encuentran zonas abovedadas. Además, la cubierta del escenario cuenta con dos partes diferenciadas; los laterales del escenario están formados por un forjado inclinado unidireccional y en la parte central la cubierta está resuelta mediante una cubierta a dos aguas con un forjado unidireccional con viguetas tipo violín.

Destacar la cubierta principal del edificio, ubicada sobre la platea, formada por una gran cúpula de arcos nervados, apoyando en su perímetro.



*Vista general del escenario. Forjado de planta primera y cubierta inclinada.*

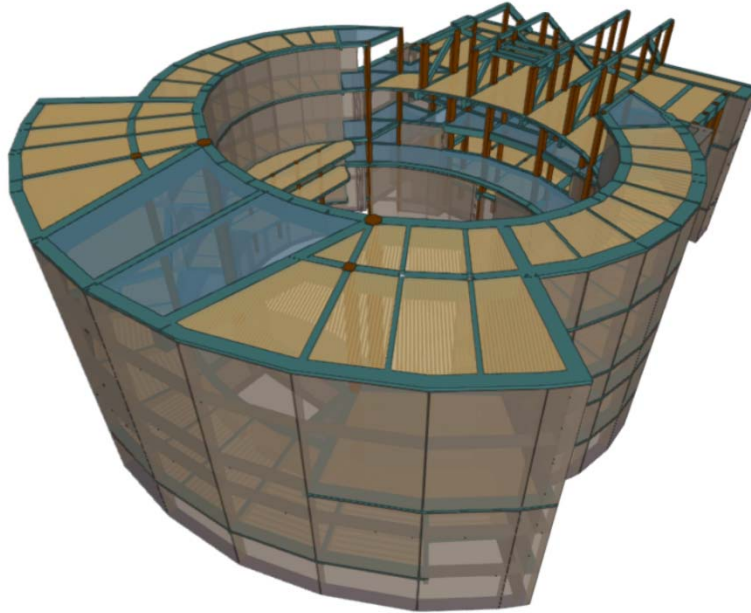
La platea alta está formada por una losa de canto variable en voladizo y una losa inclinada que apoya en dos vigas de canto, coincidentes con los muros de mampostería concéntricos. Además, en dos tramos de las vigas de canto se encuentran dos forjados entre entreplanta y planta primera, que funcionan a modo de contrapeso de la losa de la platea. El techo de la platea alta es un forjado unidireccional con viguetas in situ. Bajo la losa inclinada de la platea alta (techo planta baja) se encuentra una bóveda de cañón.



*Vista lateral de losa inclinada de la platea alta, y vista superior de la bóveda de cañón. Detalle del encuentro entre viga de canto, bóveda y losa inclinada.*

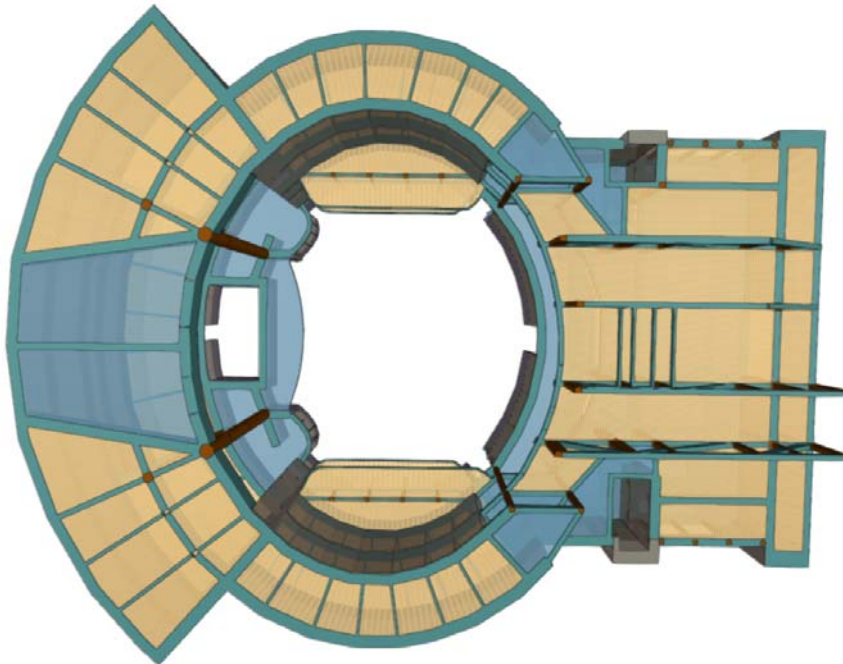


Con objeto de realizar las labores de verificación estructural, y dimensionar en su caso, los nuevos elementos estructurales a disponer en el edificio existente se resuelven varios modelos de cálculo empleando el software de cálculo CYPECAD de la casa CYPE Ingenieros, tal y como se puede verificar en las siguientes imágenes:



---

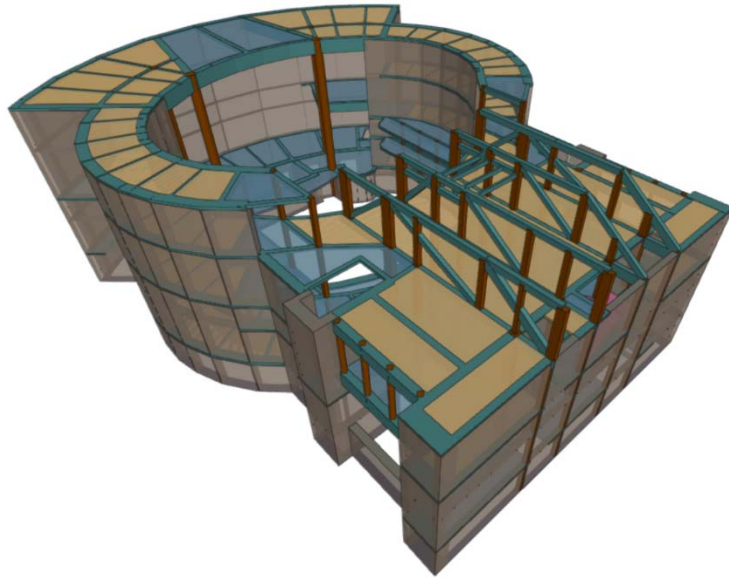
*Edificio existente. Situación actual. Vista 3D de la estructura. Vista 1 de 2.*



---

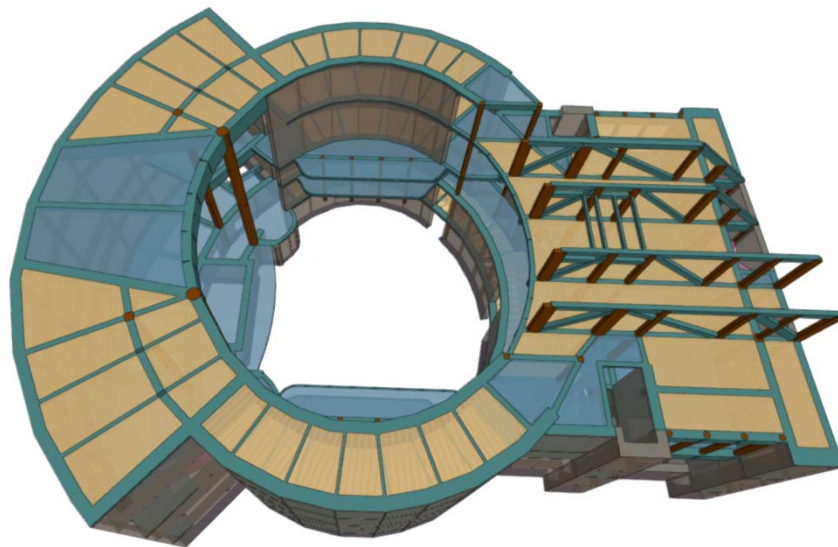
*Edificio existente. Situación actual. Vista 3D de la estructura. Vista 2 de 2.*





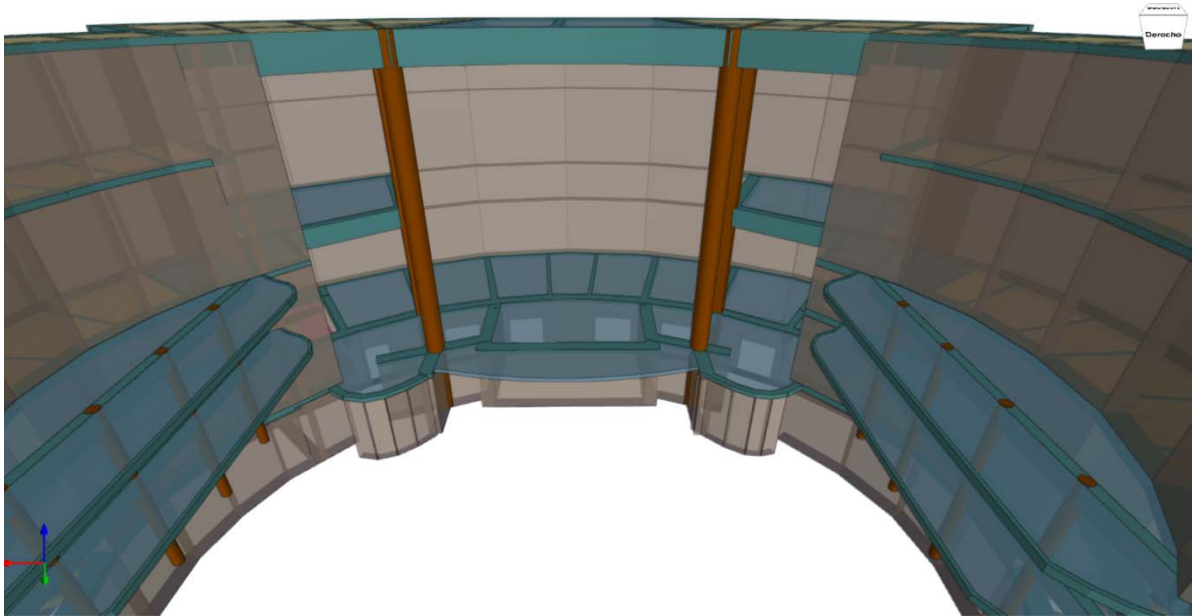
---

*Edificio existente. Situación modificada. Vista 3D de la estructura. Vista 1 de 4.*

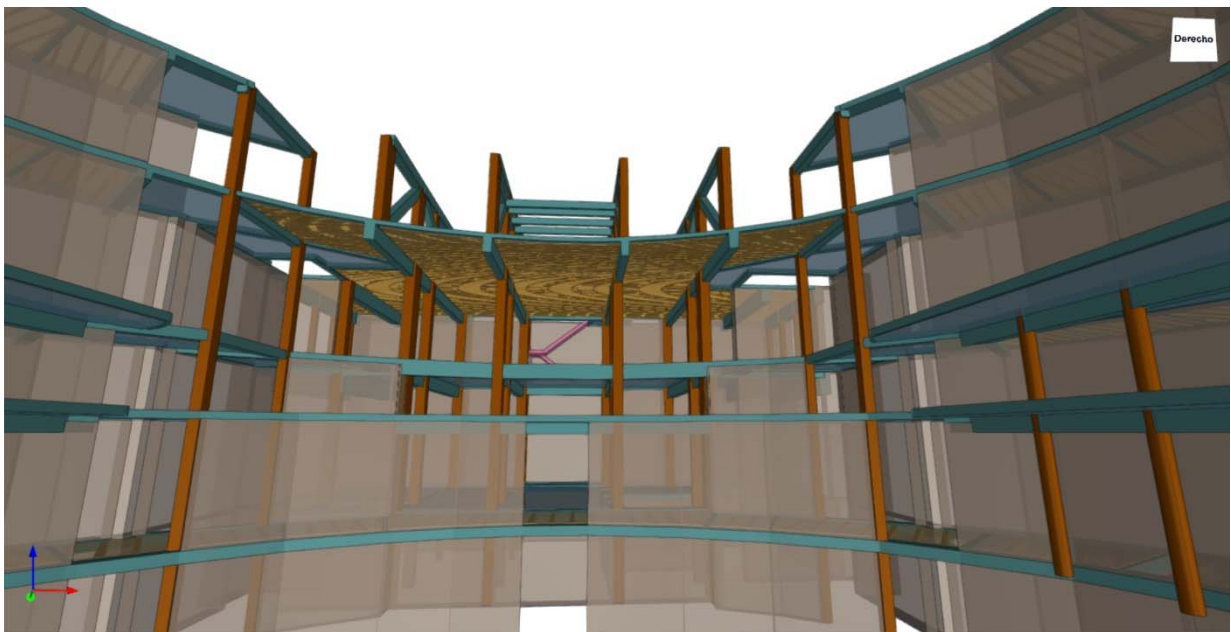


---

*Edificio existente. Situación modificada. Vista 3D de la estructura. Vista 2 de 4.*



*Edificio existente. Situación modificada. Zona escenario y palcos. Vista 3 de 4.*



*Edificio existente. Situación modificada. Zona vestíbulo. Vista 4 de 4.*

### 2.1.2 Justificación del canto utilizado.

La elección del canto del forjado se hace entre otras cosas, sobre la base de que las flechas de la estructura en servicio sean compatibles con el perfecto funcionamiento del edificio.

En nuestro caso estas limitaciones se cumplen, no siendo de prever en absoluto la aparición de fisuras en tabiques o cerramientos debidas a esta causa, siempre y cuando el proceso de carga de la estructura se lleve a cabo de forma correcta y como se indica en los planos.

PARA FORJADOS RETICULARES en general, en edificaciones normales, a falta de exigencias más precisas que resulten de condiciones particulares, se puede establecer como valor límite para la flecha total, en términos relativos a la longitud  $L$  del elemento que se comprueba,  $L/250$ . A falta de criterios más precisos para la flecha activa, en términos relativos a la longitud del elemento que se comprueba,  $L/400$ .

PARA FORJADOS LOSAS MACIZAS en general, en edificaciones normales, a falta de exigencias más precisas que resulten de condiciones particulares, se puede establecer como valor límite para la flecha total, en términos relativos a la longitud  $L$  del elemento que se comprueba,  $L/250$ . A falta de criterios más precisos para la flecha activa, en términos relativos a la longitud del elemento que se comprueba,  $L/400$ .

PARA LOS FORJADOS UNIDIRECCIONALES, formados por viguetas y vigas de carga se emplean los mismos límites de flecha.

En todo caso, casos reales de patología, indican que, para evitar problemas de fisuración en tabiques, la flecha activa no debe ser superior a 1,0 cm.

### 2.1.3 Cimentación adoptada.

Se dispone de estudio geotécnico con denominación: "*Estudio geotécnico para la rehabilitación y ampliación del I.E.S. Universidad Laboral (Zamora)*", destacando el siguiente perfil geológico:

- CAPA A. De 0,00 a 0,60-1,20 m. Arenas arcillosas de compacidad variable a causa de su disgregación parcial.

Se trata de un nivel superficial, sometido a la alteración por influencia antrópica y meteorológica. Su espesor presenta variaciones comprendidas entre 0,60 y 1,20 m.

Presenta una consistencia variable con valores de resistencia a la penetración dinámica BORROS generalmente comprendidos entre 10 y 20 golpes/20 cm.

Se considera un terreno excavable sin dificultad mediante medios mecánicos habituales.

- CAPA B. De 0,60 – 1,20 hasta 4 m (Aproximadamente). Arcillas y limolitas de tonos rojizos con manchas blanquecinas.

Presentan una elevada consistencia, con valores para el ensayo tipo BORROS en el rango  $n_{20}$  desde 20 hasta más de 50 (excepto los pequeños niveles más arcillosos y menos competentes).

Los ensayos SPT han dado el valor de  $N = 33$  (de 1,20 a 1,65 m), y el resto, rechazo ( $N > 50$ ).

La resistencia a compresión simple ha dado valores de 1,08-1,71 kg/cm<sup>2</sup> y 2,66 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que los ensayos confinados en triaxial tipo UU presentan roturas con tensiones más elevadas (4,5-6 kp/cm<sup>2</sup>).

Es un tramo cuya excavabilidad ofrece dificultades medias para el empleo de medios mecánicos habituales.

- CAPA C. De 4 m (aproximadamente) hasta más de 12,5 m. Areniscas y microconglomerados con cementaciones irregulares.

Se trata de areniscas y microconglomerados con cementaciones irregulares. El RQD ofrece valores de 13-47-91-10-87, lo cual indica la alternancia de niveles fuertemente cementados con otros más disgregados. La cementación proporciona gran dureza al material, alcanzándose valores en las roturas a compresión del orden de 169, 192, 233 y 280 kg/cm<sup>2</sup> (similar al hormigón). Presentan un grado de excavabilidad difícil con medios mecánicos convencionales, requiriéndose medios especiales tales como martillos neumáticos o explosivos.

Identificados los estratos, así como su naturaleza/resistencia, se indican las cargas admisibles, es decir, las correspondientes cargas de hundimiento aplicando el factor de seguridad correspondiente ( $F = 3$ ). Los valores de cotas utilizados en la descripción están referenciados a la boca del sondeo.

- CAPA A. De 0,00 a 0,60-1,20 m. Arenas arcillosas de compacidad variable a causa de su disgregación parcial.

Su resistencia es muy variable, estando comprendida principalmente entre los valores de 1 y 2 kp/cm<sup>2</sup> (100 kN/m<sup>2</sup> y 200 kN/m<sup>2</sup>), aunque en algunas zonas se supera puntualmente el valor de 2 kp/cm<sup>2</sup> (200 kN/m<sup>2</sup>) y en otras no se alcanza el valor de 1 kp/cm<sup>2</sup> (100 kN/m<sup>2</sup>).

- CAPA B. De 0,60 – 1,20 hasta 4 m (Aproximadamente). Arcillas y limolitas de tonos rojizos con manchas blanquecinas.

El siguiente nivel alcanza la cota -4,00 m aproximadamente, y se trata de arcillas y limonitas de tonos rojizos con manchas blanquecinas. Su resistencia es elevada superando los 2 kp/cm<sup>2</sup> (200 kN/m<sup>2</sup>) ampliamente.

- CAPA C. De 4 m (aproximadamente) hasta más de 12,5 m. Areniscas y microconglomerados con cementaciones irregulares.

El siguiente tramo cuya profundidad supera la cota -12,50 m, es una capa de areniscas y microconglomerados con cementos irregulares. Presenta un RQD variable, ya que en algunos tramos está entorno al 90 y en otros, entorno al 10, datos significativos que evidencian la variabilidad de su cementación. En cualquier caso, se trata de un nivel de elevada resistencia, hecho apreciable al comprobar que el valor mínimo de los resultados de los ensayos a compresión simple es 169 kp/cm<sup>2</sup>, pero que se alcanzan valores mucho mayores, entorno a 250 kg/cm<sup>2</sup>.

Para el edificio nuevo, con una cota de cimentación de -9,00 m aproximadamente, y por tanto apoyando en la capa de areniscas de elevada resistencia, y según las características del terreno descritas, la cimentación que se propone es una cimentación del tipo superficial, tipo zapatas aisladas. La presión máxima admisible obtenida en los cálculos es 12 kp/cm<sup>2</sup>, aunque es habitual no superar el valor de la capacidad portante admisible de 6 kp/cm<sup>2</sup> ( $\approx$  600 kN/m<sup>2</sup>) para el cálculo de la cimentación.

Debe señalarse que incluso aunque la roca sea de calidad el área de las zapatas no debe ser inferior a unas cuatro veces el área del pilar o 1x1 m<sup>2</sup>, para prever posibles problemas de excentricidades, concentración de tensiones, defectos constructivos y otros posibles problemas. Con las consideraciones realizadas sobre el tipo de cimentación, zapatas aisladas cuadradas de 1,00 m, y según los cálculos realizados en el estudio geotécnico, los asentos esperados, para este tipo de estructuras y en este terreno, no son significativos.

No se ha detectado la presencia de nivel freático en el sondeo realizado ni en los ensayos de penetración dinámica.

No se ha detectado la presencia de sulfatos en el terreno que puedan atacar a los hormigones de cimentación.

#### **2.1.4 Juntas de dilatación.**

De acuerdo con la NCSE-02 apartado 4.2.5., las juntas de dilatación deben estar separadas de las colindantes una distancia mínima para mitigar los efectos del choque durante los movimientos sísmicos.

Toda construcción se separará de las lindes edificables de propiedad adyacentes y en toda su altura no menos que el desplazamiento lateral máximo por sismo, ni menos de 1,5 cm., a fin de evitar el choque con las estructuras contiguas durante los movimientos sísmicos.

### 3 BASES DE CÁLCULO

#### 3.1 Valores característicos de las acciones.

##### 3.1.1 Cargas permanentes.

Las cargas permanentes incluyen el peso propio y las cargas muertas.

- La carga de peso propio se deduce de la geometría teórica de la estructura, considerando para la densidad los siguientes valores:

- Hormigón 25,00 kN/m<sup>3</sup>.
- Acero 78,50 kN/m<sup>3</sup>.

En concreto para las tipologías de forjados empleados, se emplean las siguientes cargas superficiales:

- Forjados de losa maciza, según su espesor: h = 20 cm: 5,00 kN/m<sup>2</sup>; h = 25 cm: 6,25 kN/m<sup>2</sup>; h = 30 cm: 7,50 kN/m<sup>2</sup>; h = 35 cm: 8,75 kN/m<sup>2</sup>.
- Para los forjados unidireccionales existentes, y según la geometría identificada, la carga superficial de peso propio, según la tipología, oscila en la horquilla de 2,40 a 2,90 kN/m<sup>2</sup>.
- Las cargas muertas son las debidas a los elementos no resistentes. Se han considerado las siguientes cargas muertas, incluyendo la fracción equivalente de tabiquería ligera donde proceda, en aplicación de CTE-DB-AE.

##### A) Edificio nuevo.

- Nivel de uso garaje (Sótano -2 y sótano -1), 2,50 kN/m<sup>2</sup>.
- Nivel de planta baja y planta primera, solados y revestimientos, 2,70 kN/m<sup>2</sup>.
- Nivel de planta cubierta, 2,00 kN/m<sup>2</sup>.
- Cargas de cerramientos pesados, 8 kN/ml.
- Cargas de cerramientos de partición interior, 7 kN/ml.

##### B) Edificio existente

- Carga muerta en concepto de solados y revestimientos, 1,50 kN/m<sup>2</sup>.

### 3.1.2 Sobrecargas.

Los valores característicos de las sobrecargas de uso se han tomado de la tabla 3.1 de CTE-DB-AE según se indican seguidamente:

- Sobrecarga de uso en trasteros. 3,00 kN/m<sup>2</sup>.
- Sobrecarga de uso tráfico y aparcamientos 4,00 kN/m<sup>2</sup>.
- Sobrecarga de uso en pasillos y escaleras comunitarias. 3,00 kN/m<sup>2</sup>.
- Sobrecarga de uso en viviendas y terrazas de viviendas. 2,00 kN/m<sup>2</sup>.
- Sobrecarga de uso en cubierta transitable. 2,00 kN/m<sup>2</sup>.
- Sobrecarga de uso en zonas administrativas. 2,00 kN/m<sup>2</sup>.
- Sobrecarga de uso cubierta no transitable. 1,00 kN/m<sup>2</sup>.
- Sobrecarga de nieve. 0,60 kN/m<sup>2</sup>.
- **Sobrecarga de uso en zonas de aglomeración** **5,00 kN/m<sup>2</sup>**. Es este valor de la sobrecarga de uso el adoptado como referencia para todos los espacios asociados a los usos propios de la edificación.
- Sobrecargas de uso especiales:
  - Sobrecarga de uso en zona de instalación geotérmica. Sótano -1, edificio nuevo, 18,00 kN/m<sup>2</sup>.
  - Sobrecarga de uso en zona donde se ubica centro de transformación: 35 kN/m<sup>2</sup>.

### 3.1.3 Acciones sobre barandillas y elementos divisorios.

Se consideran estas acciones según indica el art. 3.2 del CTE-DB AE.

### 3.1.4 Acciones de Viento.

La carga de viento se ha obtenido de acuerdo con el Documento Básico Seguridad Estructural: "Acciones en la edificación SE-AE del Código Técnico de la Edificación".

Según esta norma, el viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria  $q_e$  (kN/m<sup>2</sup>) en la dirección de su normal positiva (presión) o negativa (succión), de valor dado por la expresión:

$$q_e = c_p \cdot c_e \cdot q_b$$

donde:

$q_b$ : valor básico de la presión dinámica del viento dado por la expresión:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

$\rho$ : densidad del aire 1.25 kg/m<sup>3</sup>.

$v_b$ : valor básico de la velocidad del viento, de valor 26 m/s en Zamora, situada en la zona A (Anejo E del CTE).

Por tanto:

$q_b = 0,42$  kN/m<sup>2</sup>.

$c_e$ : coeficiente de exposición que tiene en cuenta los efectos de rugosidad del terreno, de la topografía, de la altura sobre el terreno, así como de las turbulencias. De forma simplificada, se obtiene de la tabla 3.4 de CTE:



**Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición  $c_e$**

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

*Tabla 3.4. de CTE-DB-AE. Valores del coeficiente de exposición  $c_e$ .*

En nuestro caso se ha considerado un coeficiente de exposición correspondiente a un grado de aspereza del entorno igual a IV, zona urbana, industrial o forestal.

$c_p$ : coeficiente de presión, interior o exterior.

Para determinar los valores de los coeficientes de presión, se ha considerado la actuación del viento en dos direcciones ortogonales X e Y, y se han obtenido directamente del Anexo D, de CTE-DB-AE.

Con todo lo anterior se obtiene las siguientes cargas de viento para cada nivel del edificio, tal y como se puede comprobar en la tabla adjunta para el edificio.

Planta	Viento +X	Viento -X	Viento +Y	Viento -Y
Cubierta2	33.001	-33.001	42.617	-42.617
Cubierta1	98.055	-98.055	126.627	-126.627
Primera	114.241	-114.241	147.529	-147.529
Baja	126.279	-126.279	148.578	-148.578
Sótano -1	0.000	0.000	0.000	0.000

*Cargas horizontales de viento por niveles. Edificio nuevo.*

### 3.1.5 Acciones de Nieve.

Como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal,  $q_n$ , se ha tomado:

$$q_n = \mu \cdot S_k$$

Siendo:

- $\mu$  coeficiente de forma de la cubierta según el art. 3.5.3 del CTE DB-AE.
- $S_k$  el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal según el art. 3.5.2 del CTE DB-AE. Para Zamora, con una altitud de 650 m, se especifica en CTE-DB-AE un valor para la sobrecarga de nieve de  $s_k = 0,40 \text{ kN/m}^2$ .

### 3.1.6 Acciones Sísmicas.

Dado que en la zona de ubicación de la estructura la aceleración sísmica básica es inferior a  $0,04 \text{ g}$ , no es preciso tener en cuenta esta acción de acuerdo con lo indicado en la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y Edificación (NCSE-02). (R.D. 997/2002).

La Aplicación de la Norma es obligatoria en las construcciones salvo en:

- Construcciones de importancia moderada.
- Edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica  $a_b$  sea inferior a  $0,04 \text{ g}$ , siendo  $g$  la aceleración de la gravedad.
- En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica  $a_b$  sea inferior a  $0,08 \text{ g}$ . No obstante, la norma será de aplicación en los edificios de más de siete plantas si la aceleración sísmica de cálculo,  $a_c$  es igual o mayor que  $0,08 \text{ g}$ .

A efectos de aplicación de la Norma sismorresistente NCSE-02 y de acuerdo con el uso a que se destinan, con los daños que pueda ocasionar su destrucción e independientemente del tipo de obra de que se trate, la estructura dimensionada se considera de importancia normal (Art. 1.2.2).

### 3.1.7 Acciones del terreno. Empujes sobre muros.

Las acciones derivadas del empuje del terreno, tanto las procedentes de su peso como de otras acciones que actúan sobre él, o las acciones debidas a sus desplazamientos y deformaciones, se evalúan y tratan según establece el CTE DB-SE C.

### **3.1.8 Acciones térmicas y reológicas.**

Según se indica en CTE-DB-AE, apartado 3.4 Acciones térmicas, la disposición de juntas de dilatación puede contribuir a disminuir los efectos de las variaciones de la temperatura. En edificios habituales con elementos estructurales de hormigón o acero, pueden no considerarse las acciones térmicas cuando se dispongan juntas de dilatación de forma que no existan elementos continuos de más de 40 metros de longitud.

Para las unidades estructurales objeto de dimensionamiento estructural, se disponen unas dimensiones en línea con las especificaciones de CTE-DB-AE, de forma que no es necesario considerar esta acción de forma explícita en los análisis estructurales.

### **3.1.9 Impacto.**

Las acciones de impacto consideradas para la verificación estructural, son las indicadas en el ítem 4.3.2 de CTE-DB-AE, tal y como se indican a continuación:

- Los valores de cálculo de las fuerzas estáticas equivalentes debidas al impacto de vehículos de hasta 30 kN de peso total, son de 50 kN en la dirección paralela a la vía y de 25 kN en la dirección perpendicular, no actuando simultáneamente.
- La fuerza equivalente de impacto se considerará en un plano horizontal y se aplicará sobre una superficie rectangular de 0,25 m de altura y una anchura de 1,5 m, o la anchura del elemento si es menor, y a una altura de 0,6 m por encima del nivel de rodadura, en el caso de elementos verticales, o la altura del elemento, si es menor que 1,8 m en los horizontales.

### 3.2 Valores representativos de las acciones.

Las acciones se definen, en su magnitud, por sus valores representativos. Una misma acción puede tener un único o varios valores representativos, según se indica a continuación, en función del tipo de acción.

Este valor es utilizado para la comprobación de los Estados Límite y se obtiene afectando su valor característico por un factor  $\psi_i$ .

Los valores de cálculo de las diferentes acciones se obtendrán aplicando el correspondiente coeficiente parcial de seguridad  $\gamma$  a los representativos de las acciones definidas.

Con carácter general, para su obtención se han seguido los criterios especificados en la EHE-08 y en el C.T.E.

- E.L.U. de rotura. Hormigón.

<b>Persistente o transitoria</b>				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )
Carga permanente (G)	1.000	1.350	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.500	1.000	0.700
Viento (Q)	0.000	1.500	1.000	0.600

<b>Sísmica</b>				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	0.300	0.300
Viento (Q)	0.000	1.000	0.000	0.000
Sismo (E)	-1.000	1.000	1.000	0.300 <sup>(1)</sup>

*Notas:*  
<sup>(1)</sup> Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.

*Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ ) y coeficientes de combinación ( $\psi$ ) para las E.L.U. de rotura en hormigón.*

- E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones.

<b>Persistente o transitoria</b>				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )
Carga permanente (G)	1.000	1.600	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600	1.000	0.700
Viento (Q)	0.000	1.600	1.000	0.600

<b>Sísmica</b>				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	0.300	0.300
Viento (Q)	0.000	1.000	0.000	0.000
Sismo (E)	-1.000	1.000	1.000	0.300 <sup>(1)</sup>

*Notas:*  
<sup>(1)</sup> Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.

Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ ) y coeficientes de combinación ( $\psi$ ) para las E.L.U. de rotura en hormigón de cimentaciones.

- Tensiones sobre el terreno y desplazamientos.

<b>Característica</b>				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000
Viento (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000

<b>Sísmica</b>				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000
Viento (Q)				
Sismo (E)	-1.000	1.000	1.000	0.000

Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ ) y coeficientes de combinación ( $\psi$ ) para la verificación de las tensiones actuantes sobre el terreno y los E.L.S. de desplazamientos.

### 3.3 Combinación de acciones.

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

#### 3.3.1 Situaciones persistentes y transitorias.

- Coeficientes de combinación:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

- Sin coeficientes de combinación:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

#### 3.3.2 Situaciones sísmicas.

- Coeficientes de combinación:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{AE} A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

- Sin coeficientes de combinación:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{AE} A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

Donde:

- Gk Acción permanente.
- Pk Acción de pretensado.
- Qk Acción variable.
- AE Acción sísmica.
- $\gamma$  Coeficiente parcial de seguridad.
- $\psi$  Coeficiente de combinación.

#### 4 NORMAS CONSIDERADAS. BIBLIOGRAFIA TÉCNICA.

En el cálculo de la estructura se ha aplicado la siguiente normativa:

- NCSE-02. Ministerio de Fomento. "Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación". (Real Decreto 997/2002).
- CTE. "Código técnico de la edificación, en los documentos correspondientes: Seguridad Estructural, Acciones en la Edificación, Acero, Madera, etc.
- EHE-08. Instrucción de Hormigón Estructural (Real Decreto 1247/2008).
- EAE. Instrucción de Acero Estructural.

Se destaca bibliografía de especial interés:

- Normas Tecnológicas de la Edificación (NTE).
- Normas Básicas de la Edificación (NBE).
- Instrucción para recepción de cementos (RC-08).
- Libro: "*Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón*" de D. José Calavera, Dr. Ingeniero de Caminos.
- Libro: "Los forjados reticulares: diseño, análisis, construcción y patología", de D. Florentino Regalado Tesoro, libro que forma parte de la biblioteca técnica de CYPE Ingenieros.

## 5 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.

En el cálculo de la estructura se han empleado los siguientes materiales:

- Hormigón en cimentaciones y muros: HA-30/B/20/IIa (Rec. nominal 50 mm).
- Hormigón para elementos de forjado: HA-30/B/12/IIa (Rec. nominal 35 mm).
- Hormigón para pilares de hormigón armado: HA-30/B/12/IIa (Rec. nominal 35 mm).
- Hormigón para piscina, depósitos y/o aljibes: HA-30/B/20/IV (Rec. nominal 45 mm).
- Hormigón de limpieza HL-150/B/25.
- Acero pasivo en todos los elementos: B 500 SD.
- Acero laminado para perfiles y placas, S275 JR.

## 6 COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia de los materiales adoptados son:

- Hormigón:  $\gamma_c = 1,50$ .
- Acero pasivo:  $\gamma_s = 1,15$ .

Para las situaciones accidentales se adoptan los siguientes valores:

- Hormigón:  $\gamma_c = 1,30$ .
- Acero pasivo:  $\gamma_s = 1,00$ .

## 7 NIVELES DE CONTROL.

Según EHE-08.

- Ejecución Intenso.
- Hormigón Normal.
- Acero Normal.



## **8 DESCRIPCIÓN DE ACTUACIONES DE CARÁCTER ESTRUCTURAL EN EDIFICIO EXISTENTE. ANTIGUA UNIVERSIDAD LABORAL DE ZAMORA.**

### **8.1 Introducción.**

En este apartado se describen y justifican las actuaciones de carácter estructural a implementar en el edificio existente de la antigua universidad laboral de Zamora. Estas se pueden clasificar y/o agrupar en dos grupos diferenciados de carácter estructural, a saber:

- Actuaciones de reparación/rehabilitación, refuerzo y/o sustitución de elementos estructurales ya existentes, con objeto de adecuarlos a unas condiciones adecuadas de seguridad estructural, en aplicación de normativa en vigor.

Estas actuaciones, tienen como objeto restablecer las condiciones de seguridad estructural del edificio existente, debido al estado actual de los elementos estructurales inspeccionados, con elevados estados de degradación y/o deterioro, así como de las resistencias identificadas en los distintos componentes estructurales, especialmente bajas en elementos de hormigón armado.

- Actuaciones estructurales, que tienen como objeto adecuar los elementos estructurales existentes, a los nuevos usos arquitectónicos.

La implementación y desarrollo del proyecto arquitectónico que materializa la actualización de los espacios existentes de la antigua universidad laboral de Zamora, requiere la disposición de nuevas configuraciones en los espacios, que requieren actuaciones de carácter estructural sobre los elementos estructurales existentes.

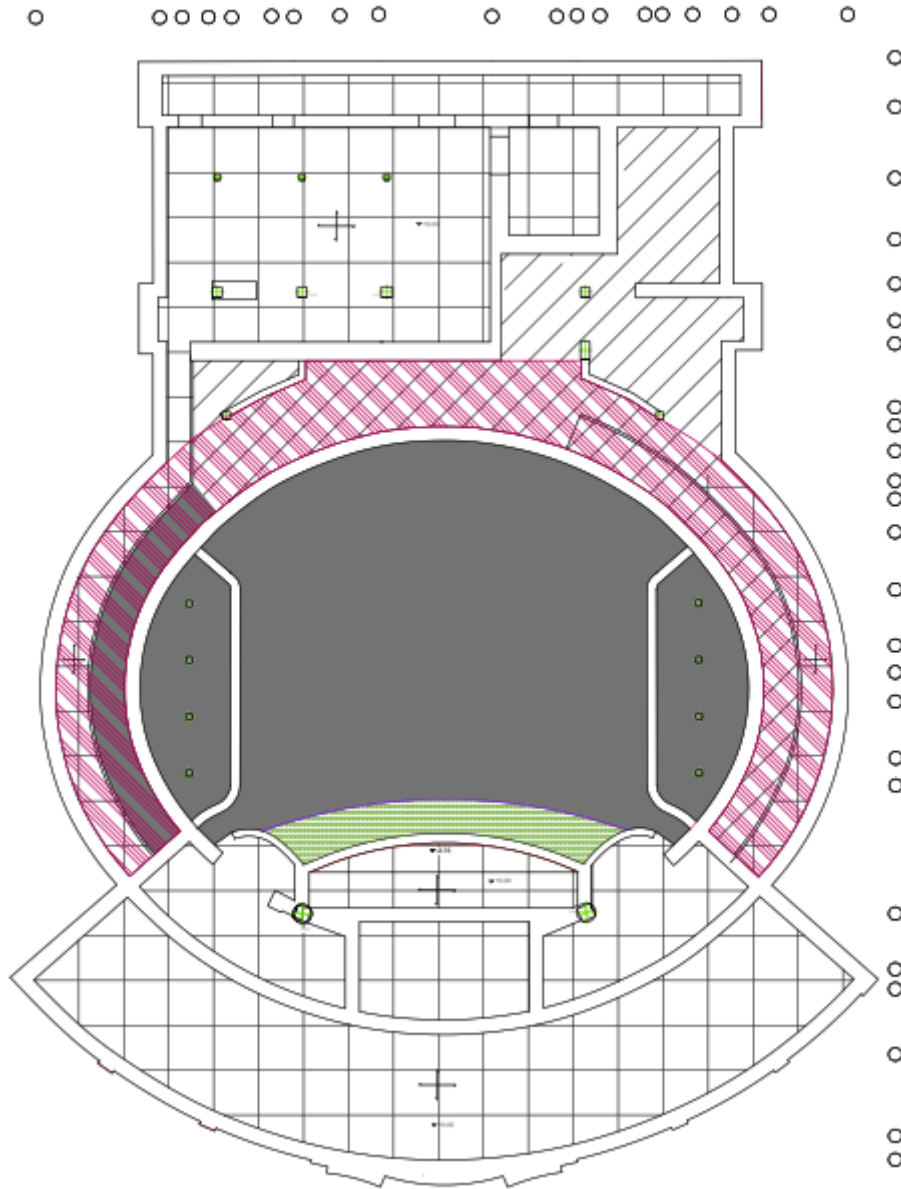
De esta forma se identifican y describen las actuaciones estructurales a implementar, agrupadas por niveles, tal y como se indican en los siguientes apartados.

### **8.2 Actuaciones en planta baja/sótano del edificio existente.**

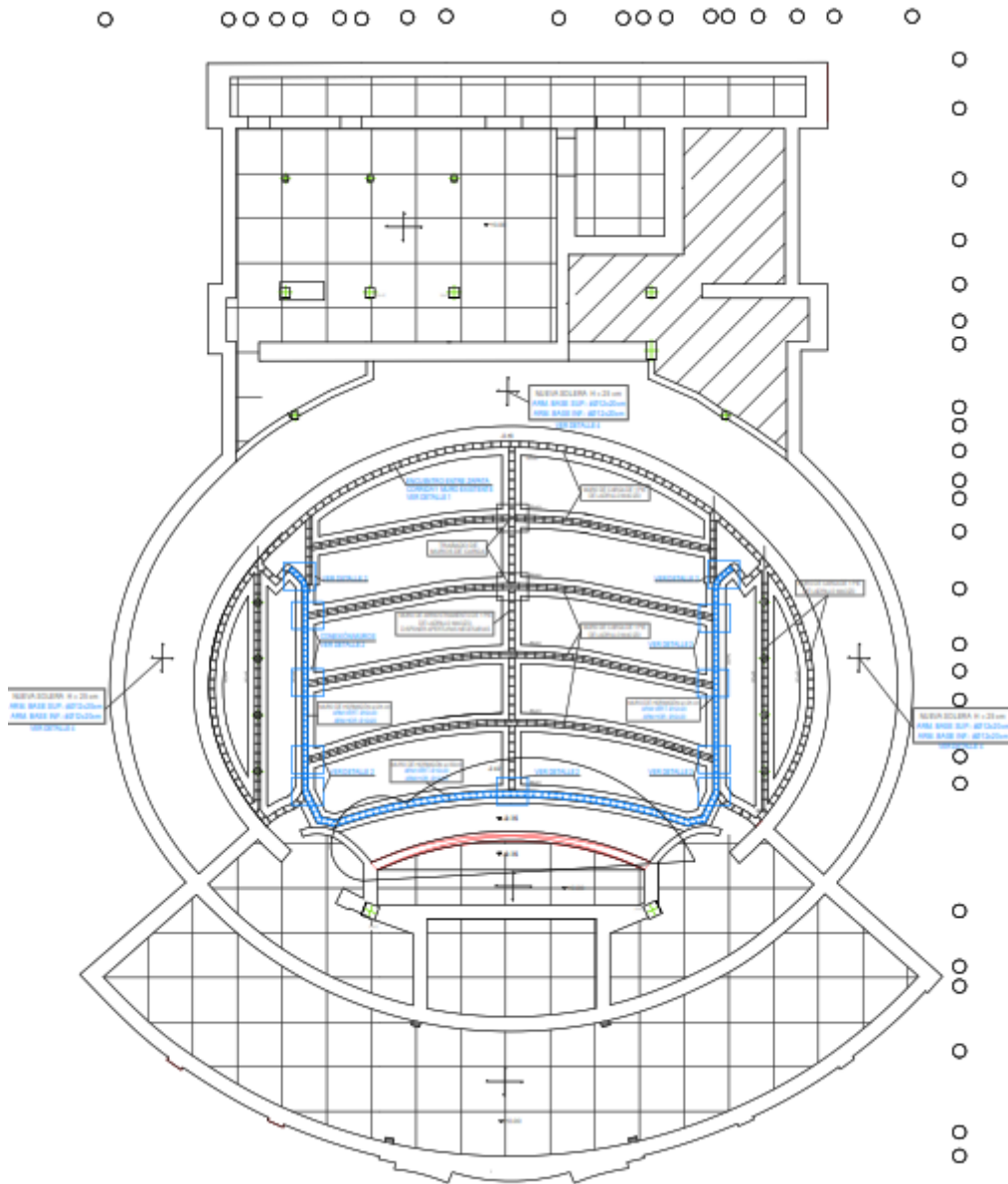
Se agrupan las actuaciones a desarrollar en los niveles de planta sótano y planta baja, por claridad de exposición. En las siguientes imágenes se muestran esquemas de planos de estructura, con la identificación del estado actual, y el estado reformado y/o modificado. Adicionalmente se adjuntan las leyendas de planos de proyecto de ejecución, que permiten identificar las actuaciones estructurales definidas.

LEYENDA	
	Pilar de hormigón armado
	Pilar de granito
	Pilar de piedra
	Muro fábrica de ladrillo
	Muro hormigón armado
	Vigas de cuelgue de hormigón armado: cAxB- A indica cuélgue de la viga, B ancho de la viga
	Bóveda de arista
	Bóveda de cañón
	Forjado unidireccional vigueta tipo autorresistente
	Forjado unidireccional vigueta tipo violín
	Forjado unidireccional vigueta in situ
	Forjado unidireccional ladrillo hueco reforzado con acero
	Losa
	Solera
	Tipología de forjado desconocida
	Relleno+tabiques conejeros
	Excavación y demolición de tabiques conejeros de apoyo de platea existente
	Cegar hueco en muro
	Apertura hueco en muro / demolición
	Apertura de hueco en forjado
	Nuevo forjado
	Sustitución solera
	Sustitución forjado
	Reparación y refuerzo forjado/escalera a suelo y techo
	Reparación y refuerzo forjado/escalera a suelo o techo
	Reparación forjado / viga / escalera
	Demolición forjado
	Demolición escalera
	Nueva escalera
	Ampliación foso
	Reparación y refuerzo pilar
	Reparación y refuerzo viga
	Recrecido de muro (ver detalle)
	Nuevo peine
	Demolición peine

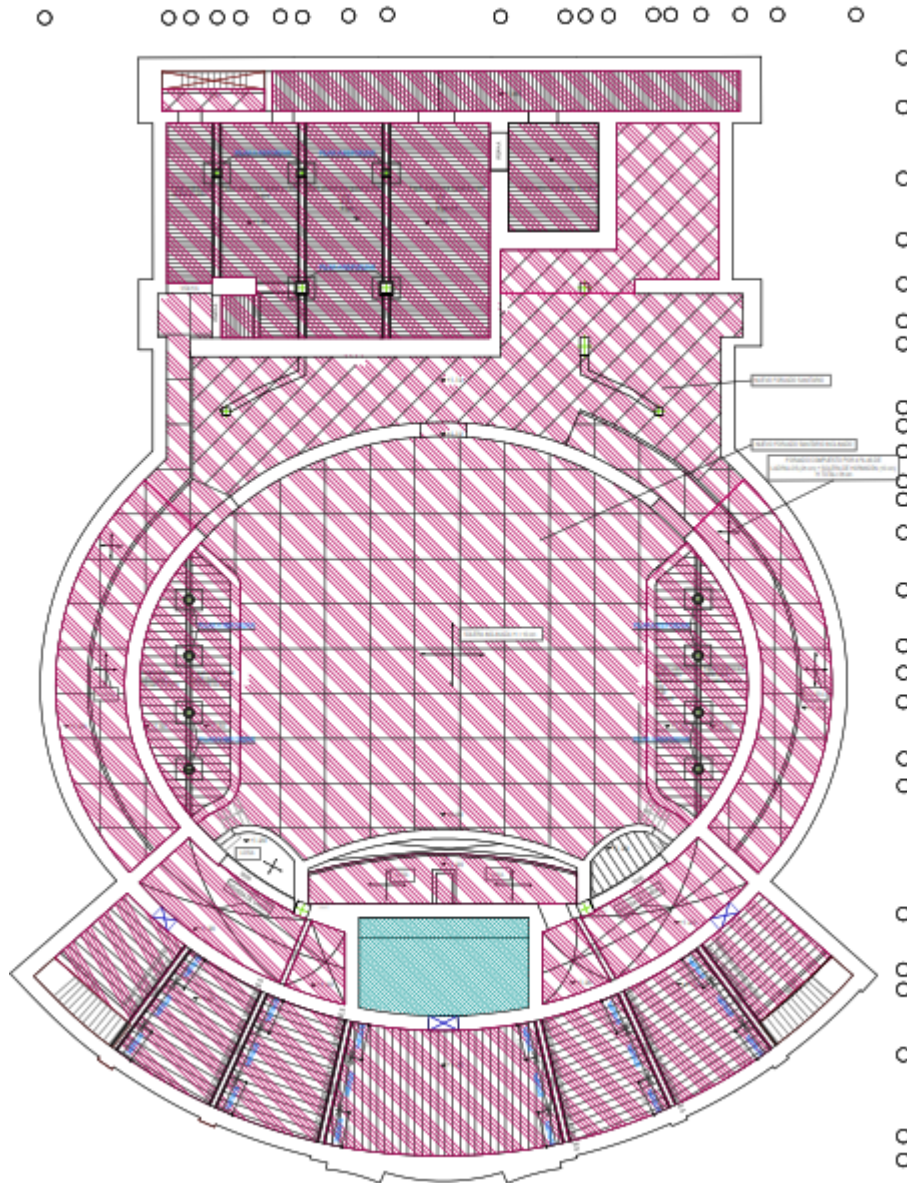
*Leyendas de planos de proyecto de ejecución, para identificar las actuaciones de carácter estructural.*



*Estado ACTUAL. Planta sótano.  
Plano AE-01.01. Planos de actuaciones estructurales. Planta sótano. Edificio existente.*

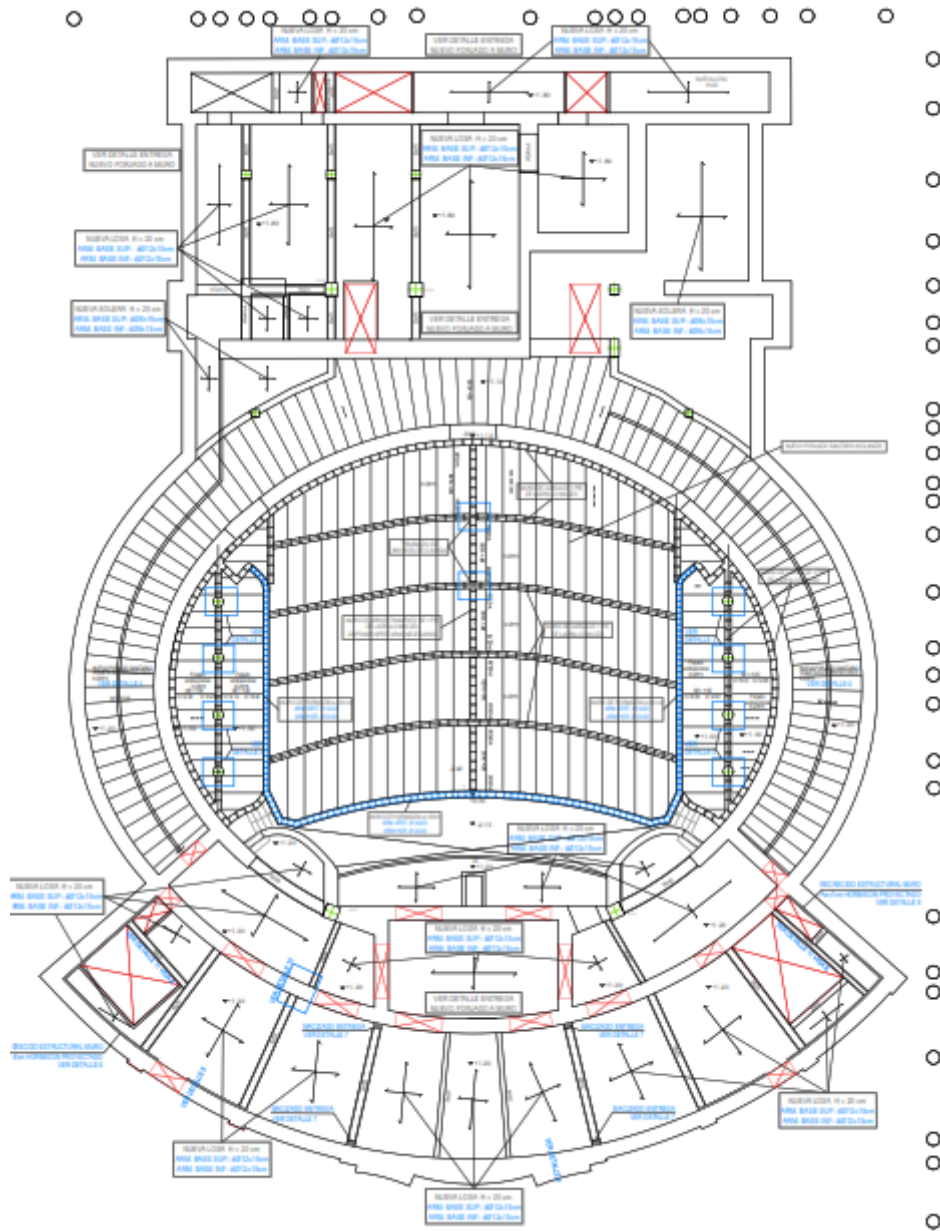


*Estado MODIFICADO. Planta sótano.  
Plano AE-01.02. Planos de actuaciones estructurales. Planta sótano. Edificio existente.  
Modificado.*



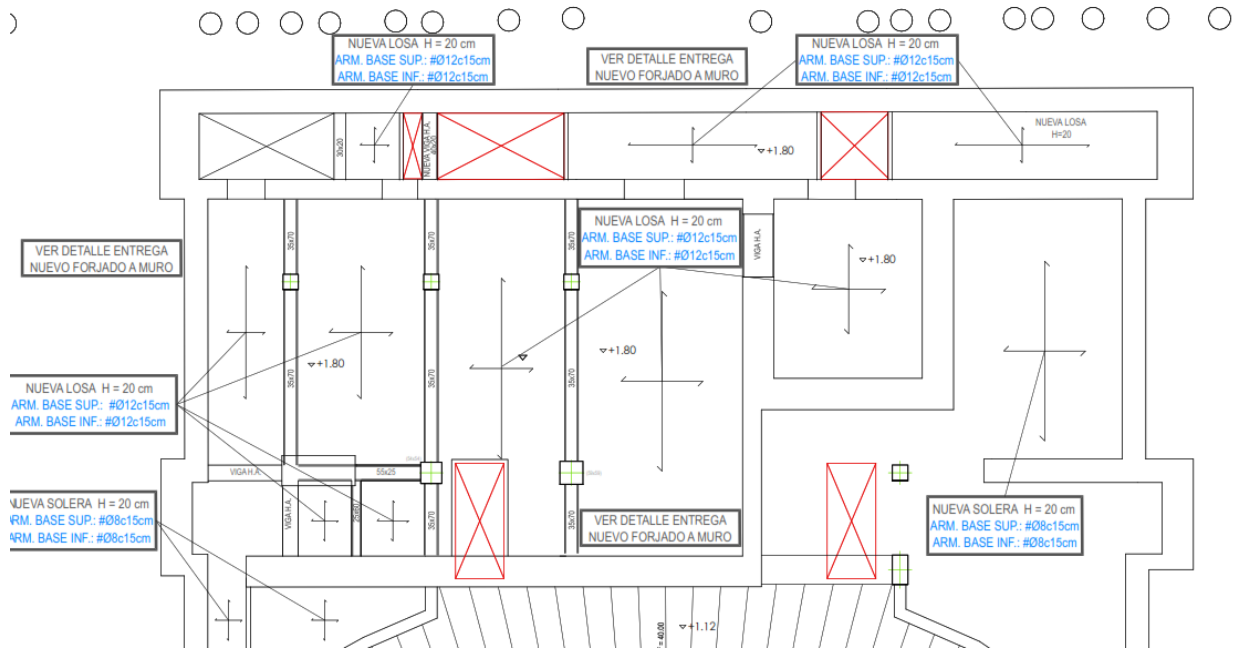
*Estado ACTUAL. Planta baja.  
Plano AE-02.01. Planos de actuaciones estructurales. Planta baja. Edificio existente.*



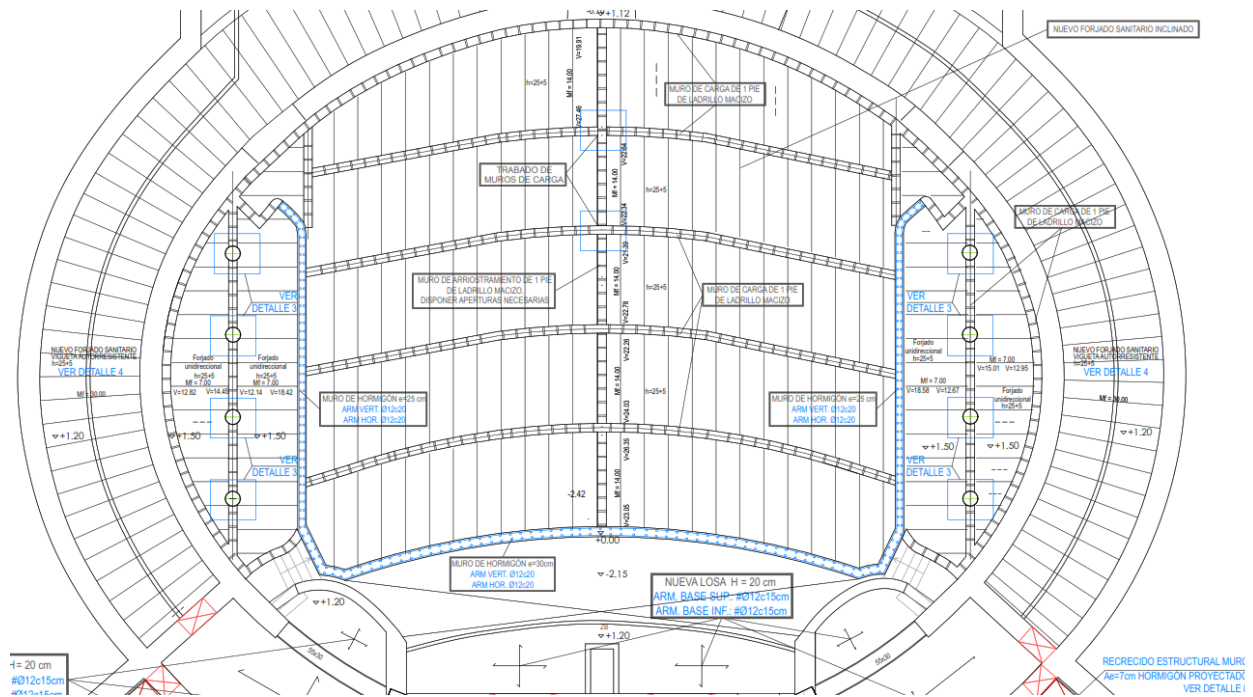


Estado MODIFICADO. Planta baja.

Plano AE-02.02. Planos de actuaciones estructurales. Planta baja. Edificio existente. Modificado.

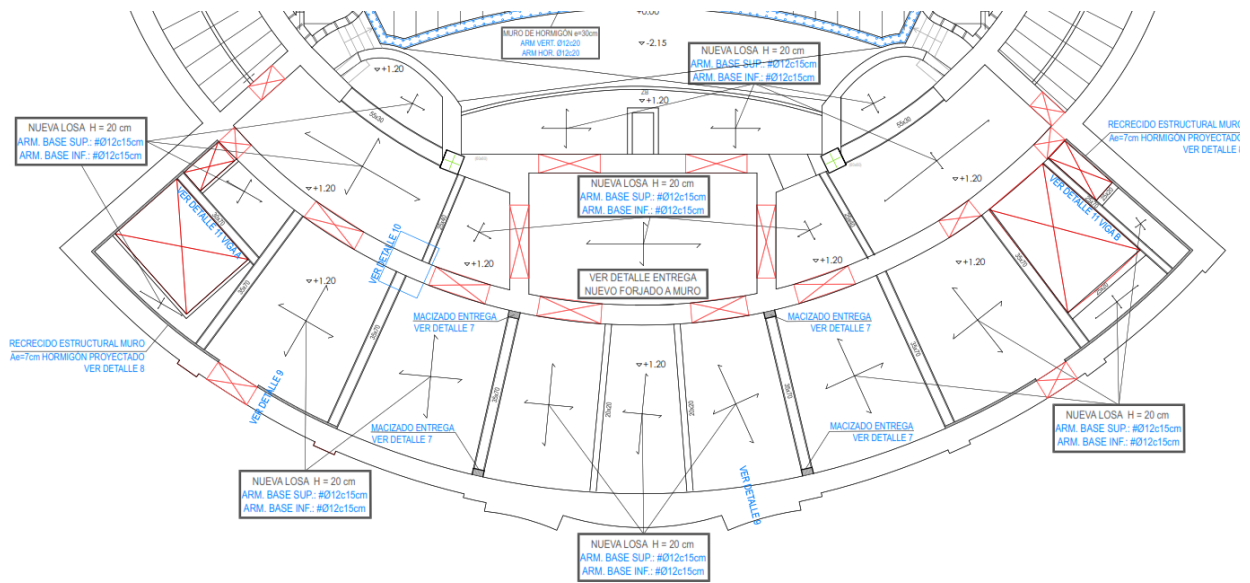


Estado MODIFICADO. Planta baja. Zona de vestíbulo.



Estado MODIFICADO. Planta baja. Zona de platea.

Plano AE-02.02. Planos de actuaciones estructurales. Planta baja. Edificio existente. Modificado. Vista de detalle de zona con nuevo forjado sanitario en zona de platea.



*Estado MODIFICADO. Planta baja. Zona de escenario.  
Plano AE-02.02. Planos de actuaciones estructurales. Planta baja. Edificio existente.  
Modificado. Vista de detalle de zona de escenario.*

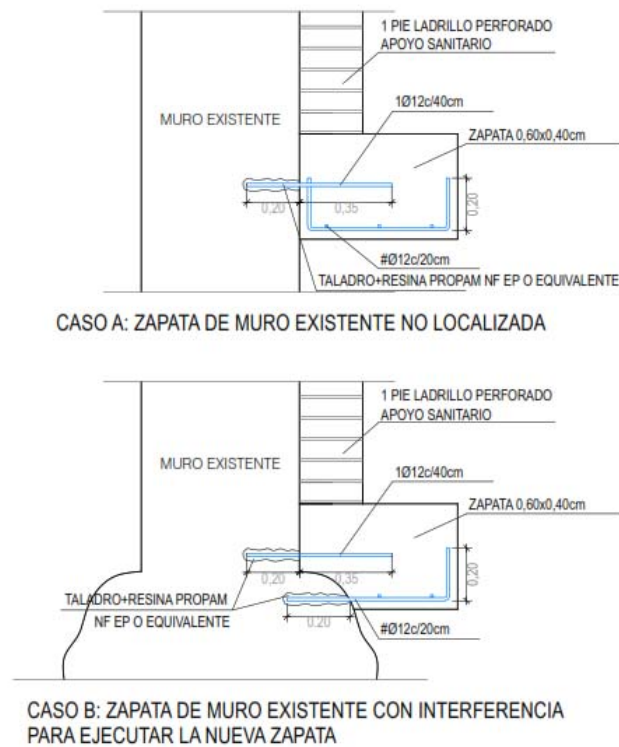


Se destacan las siguientes actuaciones:

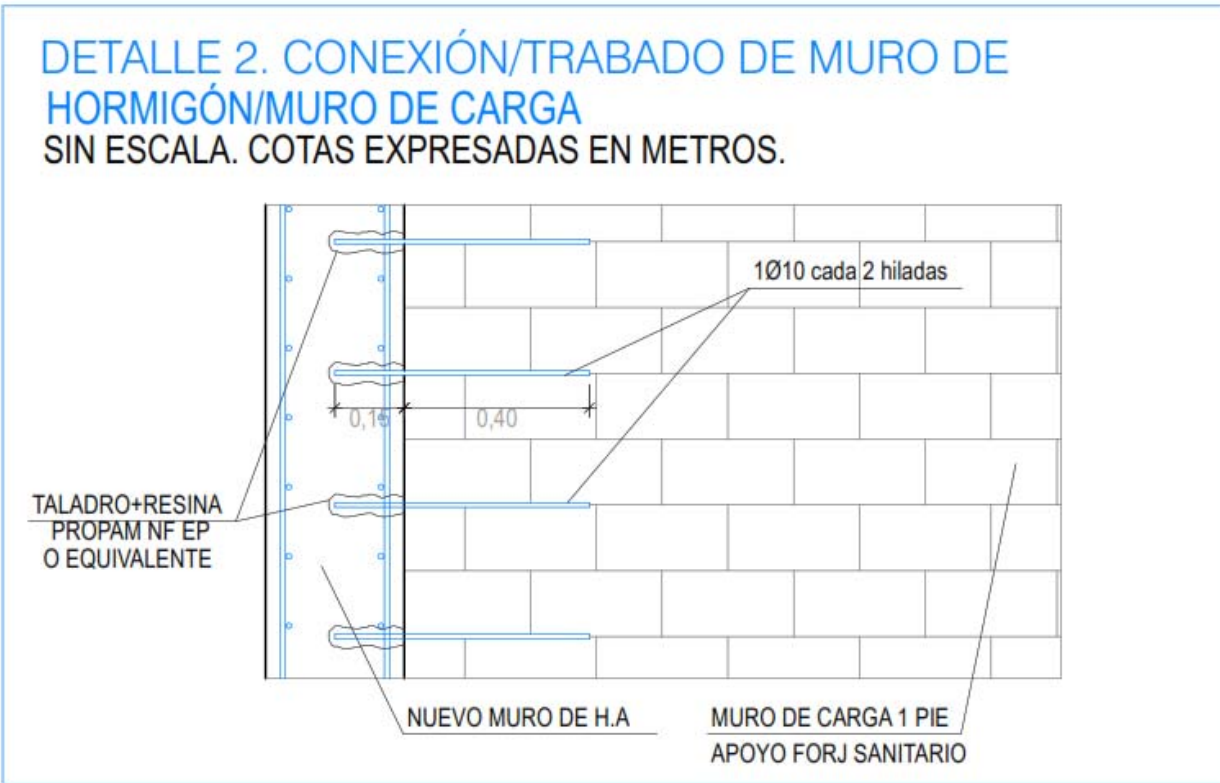
- Demolición de forjados existentes en planta baja, respetando elementos de carga principales (vigas de canto de hormigón armado), especialmente debido al elevado grado de degradación y/o deterioro existente en los forjados.
- Ejecución de nueva solera/losa estructural. Canto 25 cm, armadura #  $\phi$  12 c 20 superior e inferior, para apoyo de forjado sanitario; Canto 20 cm, armadura #  $\phi$  8 c 15 superior e inferior, en zonas de solera.
- Ejecución de nuevo forjado sanitario en zona de platea principal, y en zona de anillo exterior de planta baja.
- Ejecución de nuevos forjados de losa maciza de 20 cm de canto, armadura base superior e inferior #  $\phi$  12 c 15.
- Refuerzo de vigas existentes mediante recrecidos de hormigón armado.
- Refuerzo de pilares existentes de hormigón armado mediante recrecidos de hormigón armado.
- Refuerzo de muros de carga existentes y entrega de vigas de zona de escenario, mediante recrecido de muro con proyectado de hormigón armado, y disposición de macizados de hormigón a modo de apoyos y/o durmientes conectados a muros de carga existentes.
- Disposición de nuevos cargaderos metálicos en zonas de apertura de nuevos huecos en muros de carga ubicados entre el nivel de cimentación (sótano -1) y nivel de planta baja.
- Ejecución de nuevos elementos de cimentación, bien mediante zapatas corridas para el apoyo de los muros de carga del forjado sanitario, bien mediante zapatas excéntricas con vigas centradoras, para el apoyo de los "*nuevos pilares*" a modo de durmientes para el apoyo de las vigas de hormigón armado existentes en zona de escenario.
- Ejecución de nuevo foso de ascensor/montacargas anexo a muro de carga existente.
- Ejecución de nuevo tramo de escaleras ubicada en zona de escenario, entre nivel de sótano y forjado de planta baja.

En las siguientes imágenes se muestran croquis/esquemas de los detalles de ejecución de estos elementos estructurales:

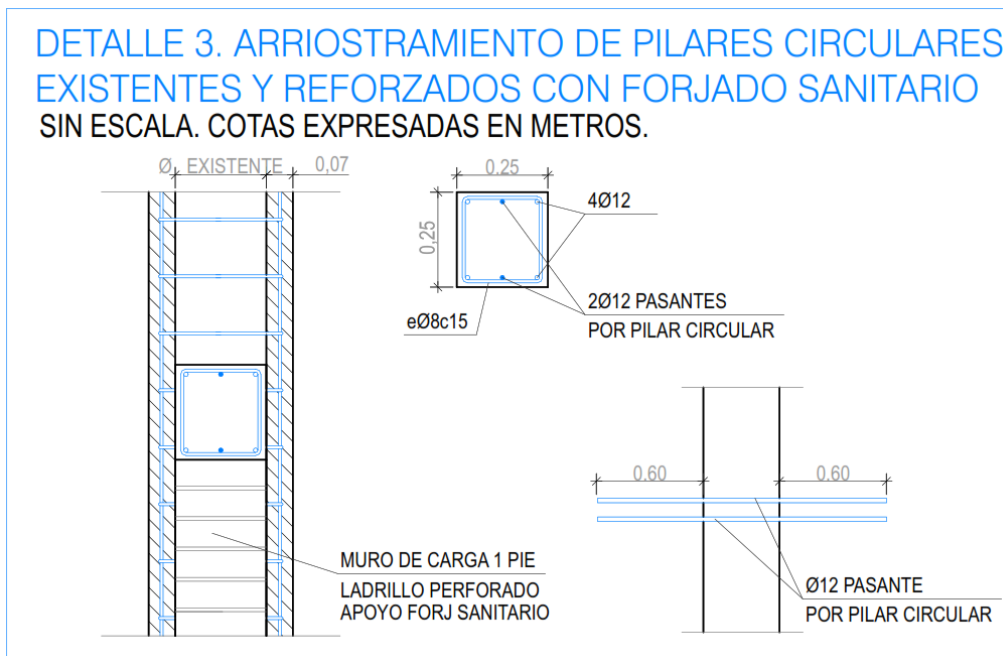
**DETALLE 1. ZAPATA CORRIDA ANEXA A LA PLATEA  
SIN ESCALA. COTAS EXPRESADAS EN METROS.**



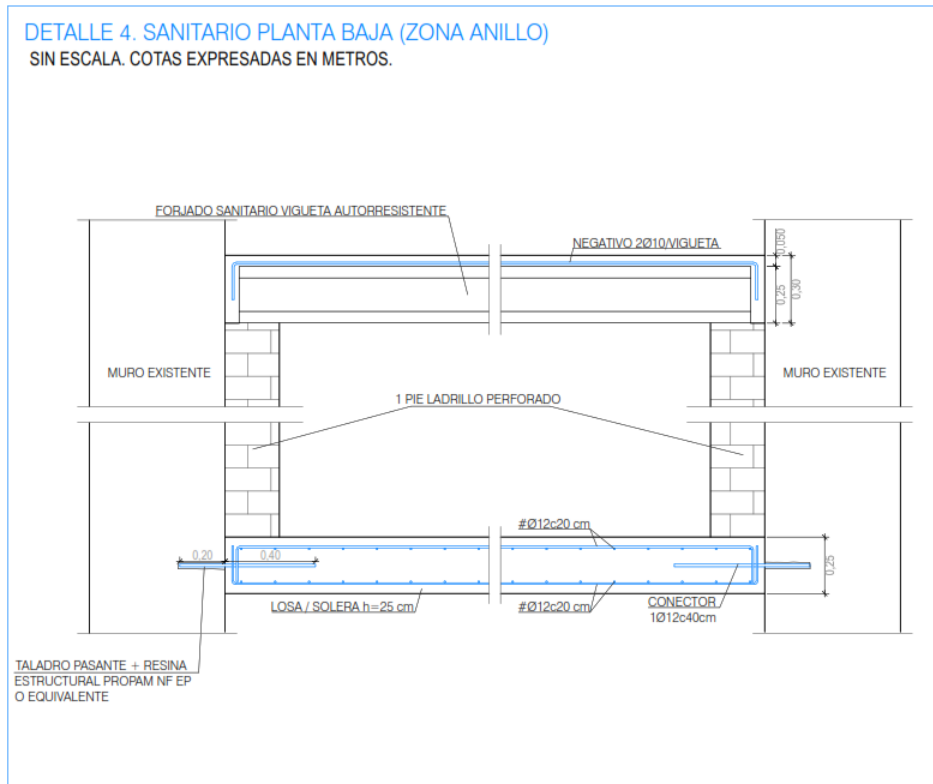
*Detalle 1. Detalle de ejecución de zapata corrida para apoyo de muro de carga de nuevo forjado sanitario, zona de platea. Plano AE-09.01. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones.*



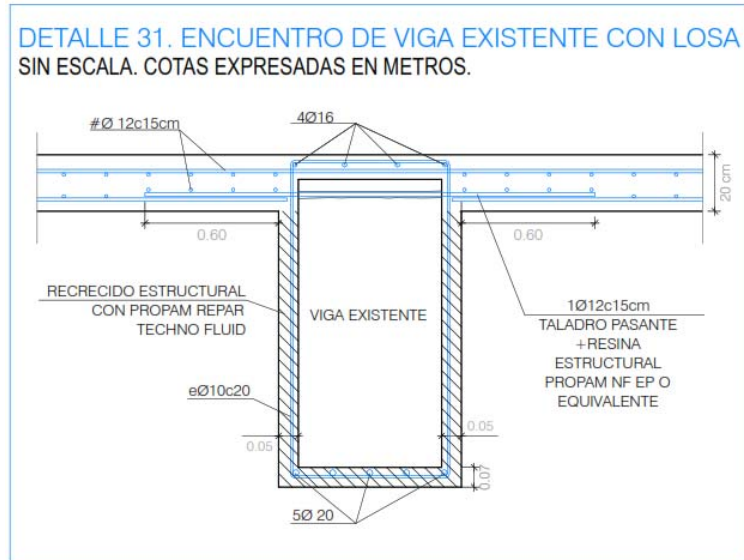
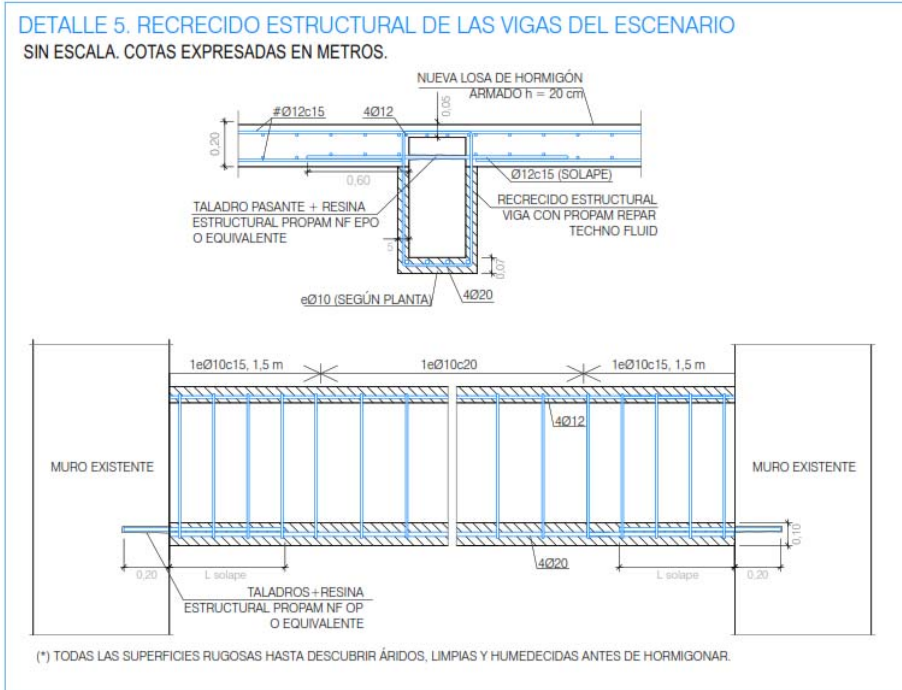
Detalle 2. Detalle de conexión de muros de carga de forjado sanitario de zona platea, con nuevos muros de hormigón, para arriostramiento. Plano AE-09.01. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones



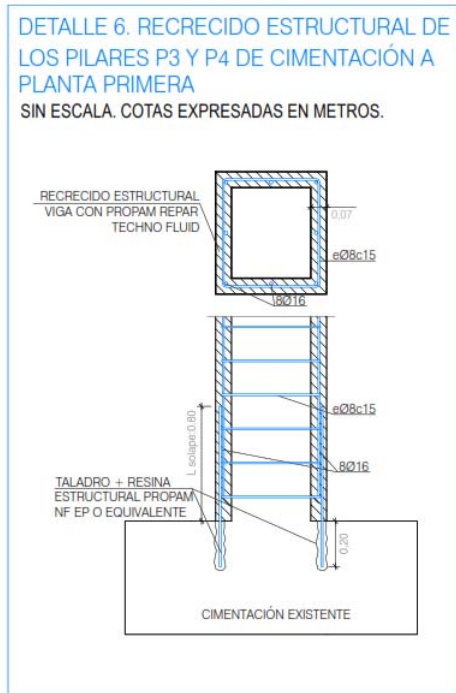
Detalle 3. Detalle de conexión de muro de carga para apoyo de forjado sanitario, con pilares existentes reforzados que sirven de apoyo para zona de palcos. Plano AE-09.01. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones.



*Detalle 4. Detalle de ejecución de nuevo forjado sanitario en zona de Anillo perimetral. Planta baja. Detalle 10. Plano AE-09.01. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones.*

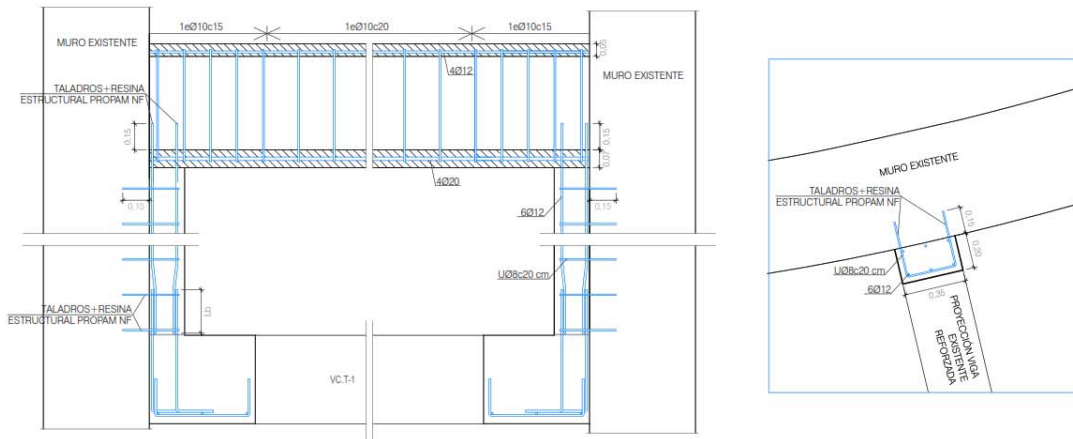


*Detalles 5 y 31. Detalle de refuerzo de vigas de hormigón armado existentes mediante recrecido estructural. Planos AE-09.01 y AE-09.02, respectivamente. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones.*

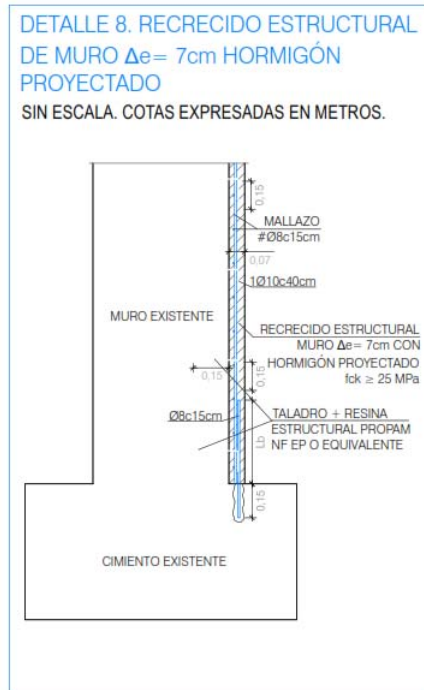


Detalle 6. Detalle de refuerzo de pilares de hormigón armado existentes mediante recrecido estructural. Plano AE-09.01. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones.

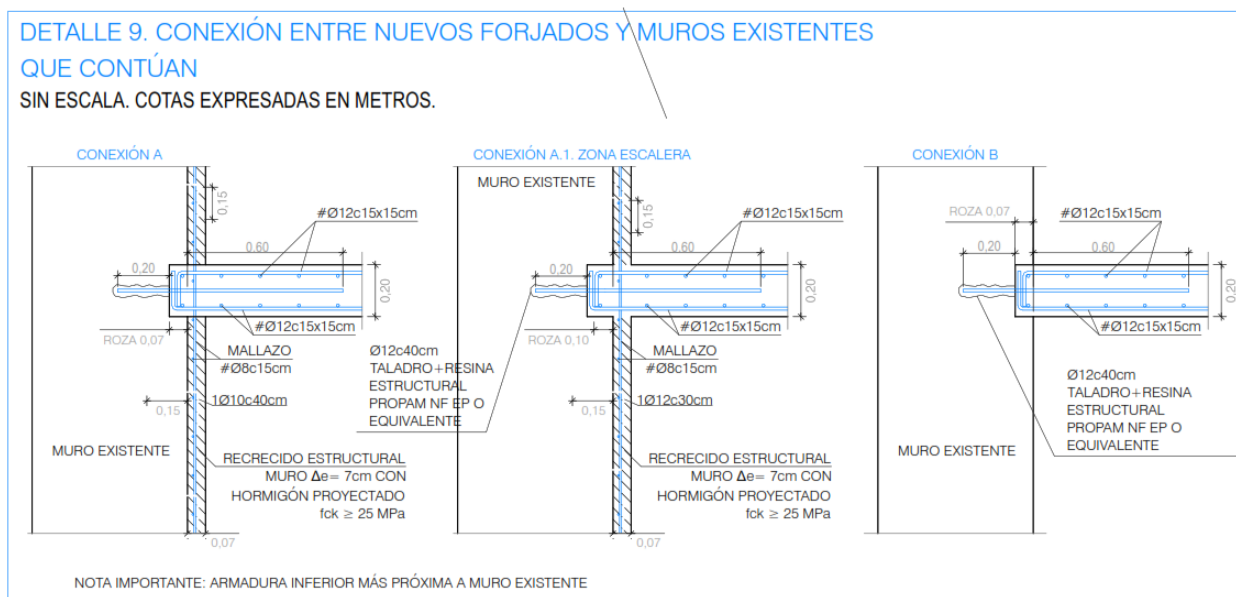
**DETALLE 7. MACIZADO ENTREGA + ZAPATAS + VIGA CENTRADORA**  
 SIN ESCALA. COTAS EXPRESADAS EN METROS.



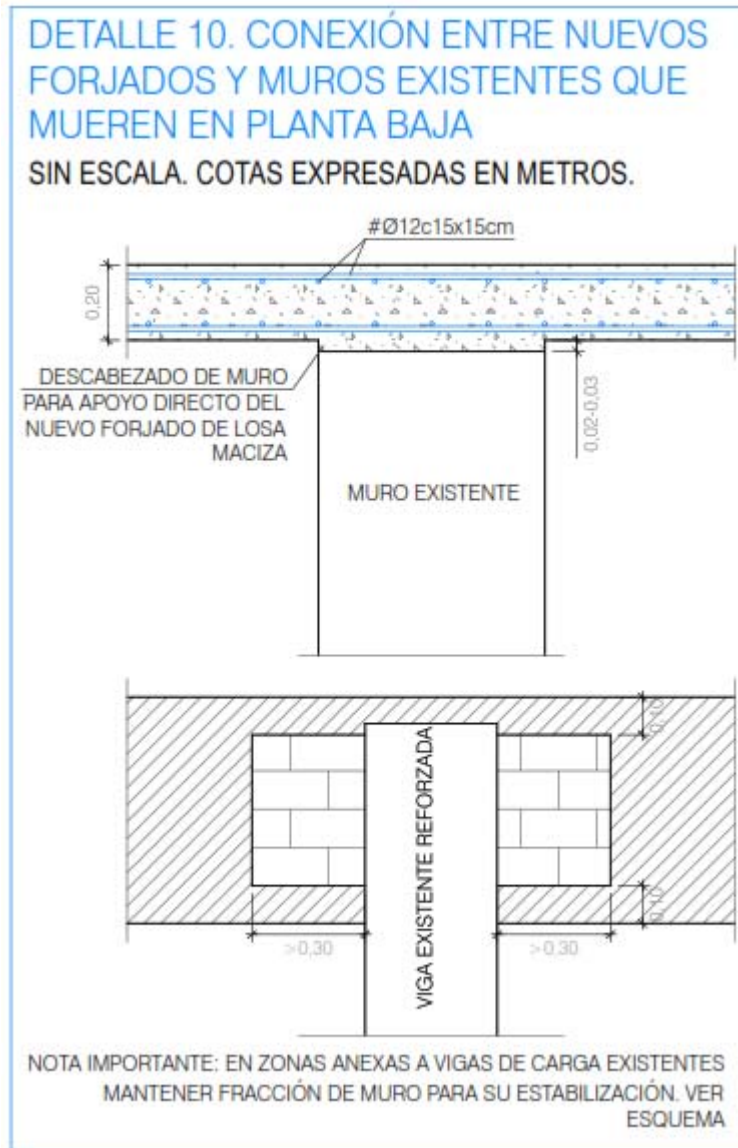
Detalle 7. Detalle de disposición de apoyo de viga de hormigón armado existente mediante recrecido de hormigón armado, y sistema de cimentación. Plano AE-09.01. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones.



Detalle 8. Detalle de recrecido estructural de muro  $\Delta e = 7\text{ cm}$ , hormigón proyectado. Plano AE-09.01. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones.

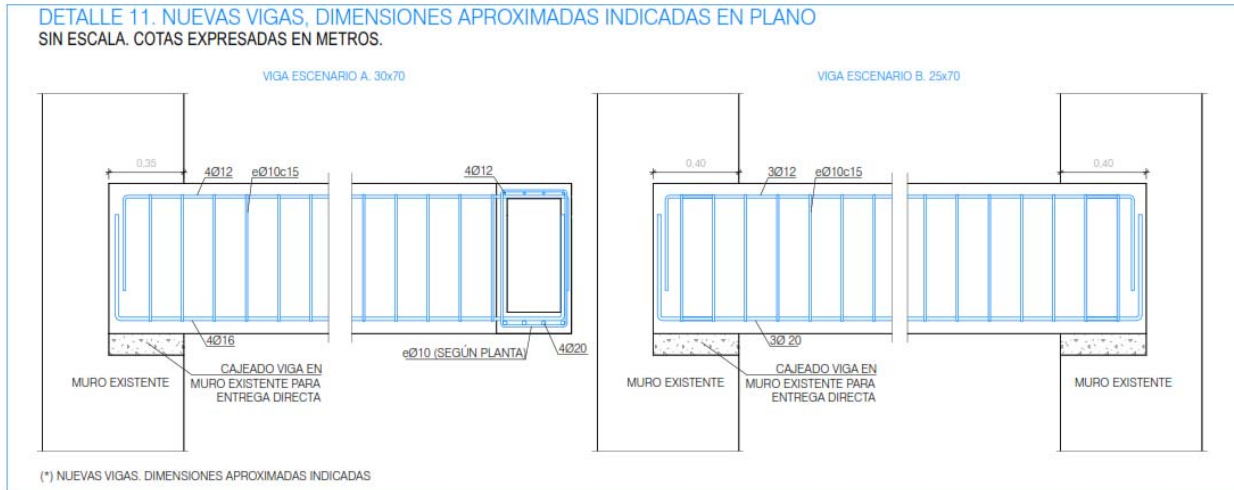


Detalle 9: Detalle de conexión entre nuevos forjados y muros existentes que continúan. Plano AE-09.01. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones.

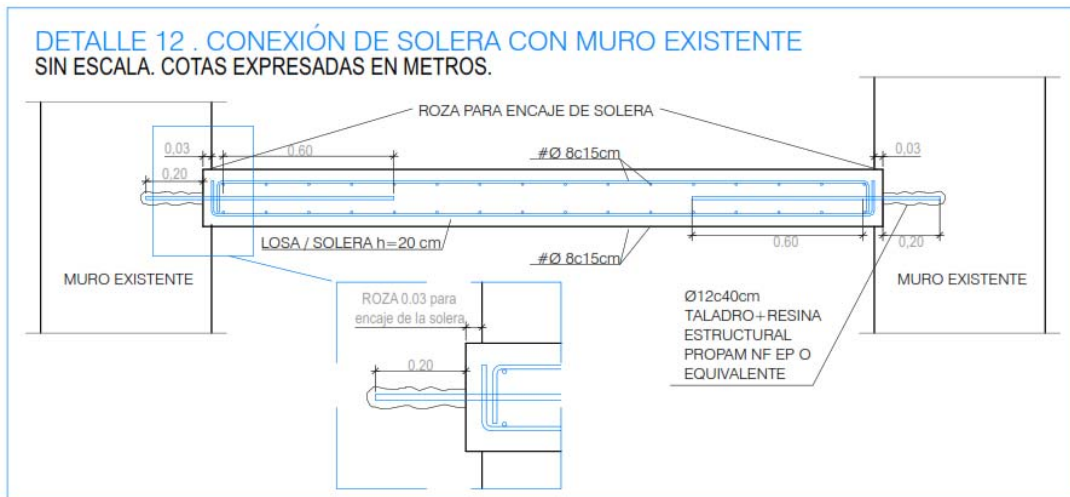


*Detalle 10. Conexión entre nuevos forjados y muros existentes que mueren en planta baja. Plano AE-09.01. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones.*

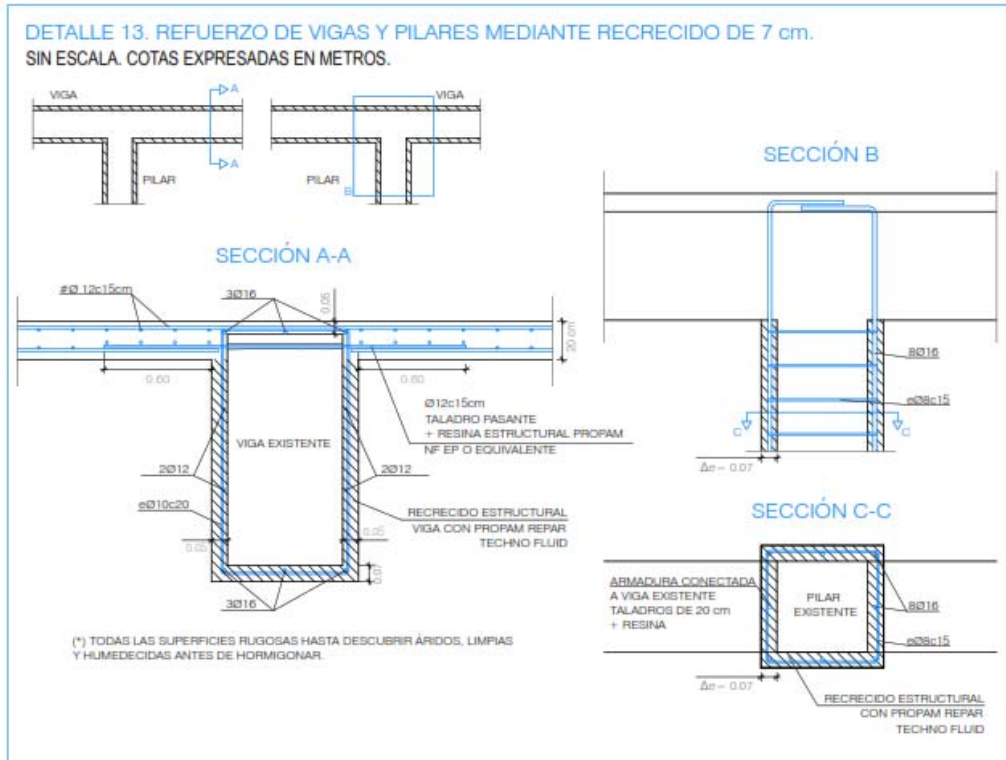




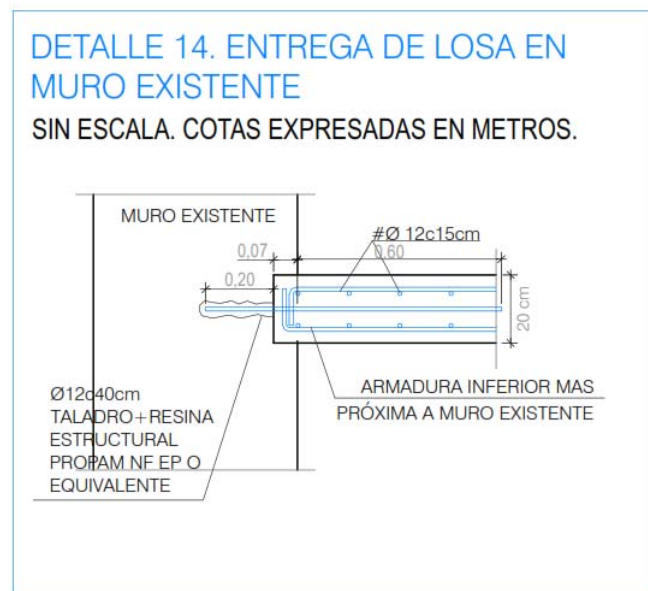
Detalle 11. Nuevas vigas, dimensiones aproximadas indicadas en plano. Plano AE-09.01. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones.



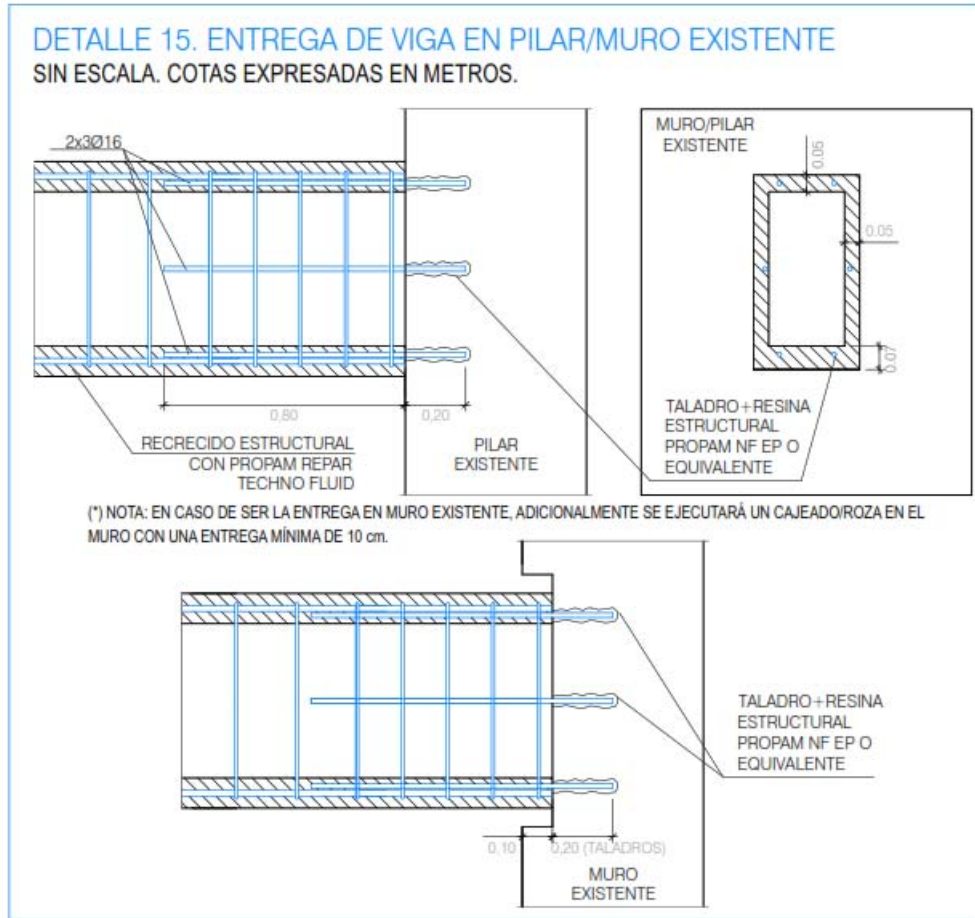
Detalle 12. Conexión de solera con muro existente. Plano AE-09.01. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones.



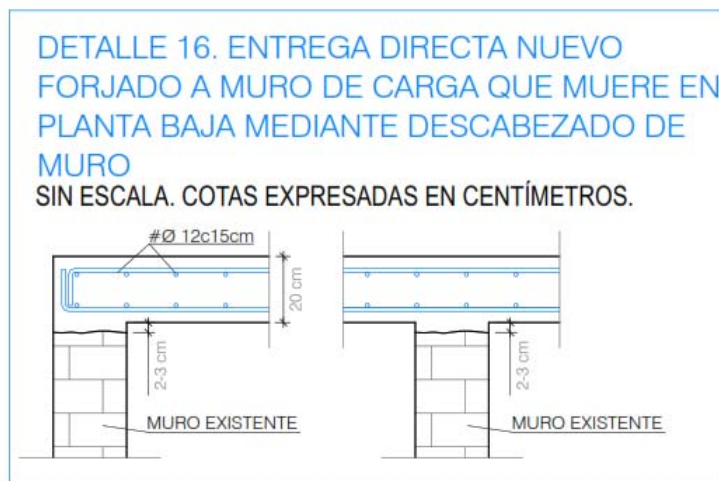
Detalle 13. Refuerzo de vigas y pilares mediante recrecido de 7 cm. Plano AE-09.01. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones.



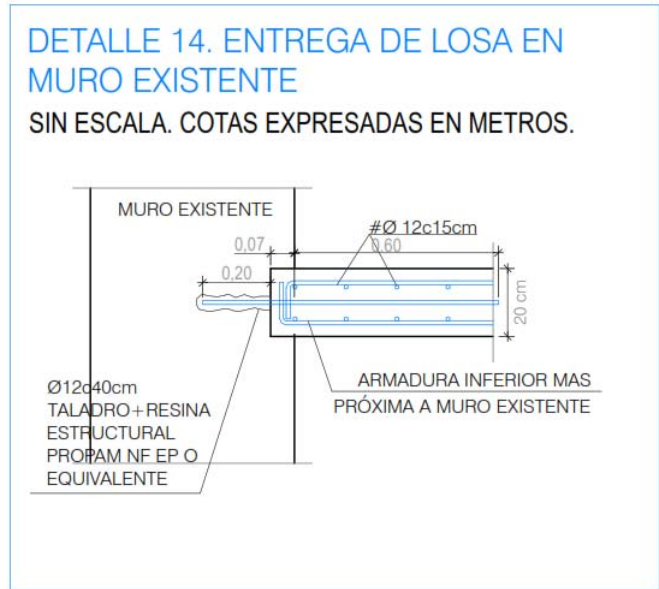
Detalle 14. Entrega de losa en muro existente. Plano AE-09.01. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones. Aplicación indicada en plano de planta.



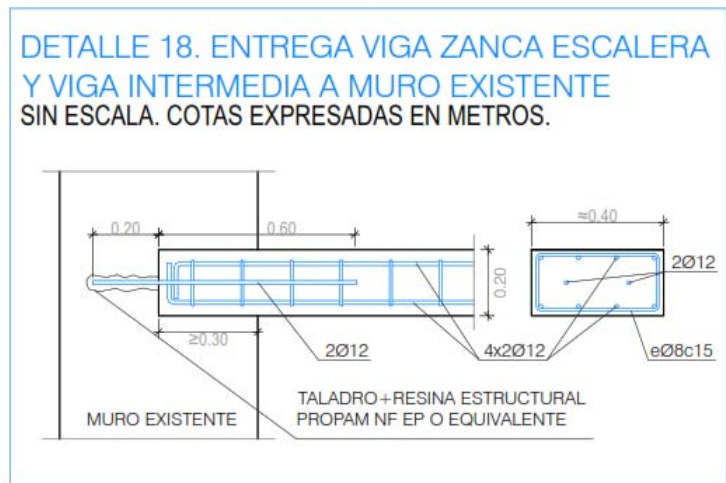
Detalle 15. Detalle de entrega de viga en pilar/muro existente. Plano AE-09.02. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones.



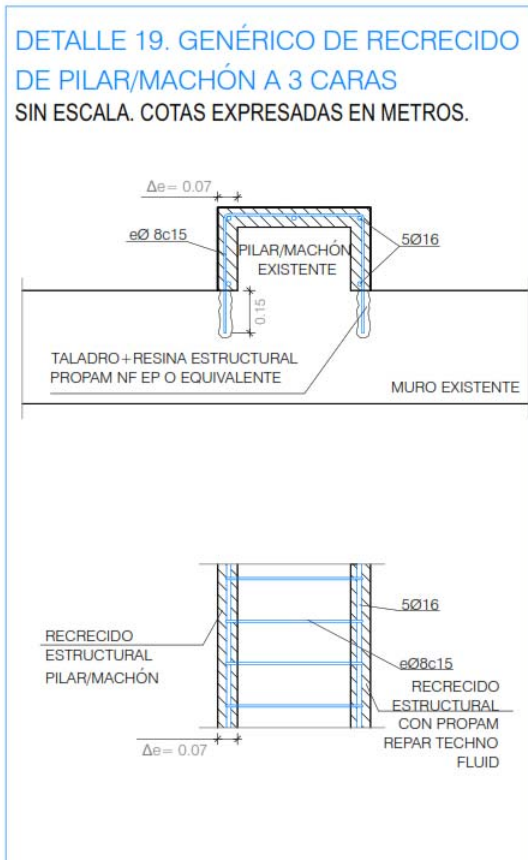
Detalle 16. Entrega directa nuevo forjado a muro de carga que muere en planta baja mediante descabezado de muro. Plano AE-09.02. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones.



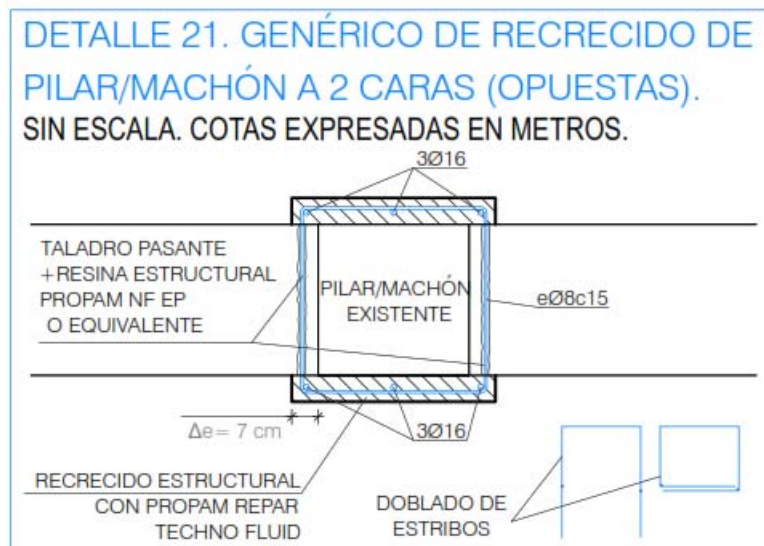
Detalle 17. Entrega de losa en muro existente. Plano AE-09.02. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones. Aplicación indicada en plano de planta.



Detalle 18. Entrega viga zanca escalera y viga intermedia a muro existente. Plano AE-09.02. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones. Aplicación indicada en plano de planta.



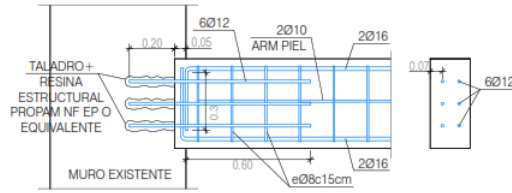
Detalle 19. Genérico de recrecido de pilar/machón a 3 caras. Plano AE-09.02. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones.



*Detalle 20: Detalle genérico de recrecido de pilar/machón a 2 caras (Esquina); Detalle 21: Detalle genérico de recrecido de pilar/machón a 2 caras (Opuestas). Plano AE-09.02. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones.*



**DETALLE 25. ENTREGA DE VIGA EN MURO EXISTENTE SIN ESCALA. COTAS EXPRESADAS EN METROS.**

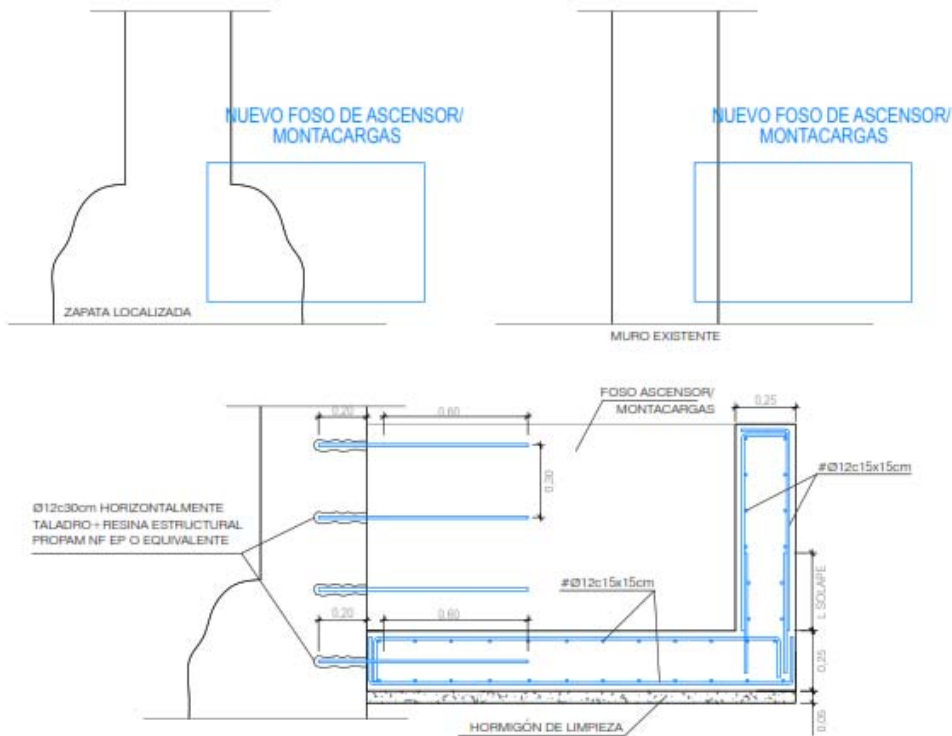


(\*) NOTA: NO SOBREPASAR LA ROZA DE 5cm INDICADA, Y CUIDAR LA EJECUCIÓN AL UBICARSE EN LA PROYECCIÓN DEL APOYO DE LOS NERVIOS PRINCIPALES DE CUBIERTA.

Detalle 25. Detalle de entrega de viga en muro existente. Plano AE-09.02. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones.

**DETALLE 43. DISPOSICIÓN DE FOSO DE ASCENSOR/MONTACARGAS EN EDIFICIO EXISTENTE, ANEXO A MURO DE CARGA EXISTENTE SIN ESCALA. COTAS EXPRESADAS EN METROS.**

OPCIÓN: INTERFERENCIA CON ZAPATA/MURO EXISTENTE



(\*) EN CASO DE IDENTIFICARSE FALTA DE ESTABILIDAD EN EL MURO EXISTENTE, EJECUTAR EL FOSO POR BATACHES

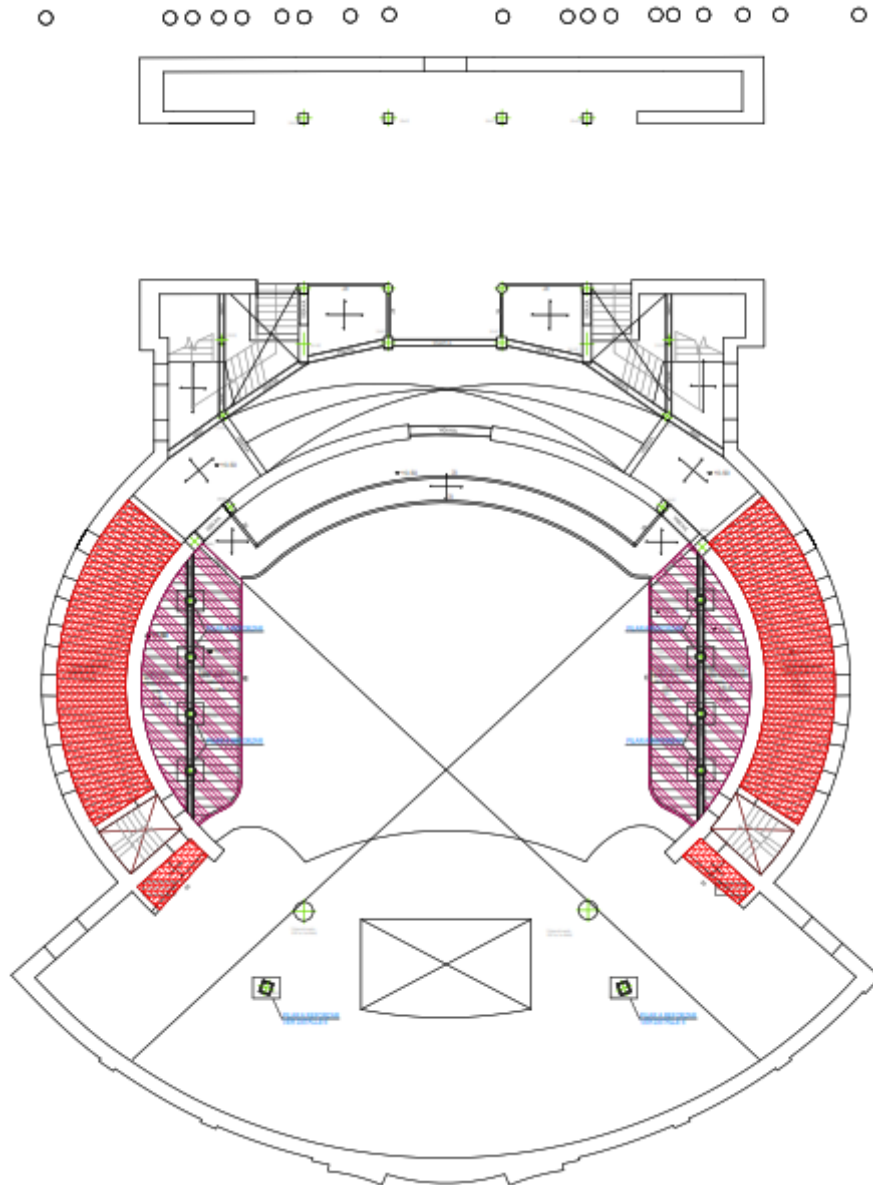
Detalle 43. Disposición de foso de ascensor/montacargas en edificio existente, anexo a muro de carga existente. Plano AE-09.02. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones.





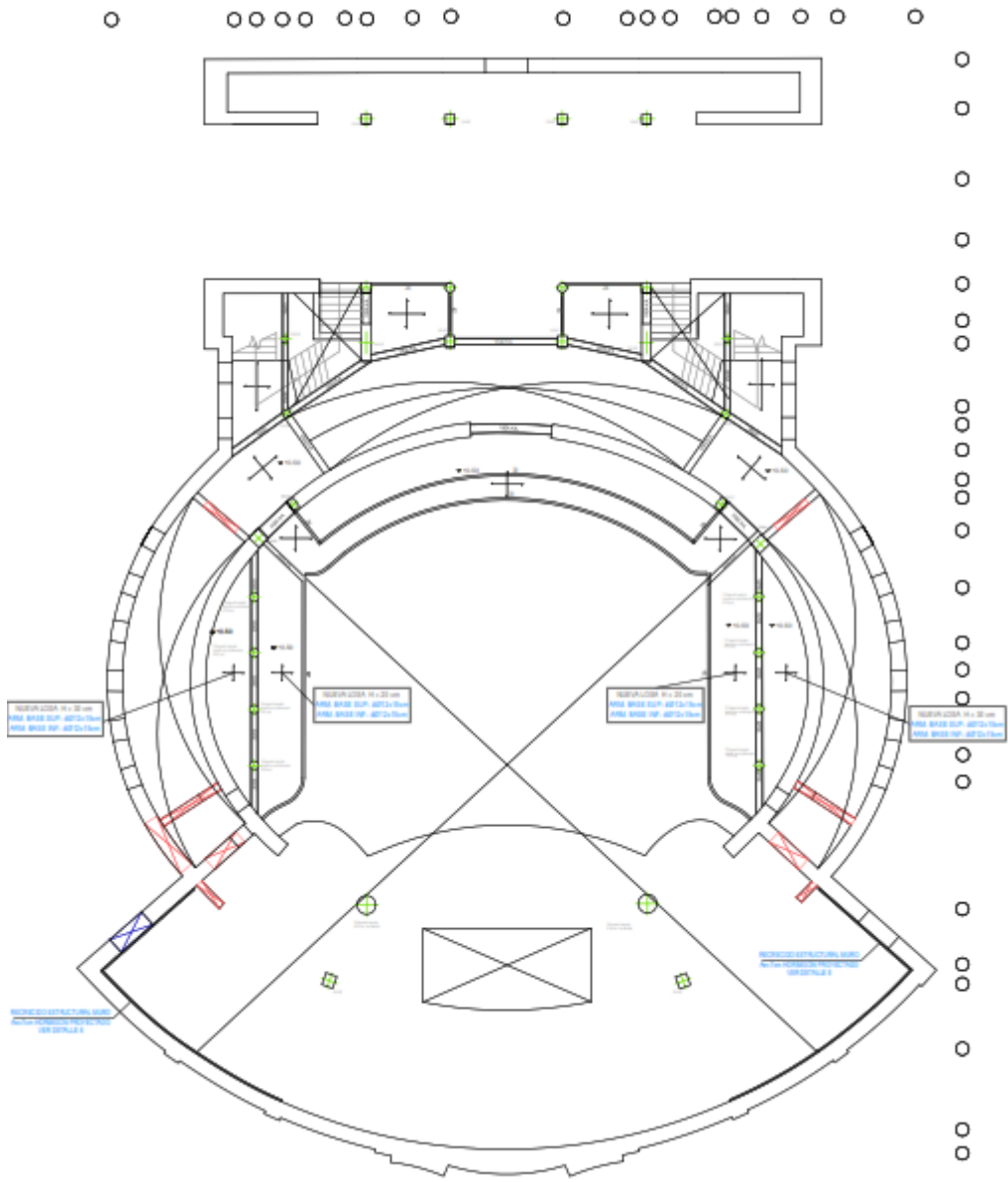
### 8.3 Actuaciones en entreplanta.

En las siguientes imágenes se muestran esquemas de planos de estructura, con la identificación del estado actual, y el estado reformado y/o modificado:

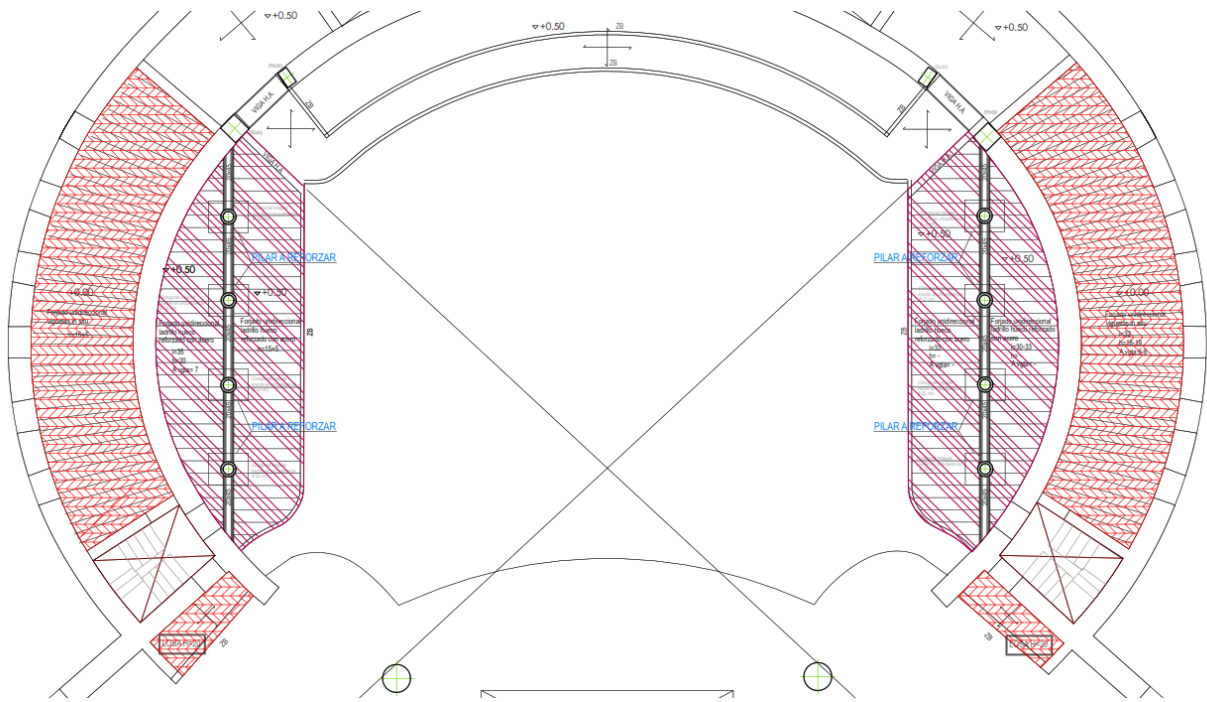


---

*Estado ACTUAL. Entreplanta.  
Plano AE-03.01. Planos de actuaciones estructurales. Entreplanta. Edificio existente.*

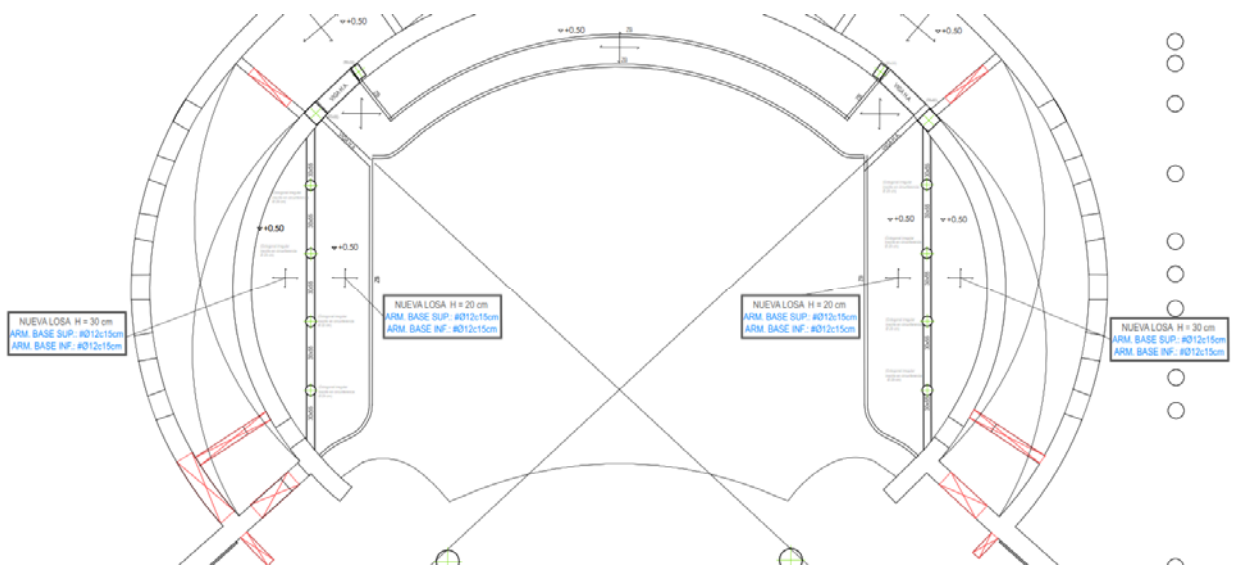


*Estado MODIFICADO. Entreplanta.  
Plano AE-03.02. Planos de actuaciones estructurales. Entreplanta. Edificio existente.  
Modificado.*



Estado ACTUAL. Entreplanta. Zona palcos.

Plano AE-03.01. Planos de actuaciones estructurales. Entreplanta. Edificio existente. Vista de detalle de zona palcos.



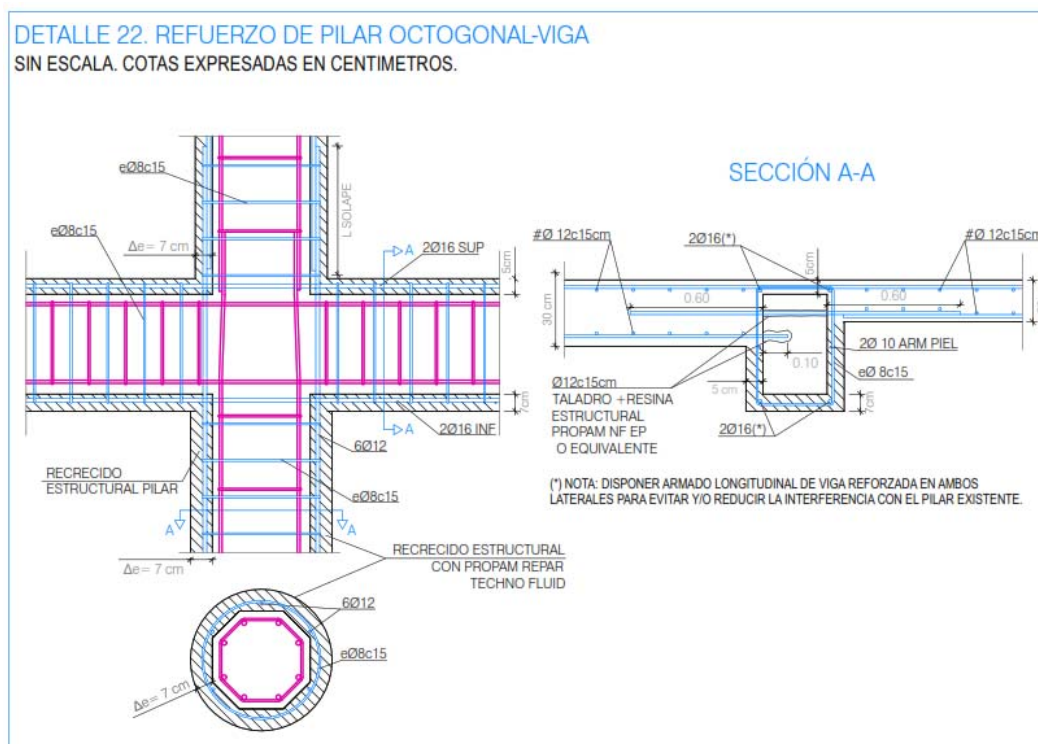
Estado MODIFICADO. Entreplanta. Zona palcos.

Plano AE-03.02. Planos de actuaciones estructurales. Entreplanta. Edificio existente. Modificado. Vista de detalle de zona palcos.

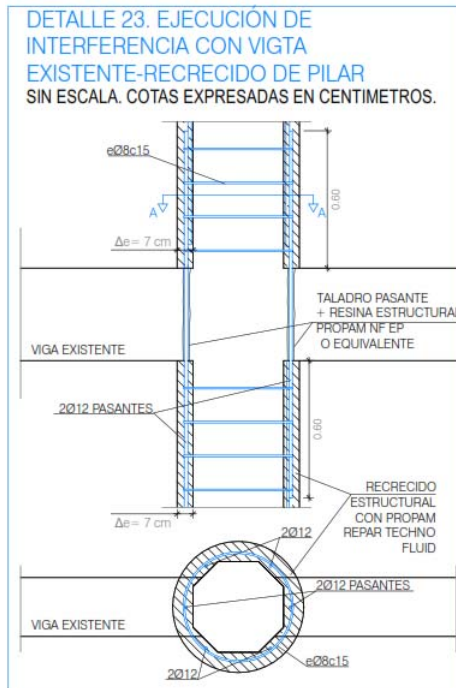
Se destacan las siguientes actuaciones:

- Demolición de forjados existentes en entreplanta, ubicados entre fracción de anillos de muros de carga.
- Ejecución de nuevos forjados de losa maciza para zona de palcos, debido especialmente a su avanzado estado de deterioro y patologías estructurales identificadas, disposición de un forjado de losa de 30 cm más próximo a muro de carga funcionando a modo de contrapeso, y de 20 cm en zona en voladizo, armado base superior e inferior #  $\phi$  12 c 15.
- Refuerzo de viga de carga existente en entreplanta mediante recrecido estructural.
- Refuerzo de pilares "octogonales" de apoyo de entreplanta mediante recrecido estructural.
- Reparación y refuerzo de forjados existentes, según procedimiento de reparación especificado.

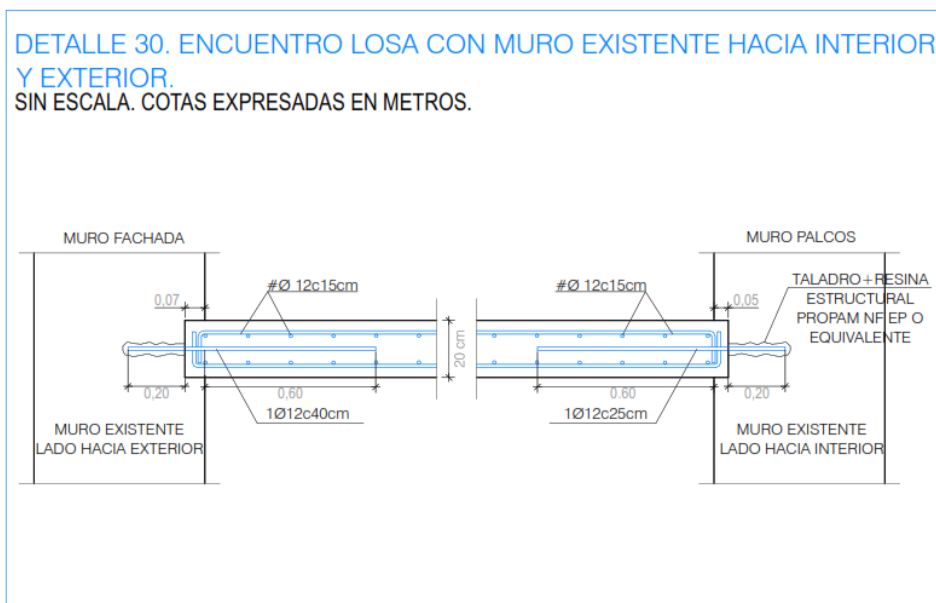
En las siguientes imágenes se muestran croquis/esquemas de los detalles de ejecución de estos elementos estructurales:



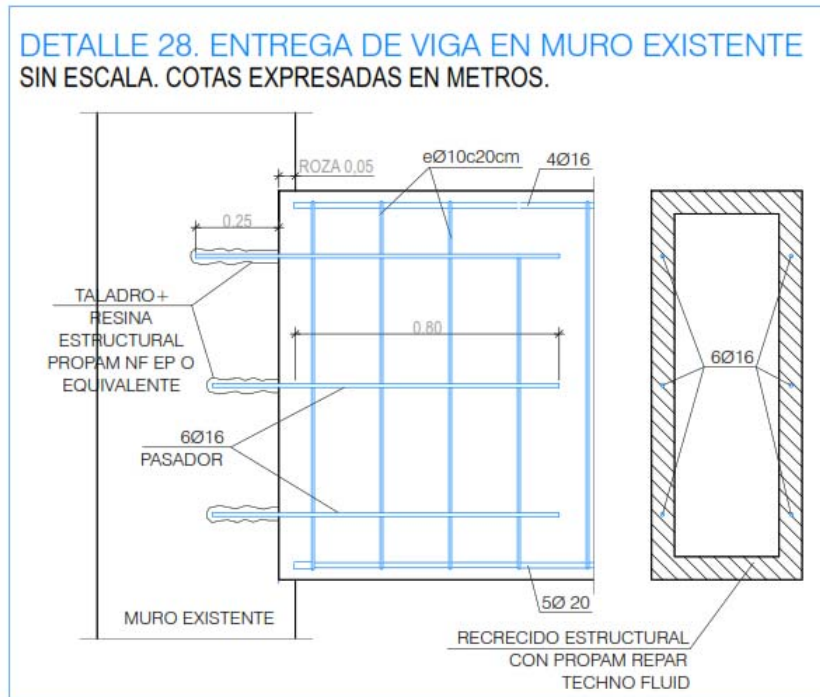
Detalle 22. Refuerzo de pilar octogonal-viga. Plano AE-09.02. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones.



Detalle 23. Ejecución de interferencia con viga existente-recrecido de pilar. AE-09.02. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones.



Detalle 30. Encuentro losa con muro existente hacia interior y exterior. AE-09.02. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones. Aplicación indicada en plano de planta.

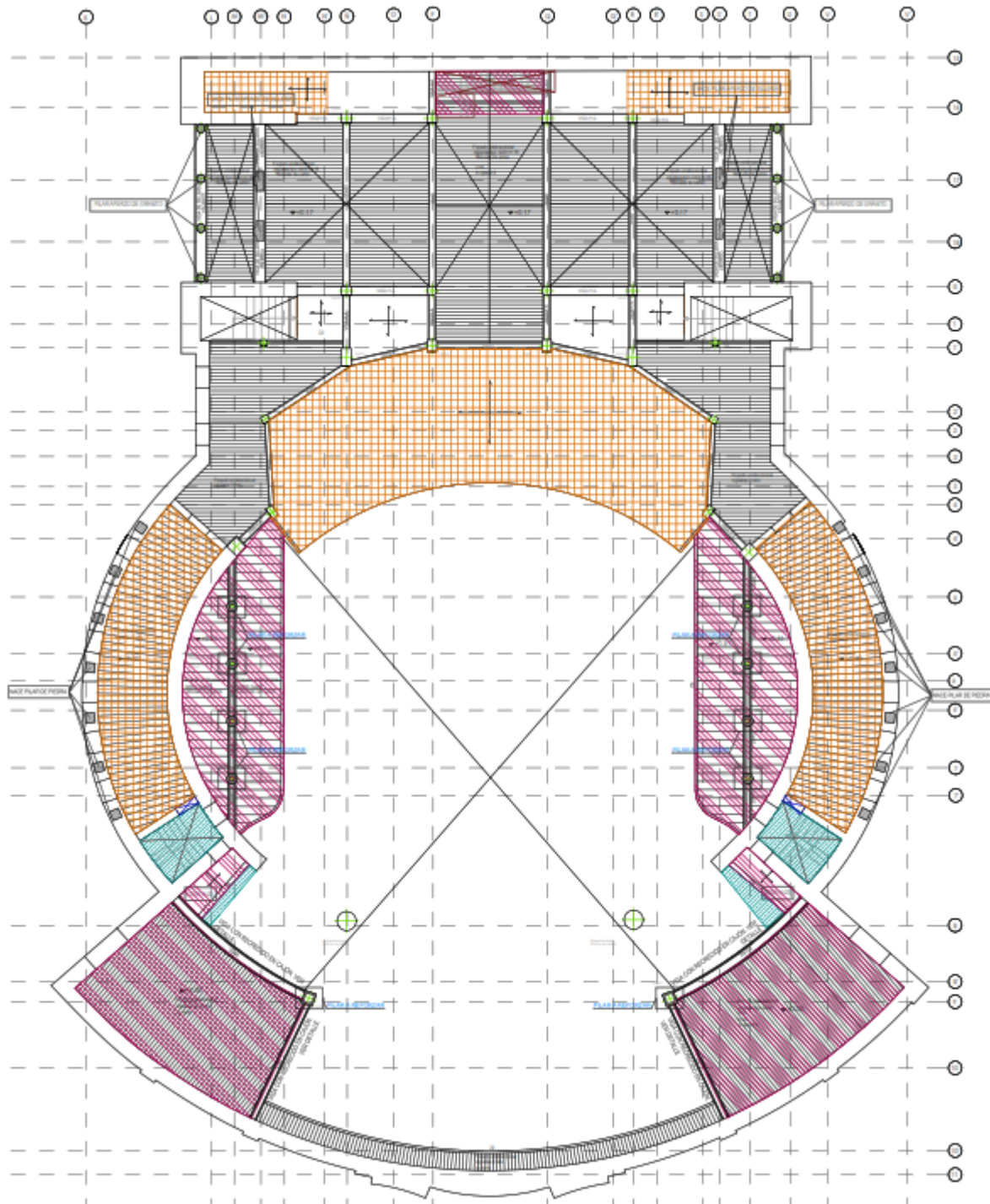


*Detalle 28. Entrega de viga en muro existente. AE-09.02. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones. Aplicación indicada en plano de planta.*



#### 8.4 Actuaciones en planta primera y platea superior.

En las siguientes imágenes se muestran esquemas de planos de estructura, con la identificación del estado actual, y el estado reformado y/o modificado:

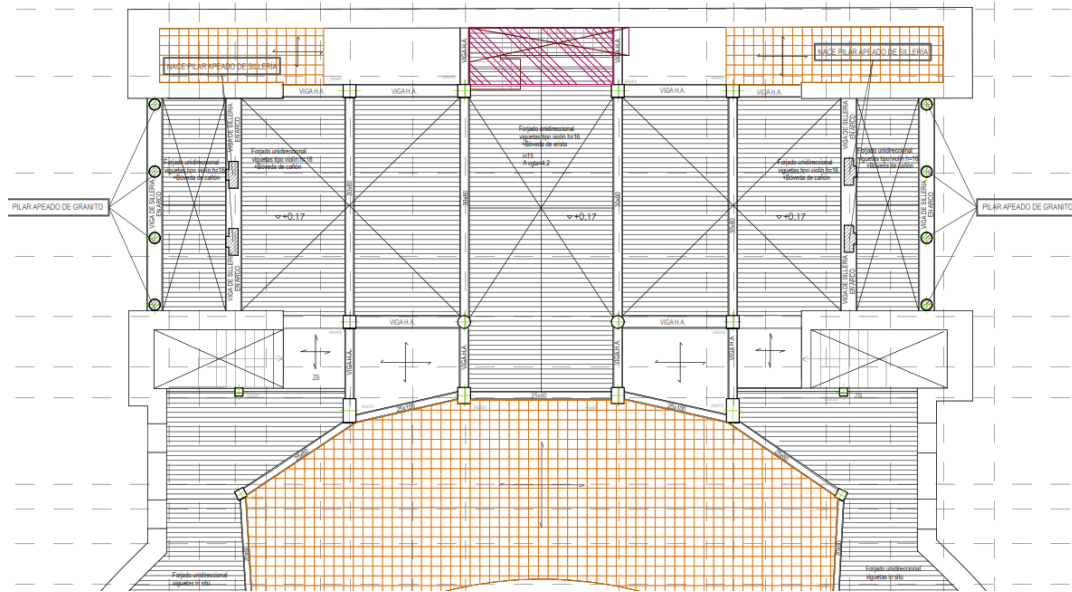


*Estado ACTUAL. Planta primera.*

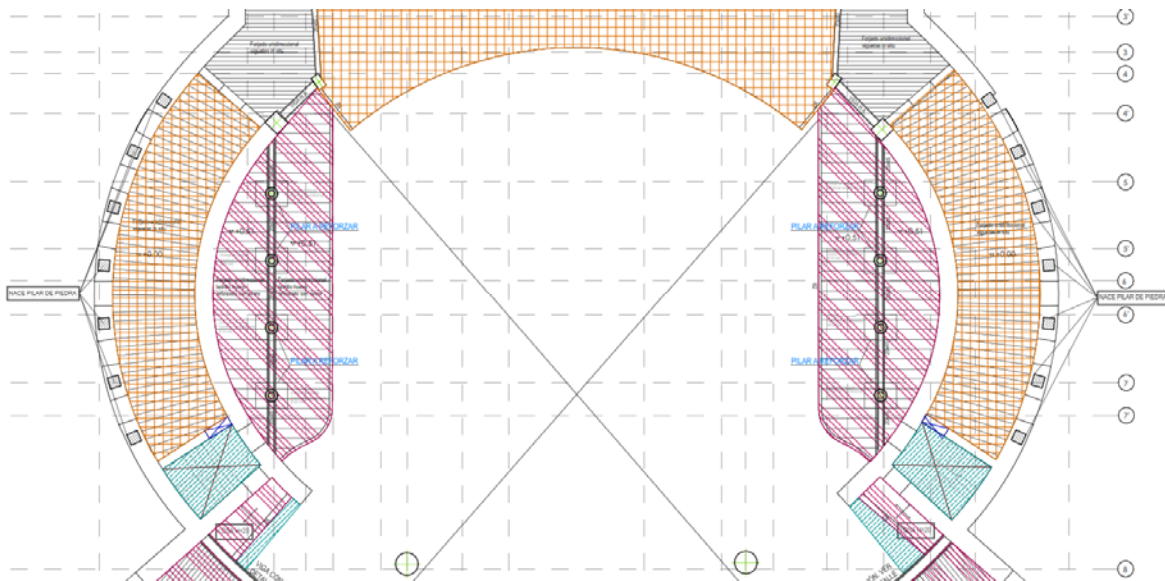
*Plano AE-04.01. Planos de actuaciones estructurales. Planta primera. Edificio existente.*



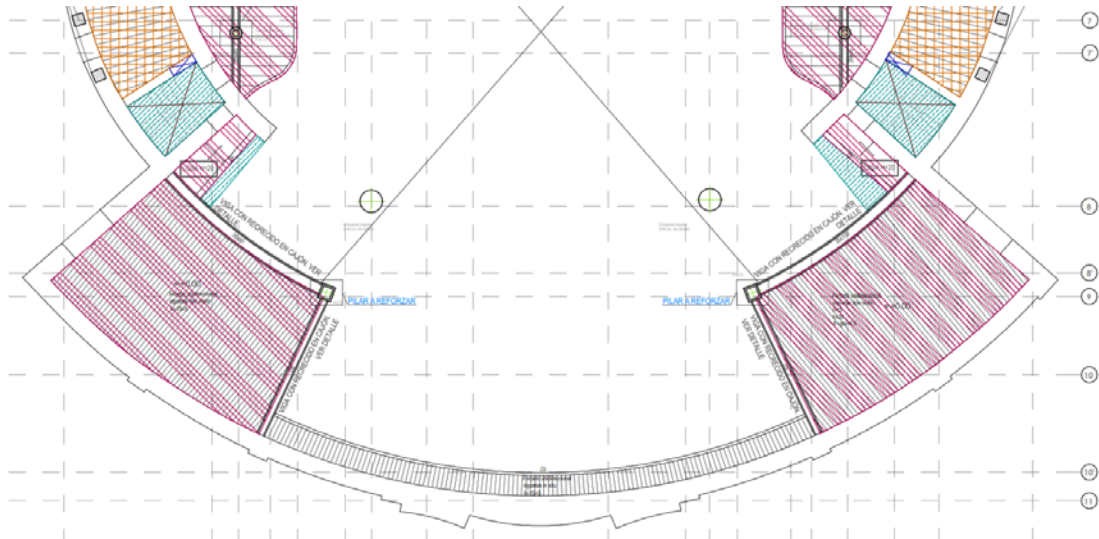




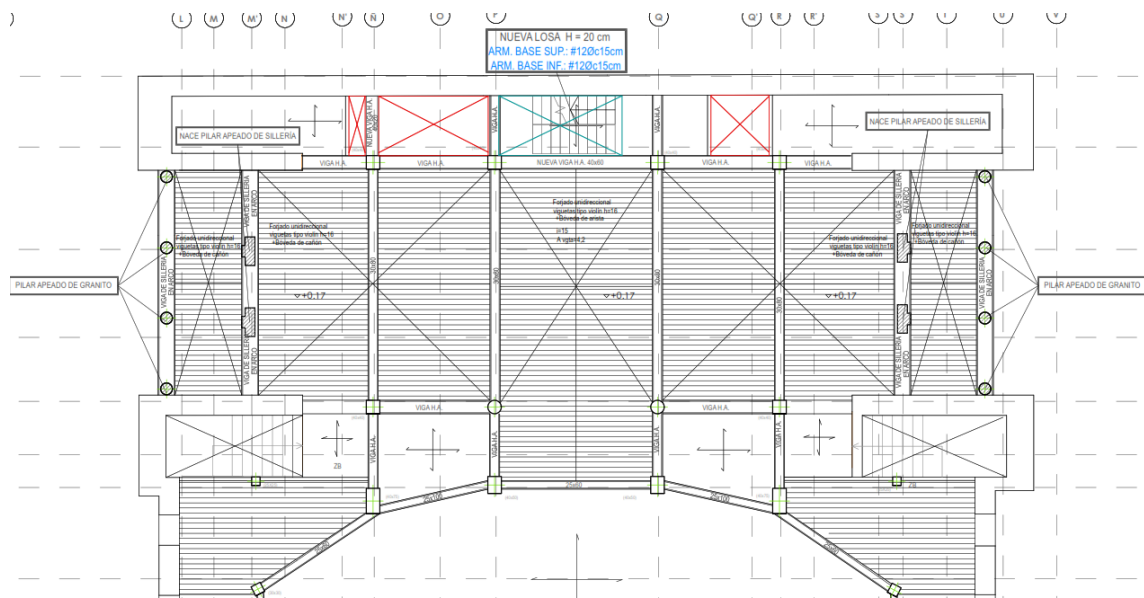
Estado ACTUAL. Planta primera. Zona de vestíbulo.  
Plano AE-04.01. Planos de actuaciones estructurales. Planta primera. Edificio existente.



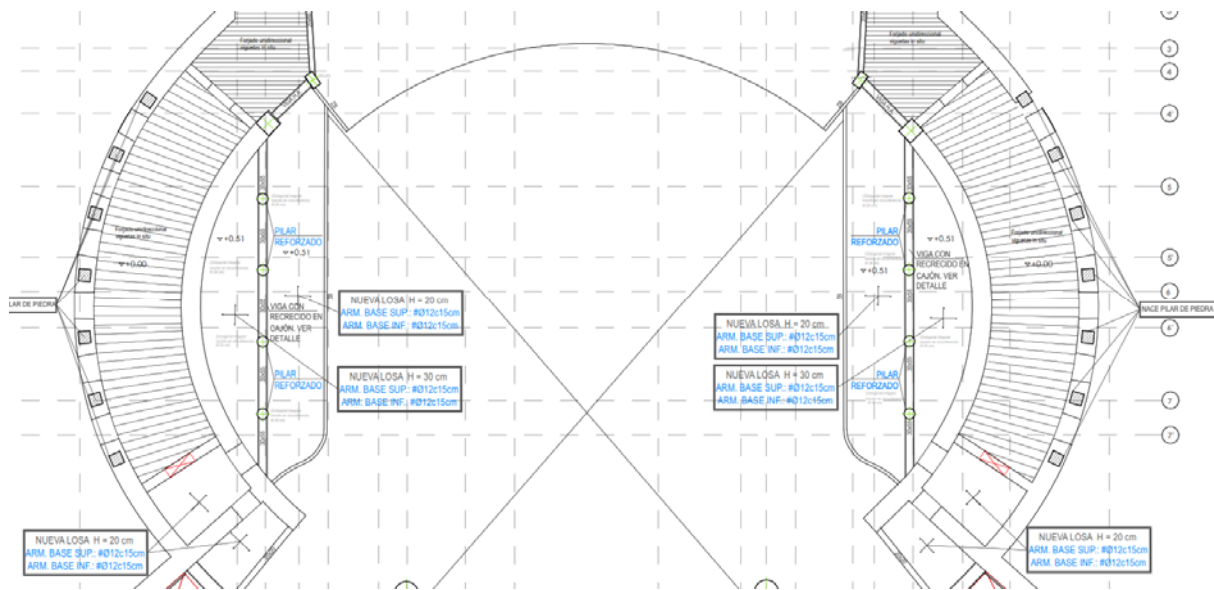
Estado ACTUAL. Planta primera. Zona de palcos.  
Plano AE-04.02. Planos de actuaciones estructurales. Planta primera. Edificio existente.



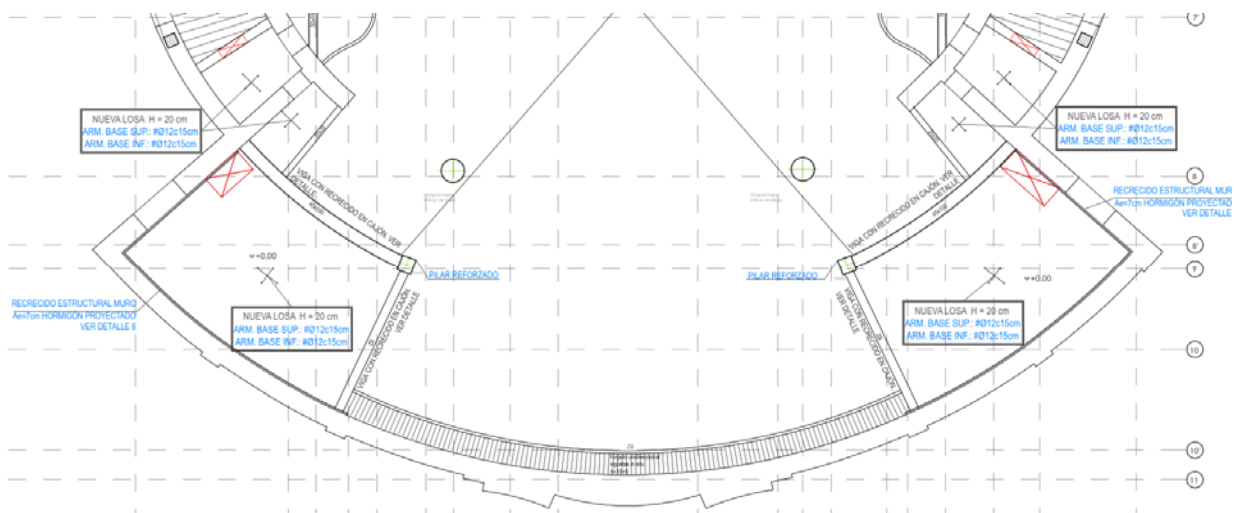
Estado ACTUAL. Planta primera. Zona de escenario.  
Plano AE-04.01. Planos de actuaciones estructurales. Planta primera. Edificio existente.



Estado MODIFICADO. Planta primera. Zona de vestíbulo.  
Plano AE-04.02. Planos de actuaciones estructurales. Planta primera. Edificio existente. Modificado.



Estado MODIFICADO. Planta primera. Zona de palcos.  
Plano AE-04.02. Planos de actuaciones estructurales. Planta primera. Edificio existente. Modificado.



Estado MODIFICADO. Planta primera. Zona de escenario.  
Plano AE-04.02. Planos de actuaciones estructurales. Planta primera. Edificio existente. Modificado.

Se destacan las siguientes actuaciones:

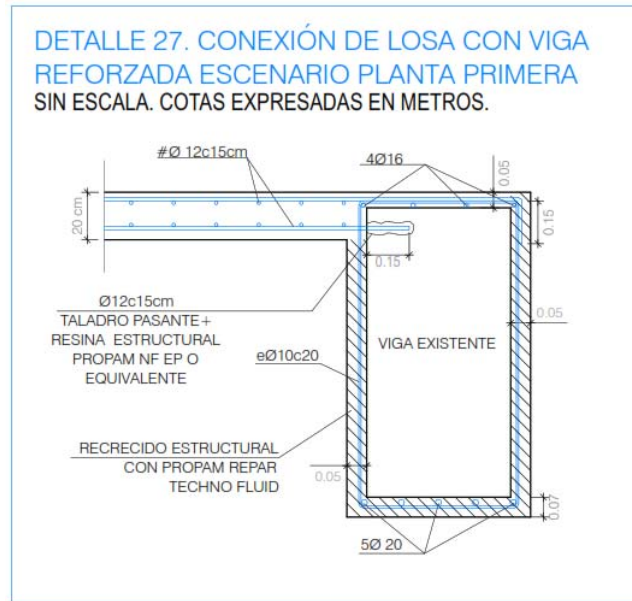
- Demolición de forjados existentes bien por su avanzado estado de degradación que requieren su sustitución y/o reconstrucción, bien para compatibilizar los espacios disponibles a los nuevos usos arquitectónicos.
- Reparación y refuerzo de forjados existentes, según procedimiento de reparación especificado. Destacar la reparación estructural del forjado inclinado de losa maciza de la zona de platea superior.
- Ejecución de nuevos forjados de losa maciza para zona de palcos, debido especialmente a su avanzado estado de deterioro y patologías estructurales identificadas, disposición de un forjado de losa de 30 cm más próximo a muro de carga funcionando a modo de contrapeso, y de 20 cm en zona en voladizo, armado base superior e inferior #  $\phi$  12 c 15.
- Ejecución de nuevos forjados de losa maciza, cerrando huecos existentes, o ampliando zonas para adoptar la planta a los nuevos usos arquitectónicos.
- Refuerzo de vigas de carga existentes en zona de palcos y forjado sobre escenario, mediante recrecido estructural.
- Refuerzo de pilares "octogonales" de apoyo de palcos mediante recrecido estructural.
- Refuerzo de pilares de hormigón armado de apoyo del forjado de planta primera, según especificaciones de planos.
- Continuación del refuerzo de muro existente mediante recrecido estructural con hormigón proyectado en zona de escenario, según indicaciones de planos.
- Nuevo tramo de escaleras en zona de vestíbulo ubicado entre planta primera y planta bajo cubierta, según nuevos usos arquitectónicos.

En las siguientes imágenes se muestran croquis/esquemas de los detalles de ejecución de estos elementos estructurales:

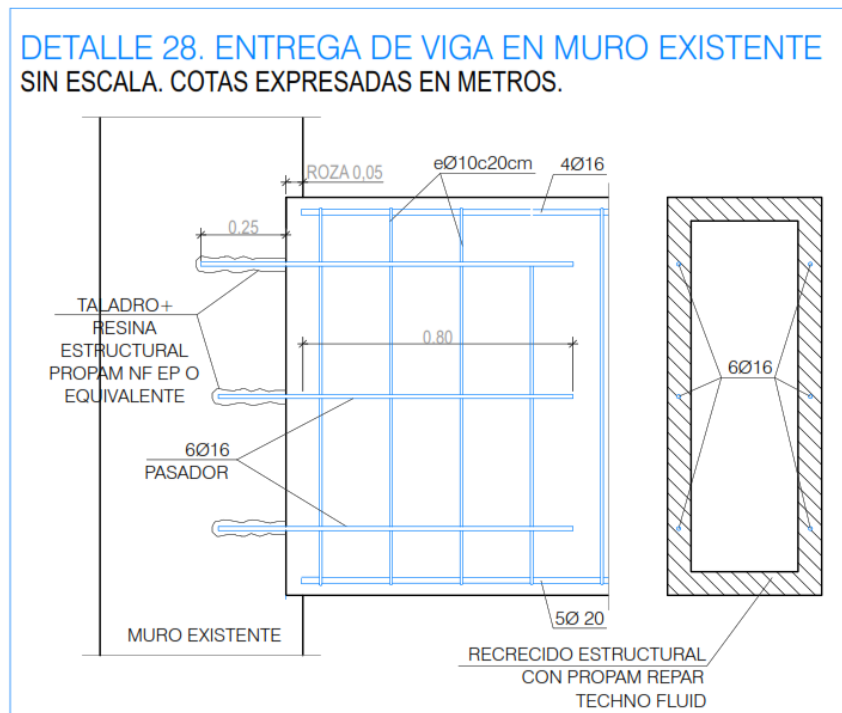


Detalle 26. Detalle de conexión de losa con muro existente. AE-09.02. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones. Aplicación indicada en plano de planta.

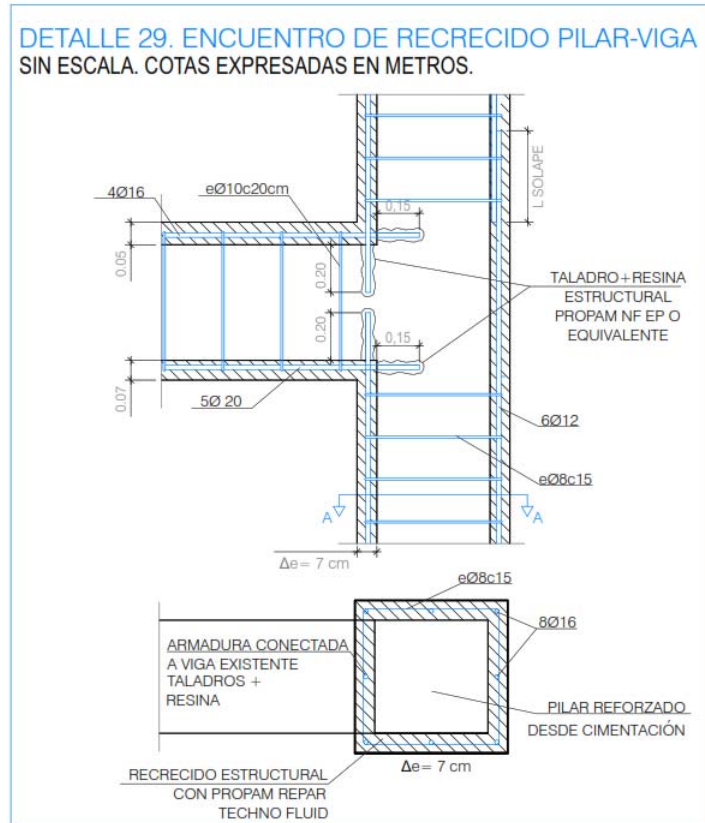




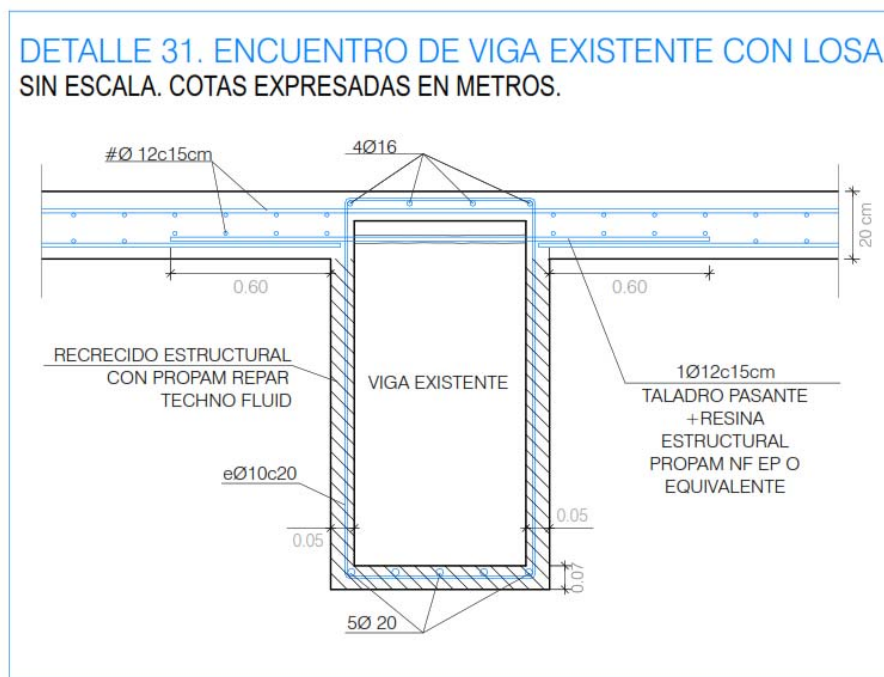
Detalle 27. Detalle de conexión de losa con viga reforzada. Escenario planta primera. AE-09.02. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones. Aplicación indicada en plano de planta. Aplicación indicada en planta.



Detalle 28. Detalle de entrega de viga en muro existente. AE-09.02. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones. Aplicación indicada en plano de planta.

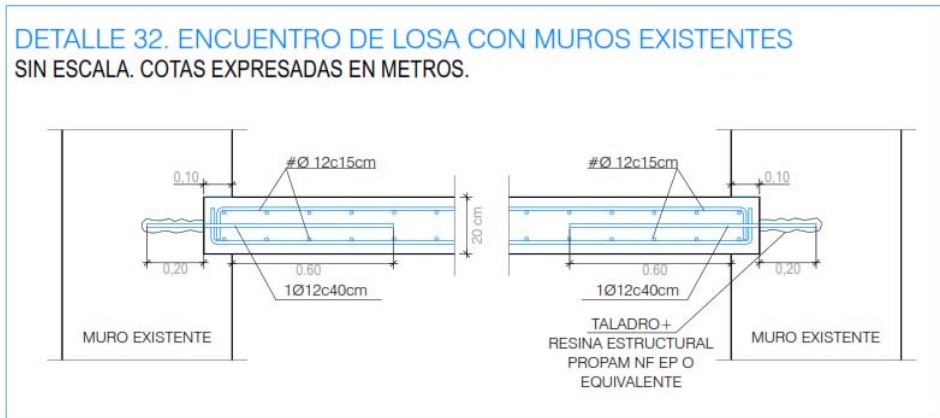


Detalle 29. Detalle de encuentro de recrecido pilar-viga. AE-09.02. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones.

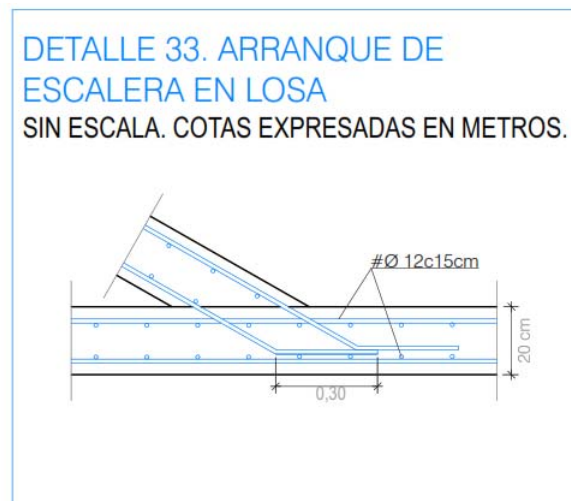


Detalle 31. Detalle de encuentro de viga existente con losa. AE-09.02. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones. Aplicación indicada en planta.





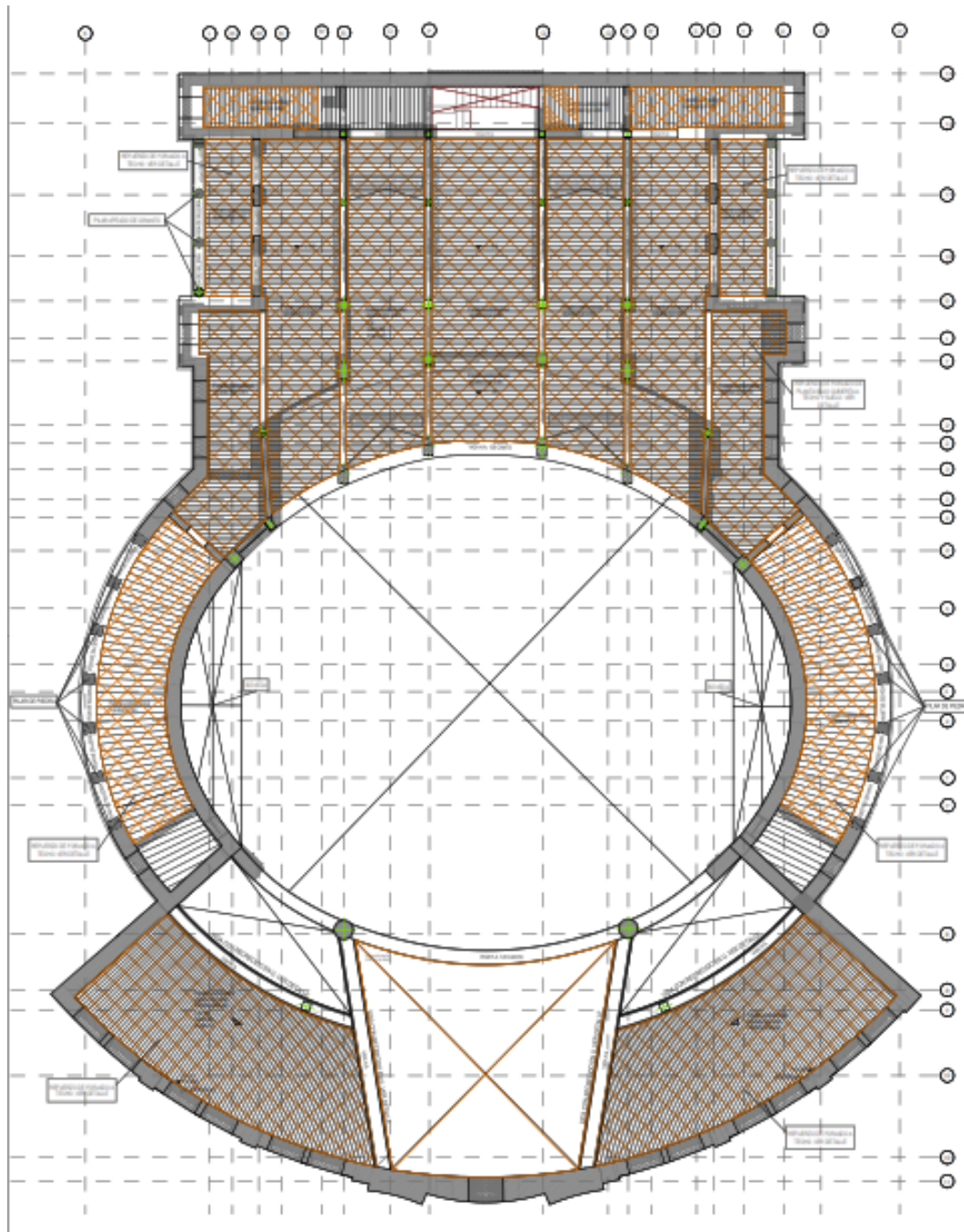
*Detalle 32. Detalle de encuentro de losa con muros existentes. AE-09.02. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones. Aplicación indicada en planta.*



*Detalle 33. Detalle de arranque de escalera en losa. AE-09.02. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones.*

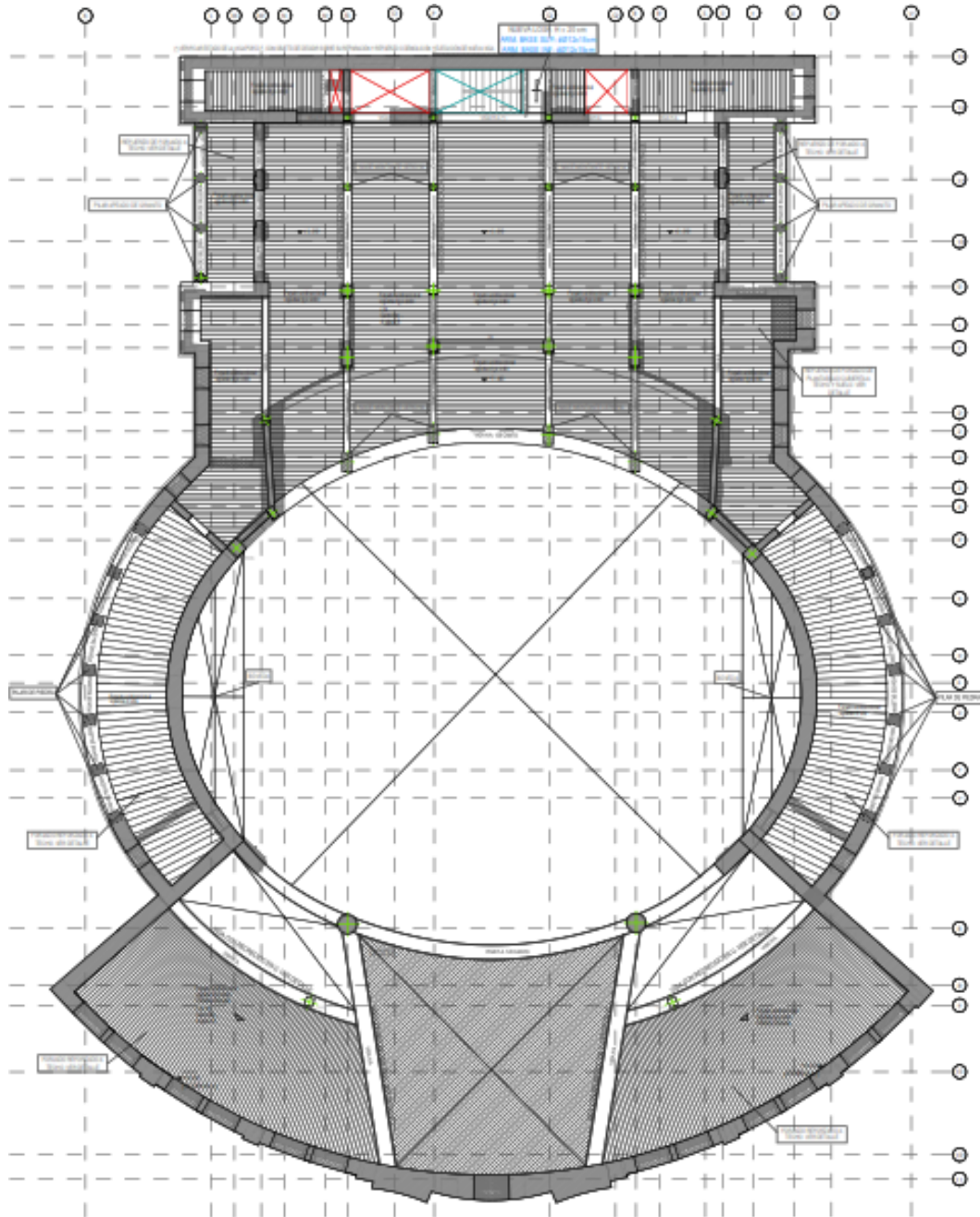
### 8.5 Actuaciones en planta bajo cubierta y cubierta inferior.

En las siguientes imágenes se muestran esquemas de planos de estructura, con la identificación del estado actual, y el estado reformado y/o modificado:



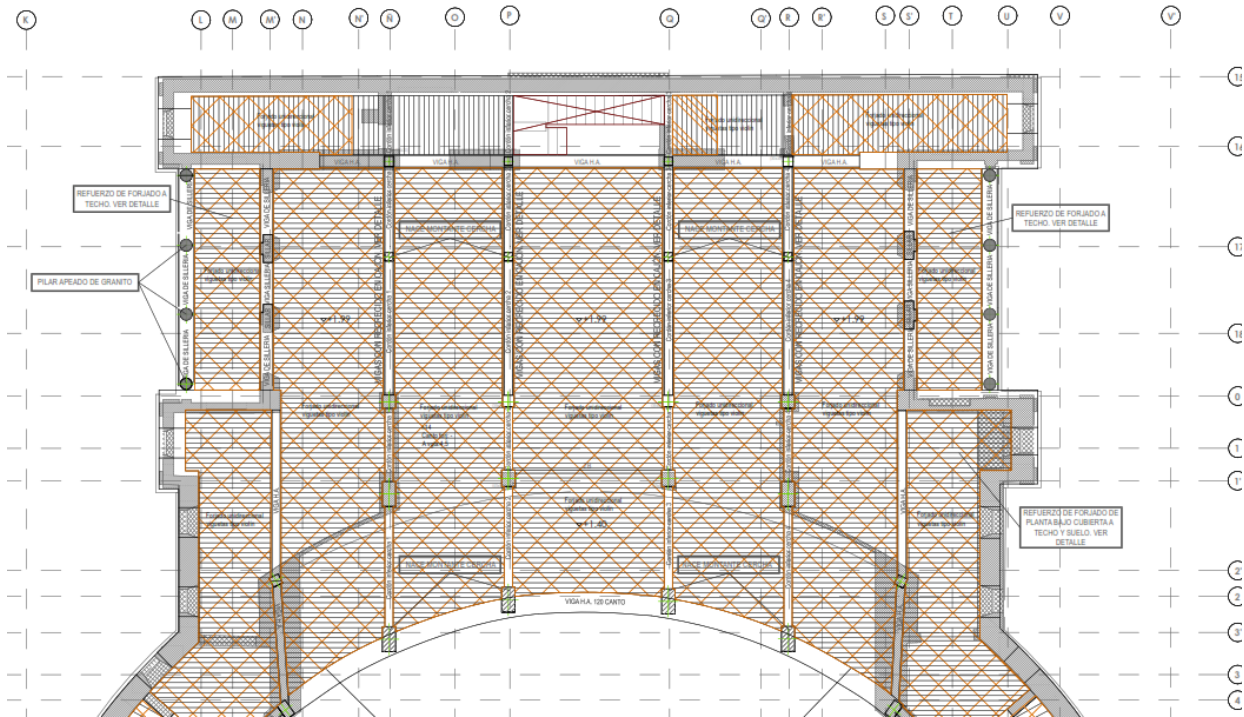
*Estado ACTUAL. Planta bajo cubierta.*

*Plano AE-05.01. Planos de actuaciones estructurales. Planta bajo cubierta y cubierta inferior. Edificio existente.*

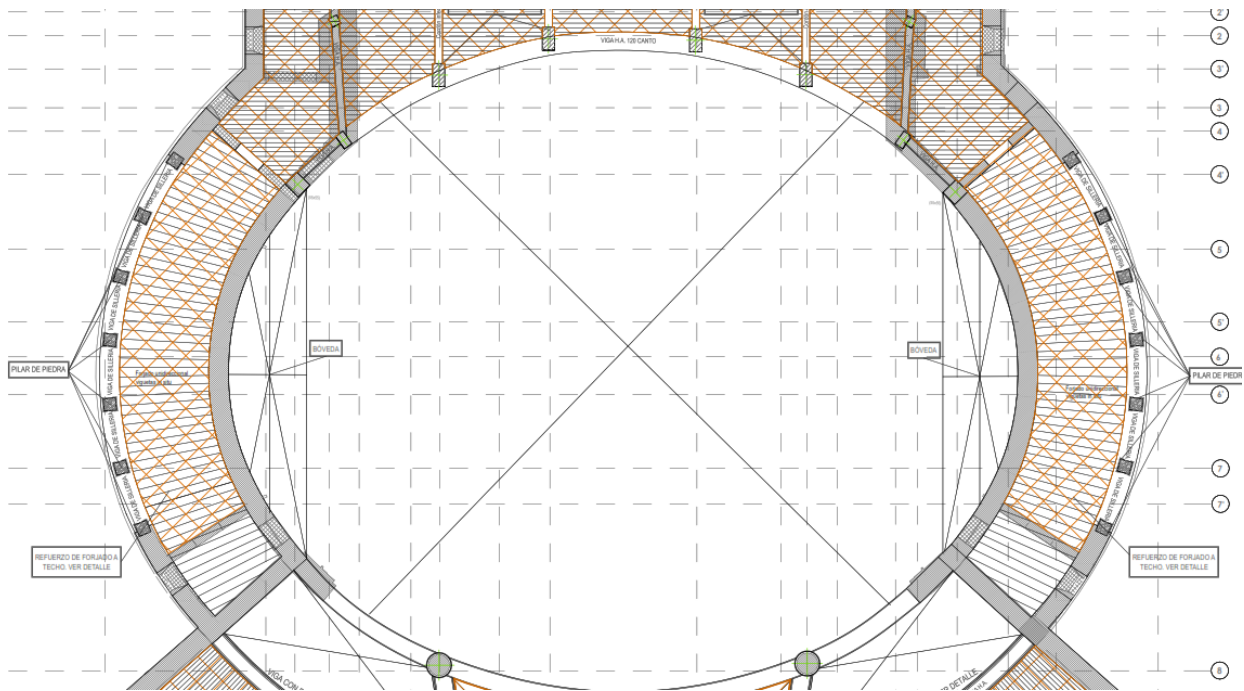


*Estado MODIFICADO. Planta bajo cubierta.  
Plano AE-05.02. Planos de actuaciones estructurales. Planta bajo cubierta y cubierta inferior.  
Edificio existente. Modificado.*

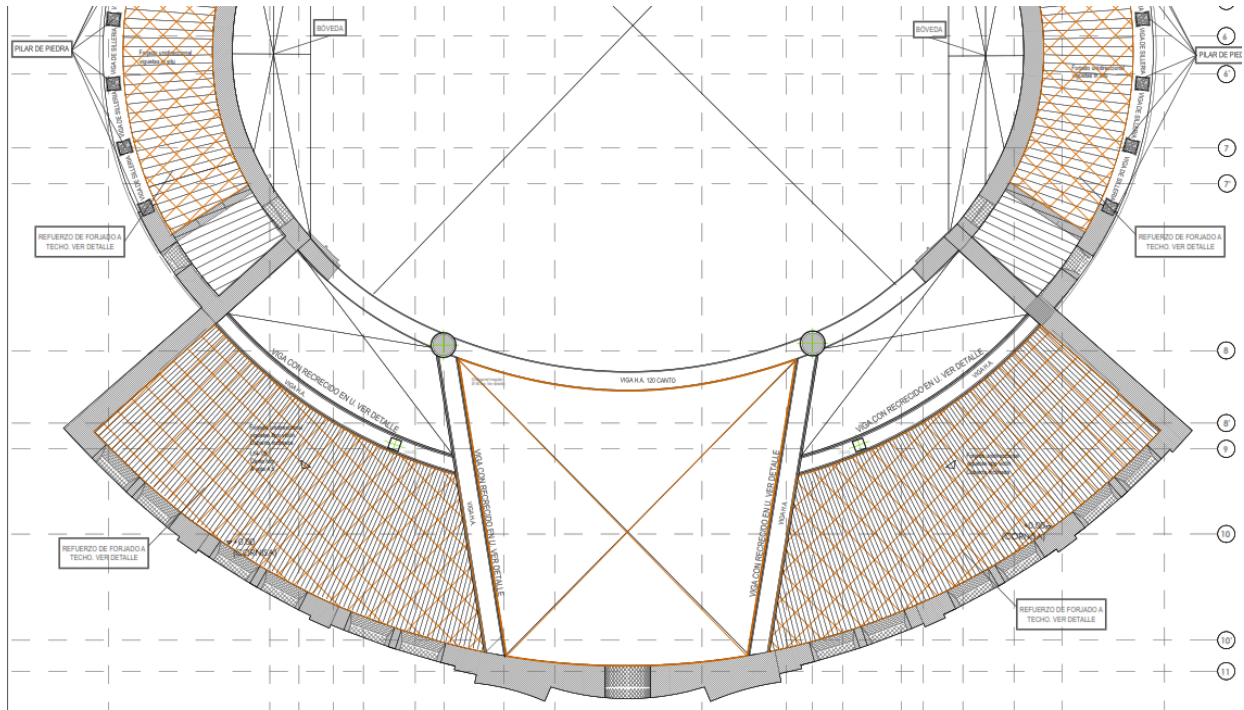




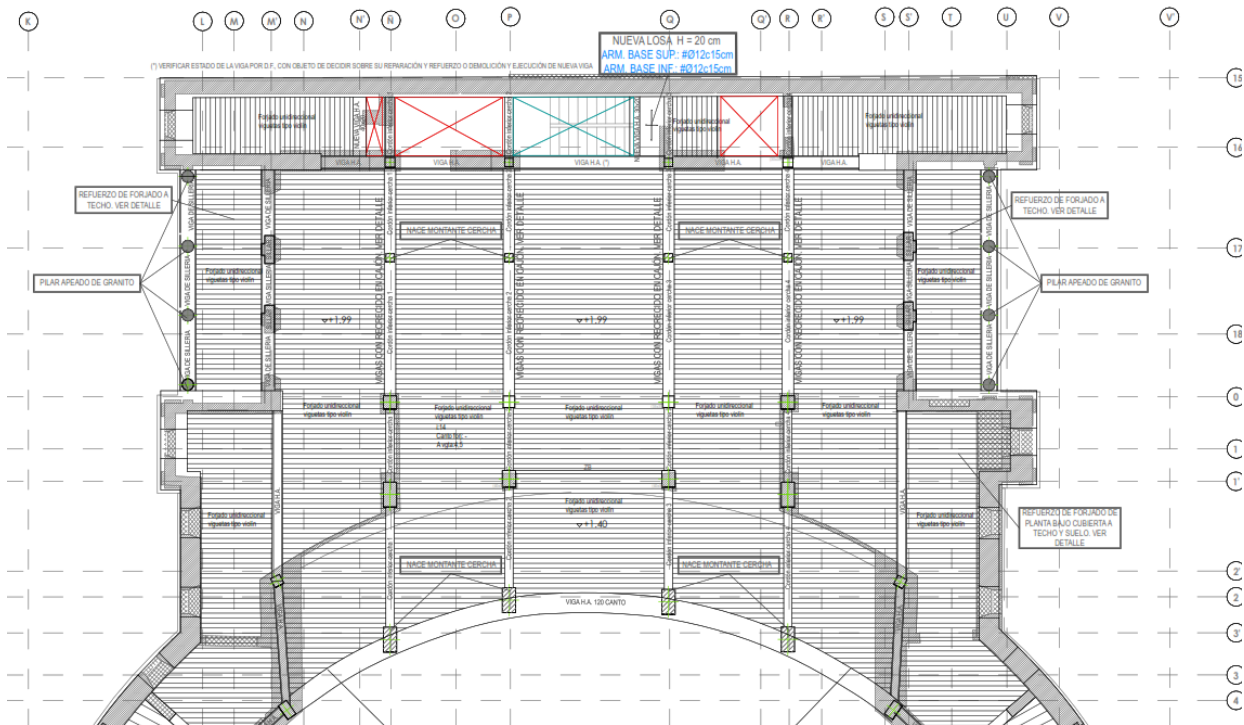
Estado ACTUAL. Planta bajo cubierta. Zona de vestíbulo.  
Plano AE-05.01. Planos de actuaciones estructurales. Planta bajo cubierta y cubierta inferior.  
Edificio existente.



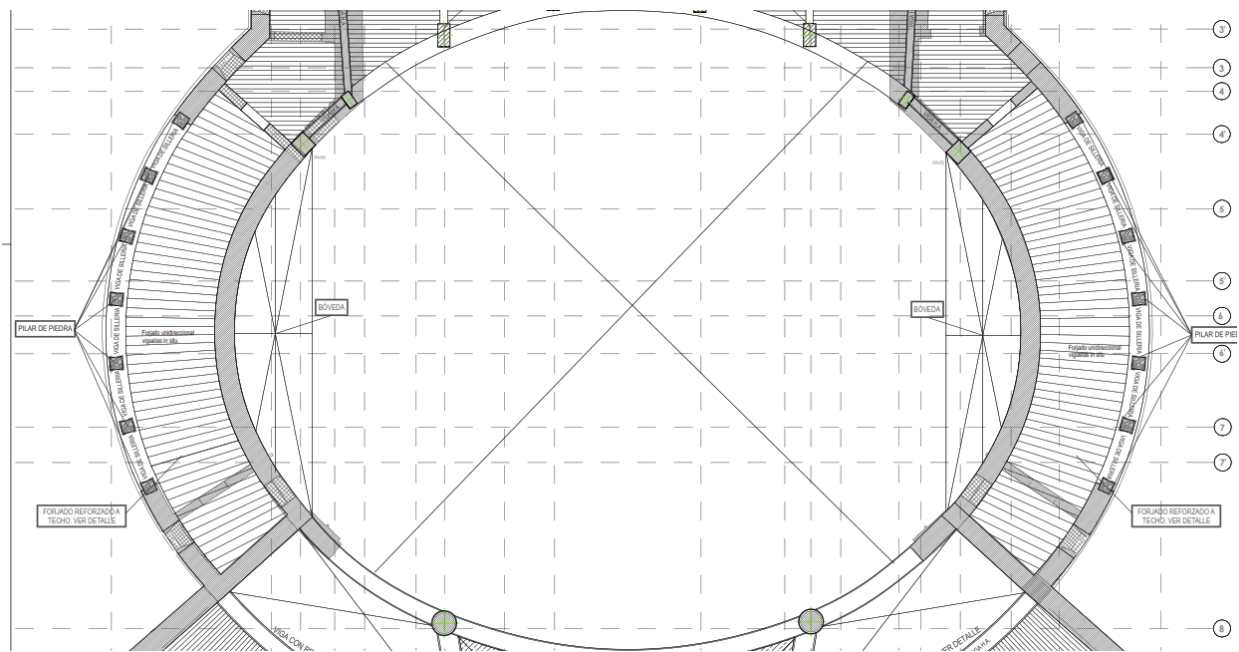
Estado ACTUAL. Planta bajo cubierta. Zona central (Palcos).  
Plano AE-05.01. Planos de actuaciones estructurales. Planta bajo cubierta y cubierta inferior.  
Edificio existente.



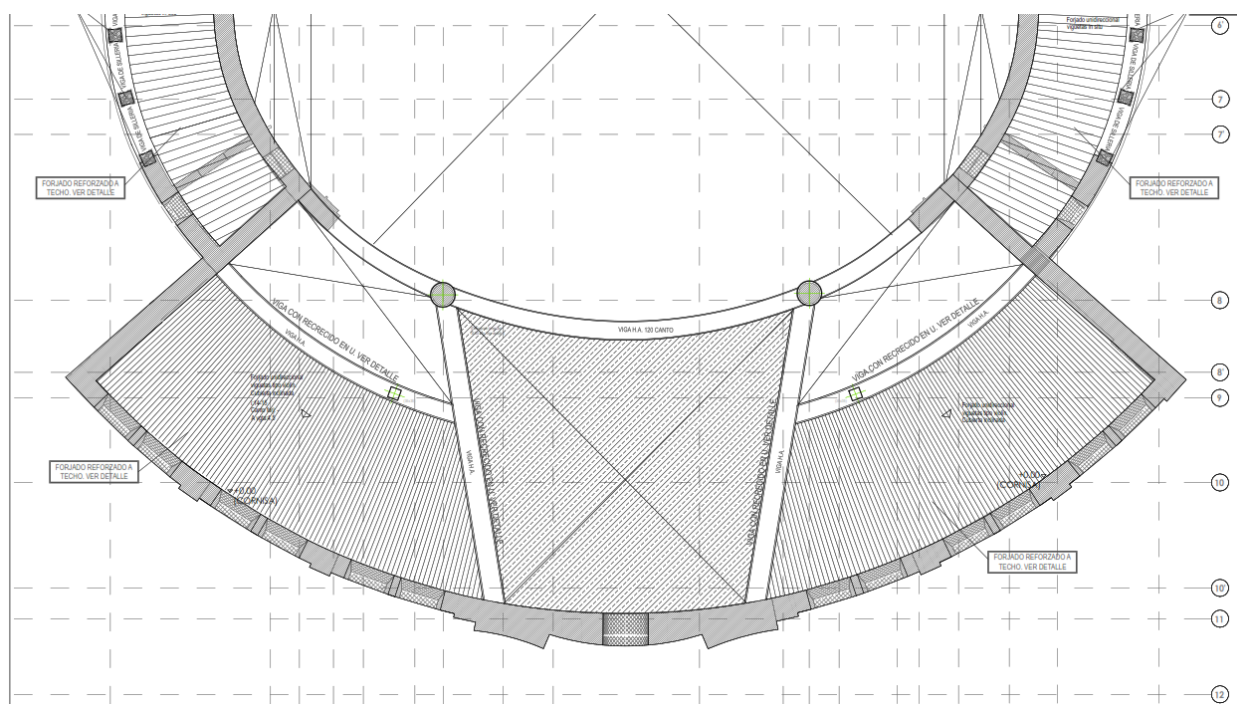
Estado ACTUAL. Planta bajo cubierta. Zona escenario.  
 Plano AE-05.01. Planos de actuaciones estructurales. Planta bajo cubierta y cubierta inferior.  
 Edificio existente.



Estado MODIFICADO. Planta bajo cubierta. Zona de vestíbulo.  
 Plano AE-05.02. Planos de actuaciones estructurales. Planta bajo cubierta y cubierta inferior.  
 Edificio existente. Modificado.



*Estado MODIFICADO. Planta bajo cubierta. Zona central (Palcos).  
Plano AE-05.02. Planos de actuaciones estructurales. Planta bajo cubierta y cubierta inferior.  
Edificio existente. Modificado.*



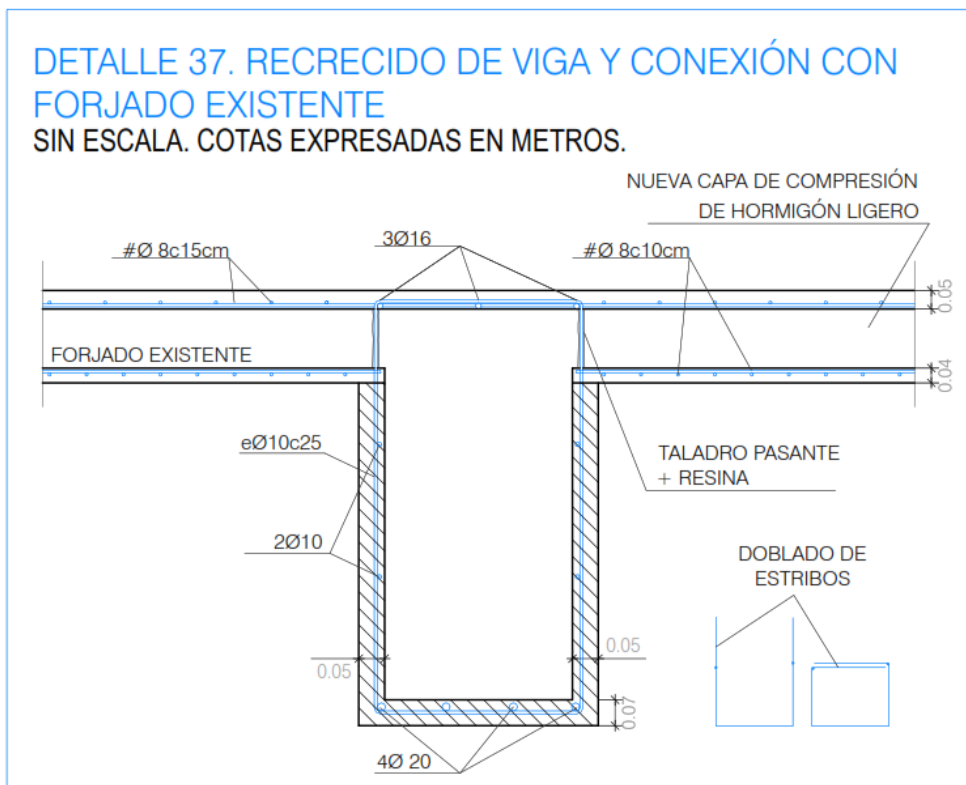
*Estado MODIFICADO. Planta bajo cubierta. Zona escenario.  
Plano AE-05.02. Planos de actuaciones estructurales. Planta bajo cubierta y cubierta inferior.  
Edificio existente. Modificado.*



Se destacan las siguientes actuaciones:

- Demolición de forjados existentes bien por su avanzado estado de degradación que requieren su sustitución y/o reconstrucción, bien para compatibilizar los espacios disponibles a los nuevos usos arquitectónicos.
- Reparación y refuerzo de forjados existentes, según procedimiento de reparación especificado.  
Destacar el refuerzo estructural del forjado ubicado en zona de vestíbulos, forjado por un forjado unidireccional del tipo "violín", que apoyan en vigas de canto de hormigón armado, que además constituyen el cordón inferior de las celosías de hormigón armado de grandes dimensiones. Se dispone un refuerzo mediante recrecido estructural en su cara inferior con mallazo y mortero estructural, y nueva capa de compresión en su cara superior, con la disposición de un hormigón estructural ligero y mallazo de reparto.
- Ejecución de nuevos forjados de losa maciza, cerrando huecos existentes, o ampliando zonas para adoptar la planta a los nuevos usos arquitectónicos.
- Refuerzo de vigas de carga existentes que sirven de apoyo al forjado unidireccional del tipo "violín", y que a su vez son el cordón inferior de las celosías de hormigón, mediante recrecido estructural.
- Nuevo tramo de escaleras en zona de vestíbulo ubicado entre planta primera y planta bajo cubierta, según nuevos usos arquitectónicos.
- Refuerzo de vigas de carga existentes en zona escenario (planta de cubierta), mediante recrecido estructural con hormigón proyectado, según indicaciones de planos.

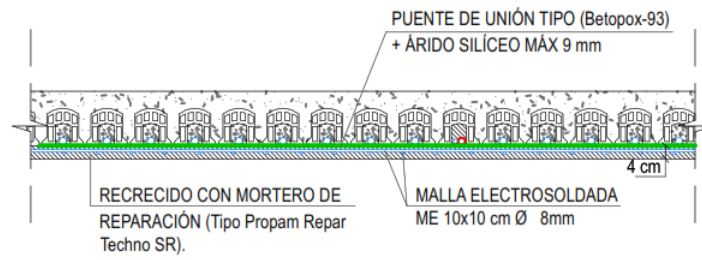
En las siguientes imágenes se muestran croquis/esquemas de los detalles de ejecución de estos elementos estructurales:



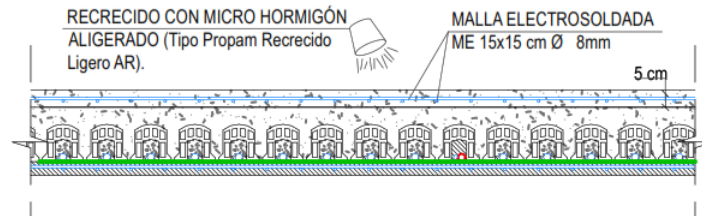
Detalle 37. Recreido de viga y conexión con forjado existente. AE-09.02. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones.



⑥ RECRECIDO DE MORTERO EN CARA INFERIOR DEL FORJADO

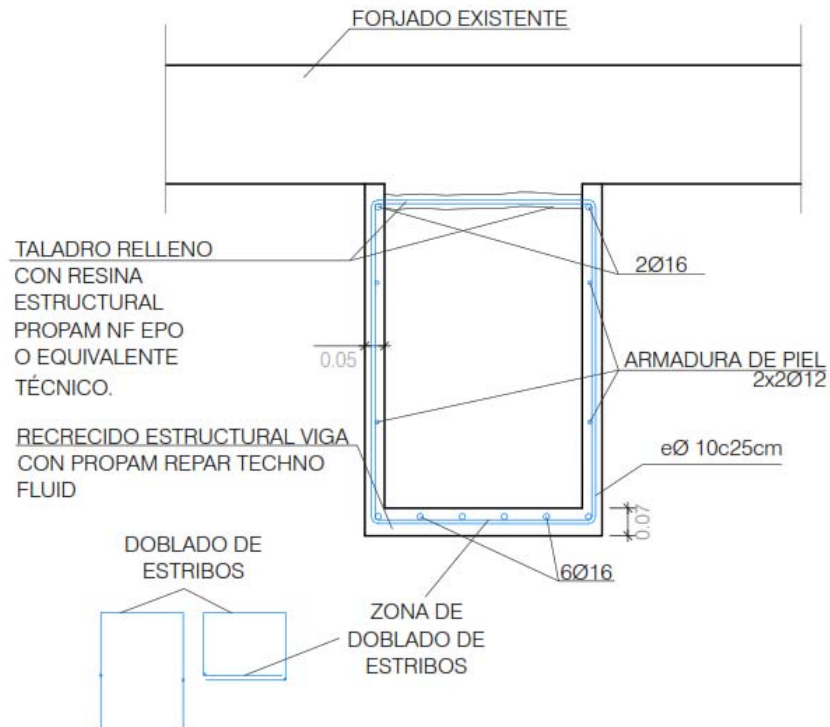


⑦ RECRECIDO DE MORTERO EN CARA SUPERIOR DEL FORJADO



Plano AE-08.01. Planos de actuaciones estructurales. Procedimientos 1 y 2.

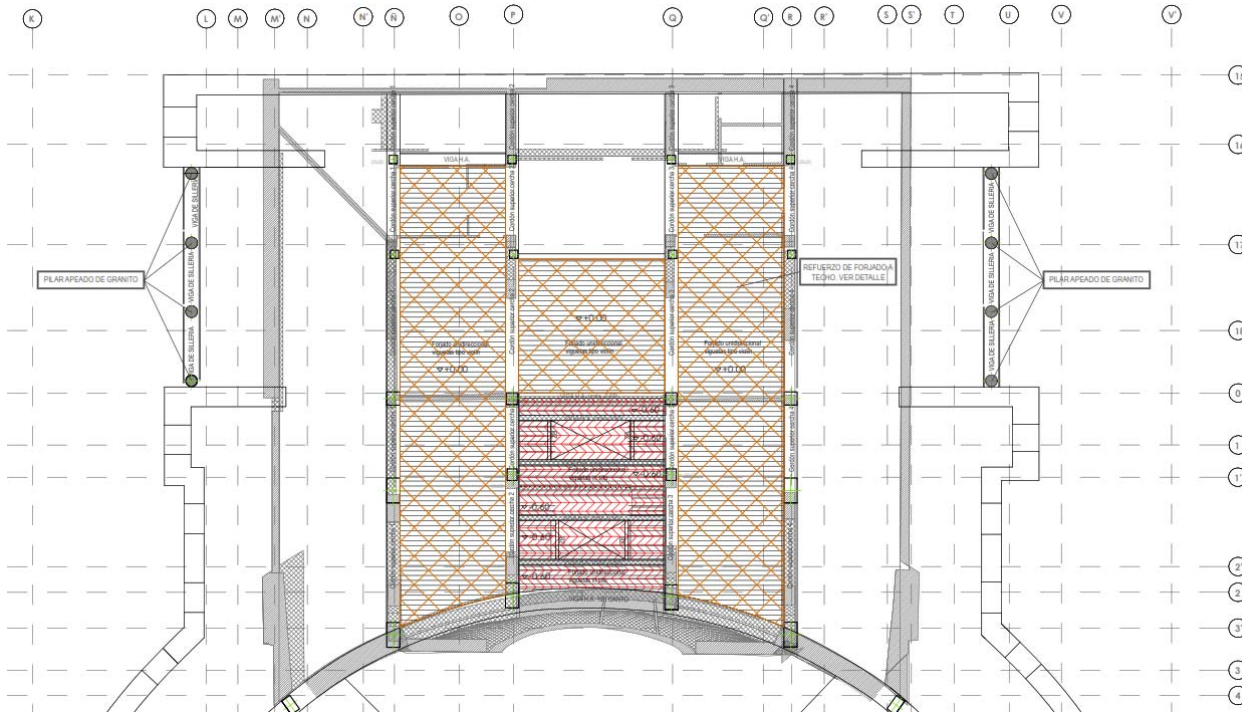
**DETALLE 42. REFUERZO DE VIGA EXISTENTE EN U.  
SIN ESCALA. COTAS EXPRESADAS EN METROS.**



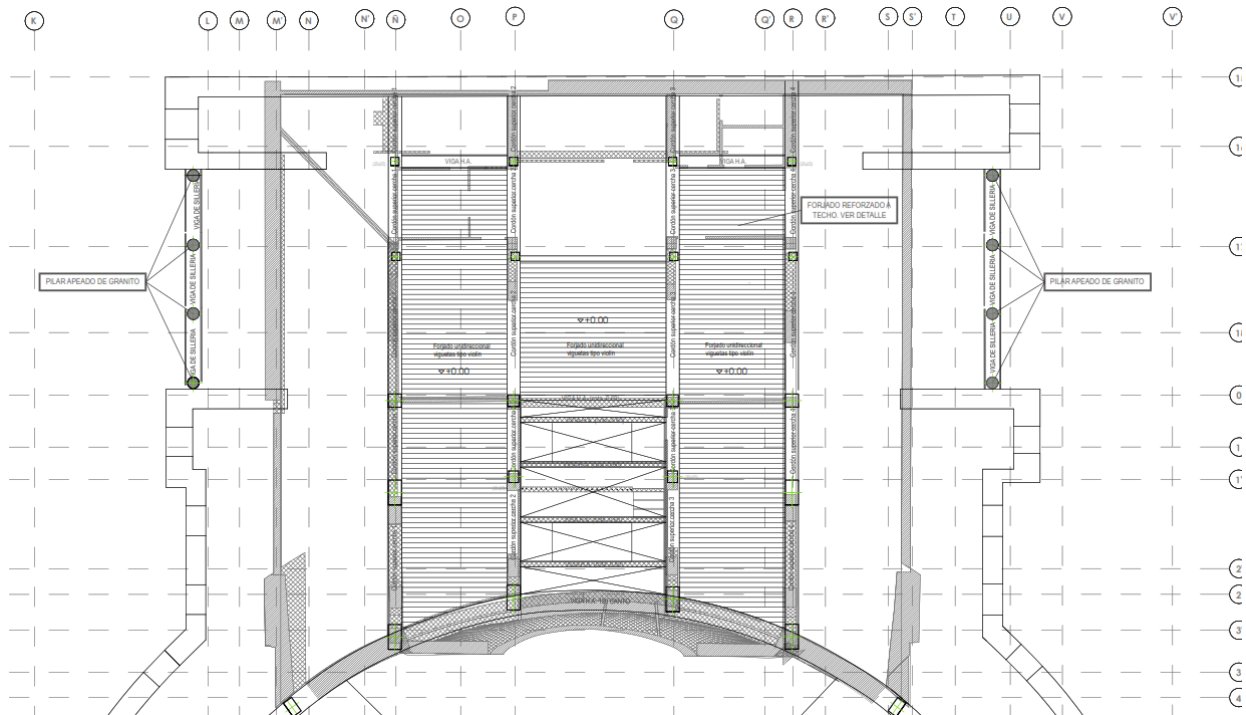
*Detalle 42. Refuerzo de viga existente en U. AE-09.02. Planos de actuaciones estructurales. Detalles actuaciones.*

### 8.6 Actuaciones en planta bajo cubierta 2.

En las siguientes imágenes se muestran esquemas de planos de estructura, con la identificación del estado actual, y el estado reformado y/o modificado:



Estado ACTUAL. Planta bajo cubierta 2. Zona de vestíbulo.  
Plano AE-06.01. Planos de actuaciones estructurales. Planta bajo cubierta 2. Edificio existente.



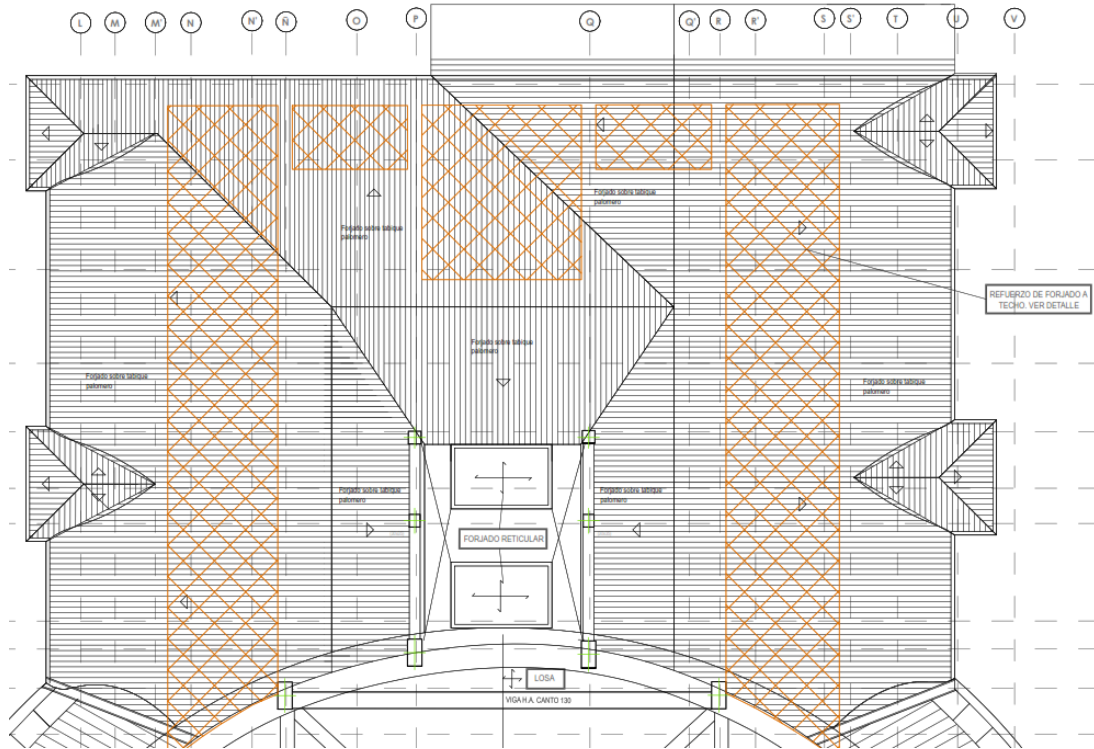
Estado MODIFICADO. Planta bajo cubierta 2. Zona de vestíbulo.  
Plano AE-06.02. Planos de actuaciones estructurales. Planta bajo cubierta 2. Edificio existente.  
Modificado.

Se trata de una fracción de forjado ubicado de forma aproximada con los cordones superiores de las celosías de hormigón armado, dispuestas en la zona del vestíbulo, donde se destacan las siguientes actuaciones:

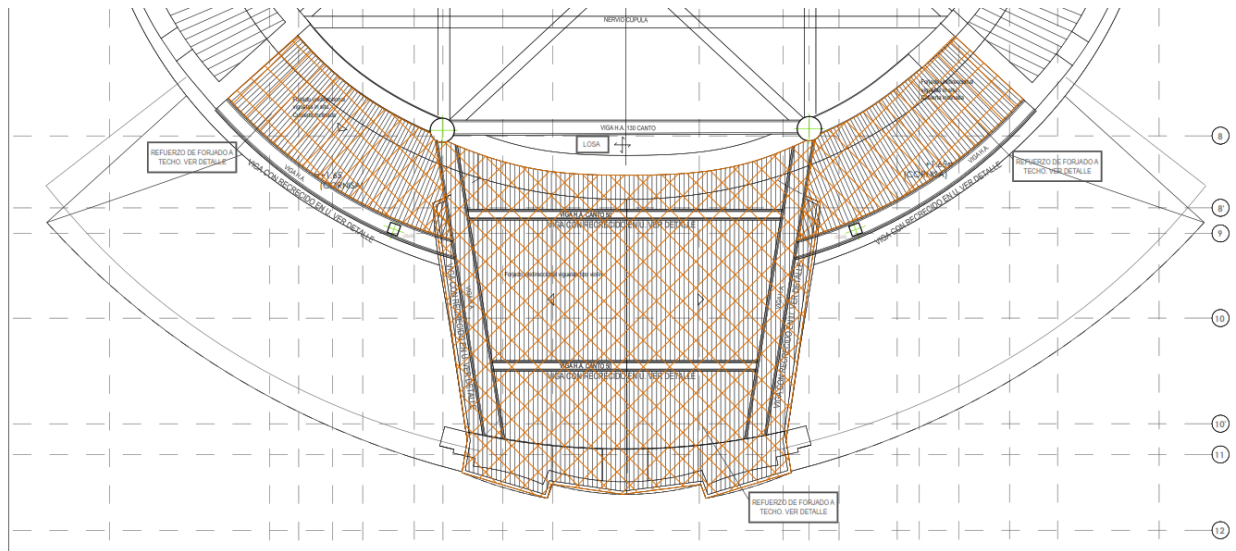
- Reparación y refuerzo de forjados existentes, según procedimiento de reparación especificado.
- Demolición de fracciones de forjado ubicados en su parte central, manteniendo las vigas de arriostamiento existentes entre cordones superiores de celosías de hormigón armado.

**8.7 Actuaciones en planta cubierta superior.**

En las siguientes imágenes se muestran esquemas de planos de estructura, con la identificación del estado actual, y el estado reformado y/o modificado:



*Estado ACTUAL. Cubierta superior. Zona de vestíbulo.  
Plano AE-07.01. Planos de actuaciones estructurales. Planta cubierta superior. Edificio existente.*



*Estado ACTUAL. Cubierta superior. Zona escenario.  
Plano AE-07.01. Planos de actuaciones estructurales. Planta cubierta superior. Edificio existente*





## 9 DESCRIPCIÓN DE ACTUACIONES EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES EXISTENTES, EJECUTADOS EN PROYECTO PREVIO.

### 9.1 Descripción.

El proyecto correspondiente al nuevo conservatorio profesional de música, integra las estructuras existentes, parcialmente ejecutadas, correspondientes al proyecto: "*Proyecto de terminación de las obras de rehabilitación y ampliación de parte de la universidad laboral para centro de congresos, ferias y exposiciones de Zamora*", con fecha de 2011, así como del proyecto anterior, con fecha de 2006.

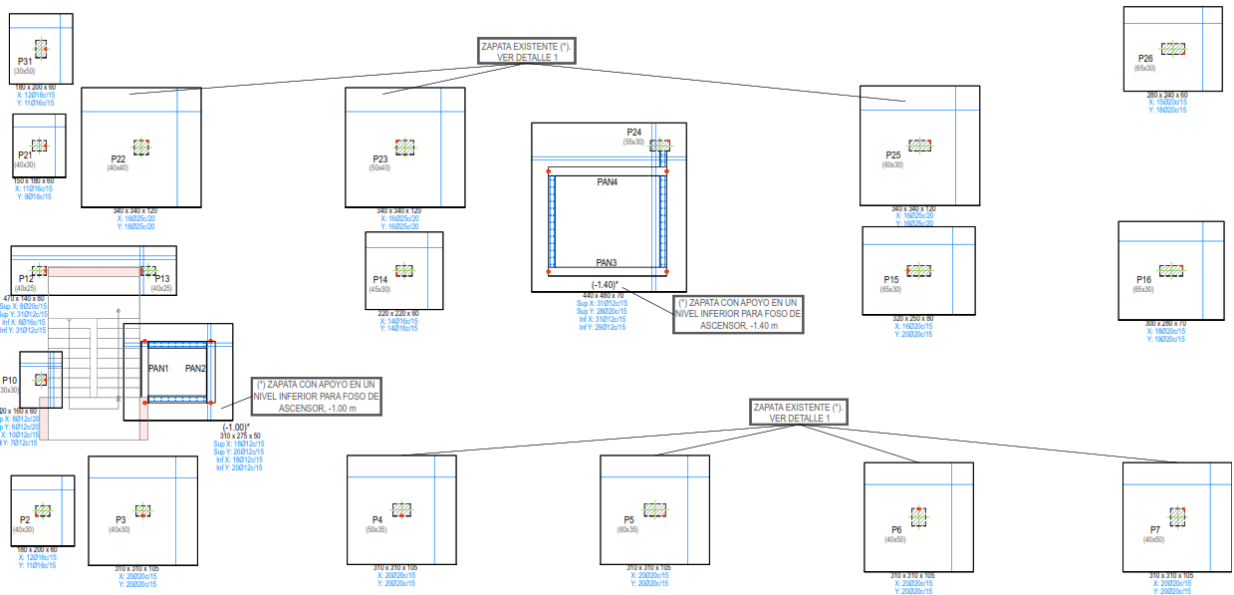
En las imágenes adjuntas, se visualizan los elementos estructurales ejecutados:



*Vista general de elementos estructurales ejecutados. Foto 1 de 3.*

(\*) Los forjados y pilares existentes ubicados en la zona donde se ubica el nuevo edificio del conservatorio, serán demolidos por compatibilidad con los nuevos usos arquitectónicos. Se prevé la integración y/o aprovechamiento de zapatas existentes al coincidir con la ubicación de pilares proyectados.





Vista de plano de cimentación de nuevo edificio. Zapata existente (\*), a integrar en nueva estructura.

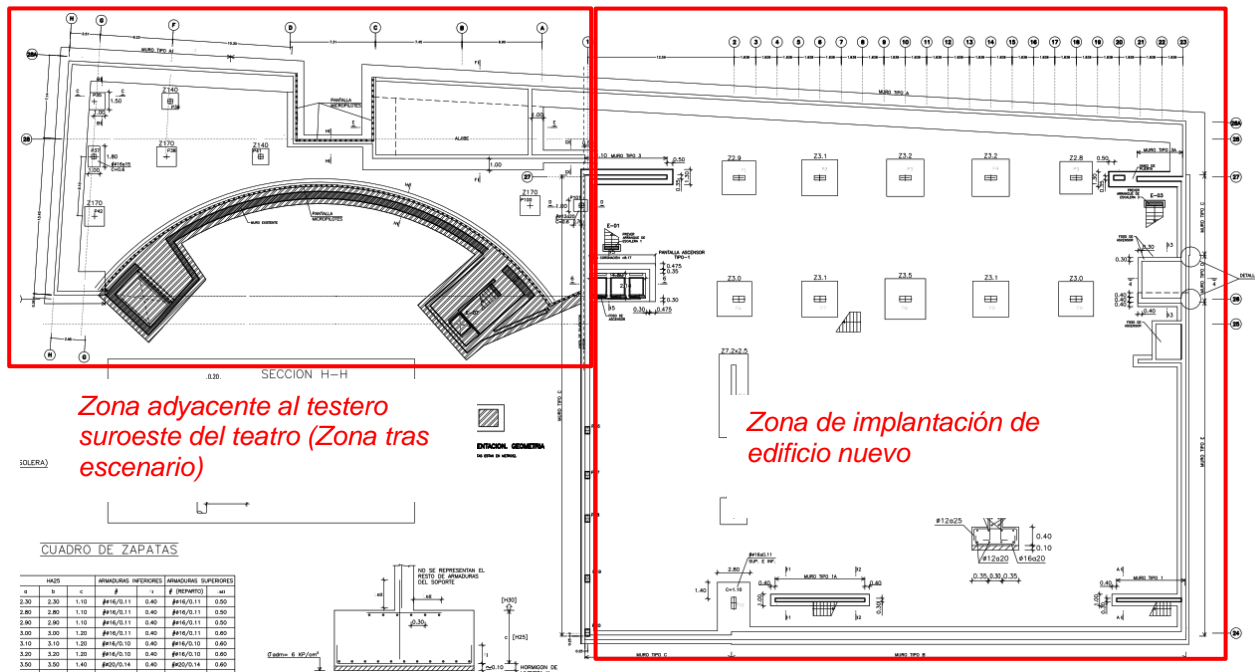


Vista general de elementos estructurales ejecutados. Foto 2 de 3.



*Vista general de elementos estructurales ejecutados. Foto 3 de 3.*

Se dispone de la información técnica correspondiente al proyecto de los elementos ejecutados, destacando la información adjunta:



Planta de cimentación existente.

De la información disponible se destacan los siguientes espacios:

- Zona adyacente al testero suroeste del teatro (Zona tras escenario).

Se trata de una unidad estructural, separada mediante junta estructural del edificio donde se implantará el nuevo edificio del conservatorio, ejecutada por completo a nivel estructural, constituida por nivel de cimentación, planta sótano -1 y planta baja, que será integrada en el nuevo proyecto de ejecución, previa reparación de los daños ya detectados, para restituir su estado de conservación, según procedimiento de reparación adjunto.

- Zona de implantación de edificio nuevo.

Se trata de una unidad estructural, donde por compatibilidad con los nuevos usos arquitectónicos, se procederá al vaciado/demolición de los elementos estructurales existentes, manteniendo en la medida de lo posible las zapatas de cimentación que si coinciden con los pilares de hormigón armado a ejecutar, así como los muros perimetrales de hormigón armado existentes, previa subsanación de daños detectados, según procedimiento de reparación adjunto.



En las imágenes adjuntas, se visualiza el estado actual de la zona adyacente al testero suroeste del teatro (Zona tras escenario):



---

*Zona adyacente al teatro. Fotografía de sótano -2. Fotografía 1 de 3.*



---

*Zona adyacente al teatro. Fotografía de sótano -2. Fotografía 2 de 3.*



---

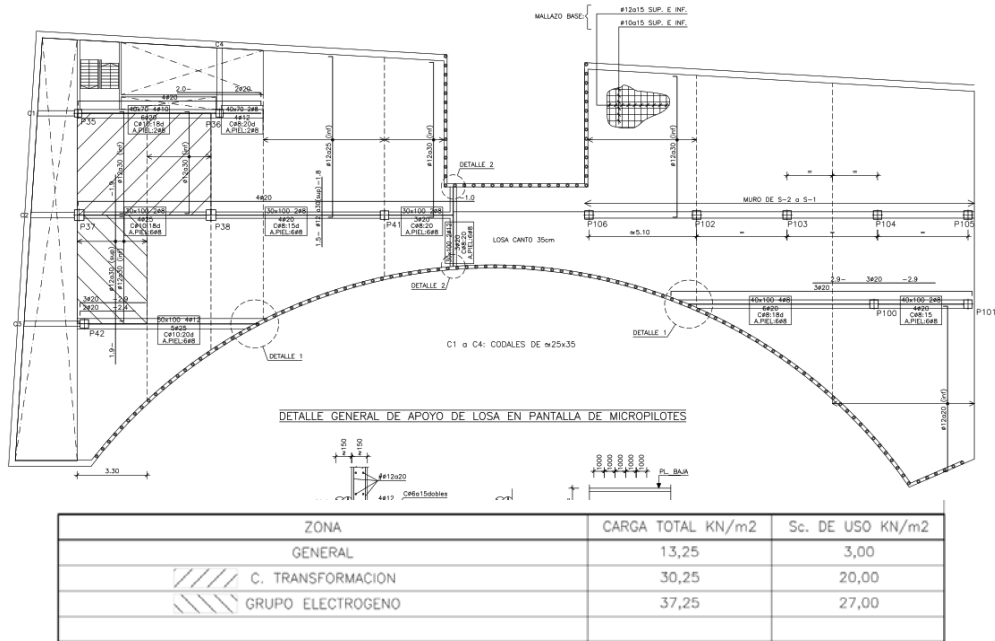
*Zona adyacente al teatro. Fotografía de sótano -2. Fotografía 3 de 3.*



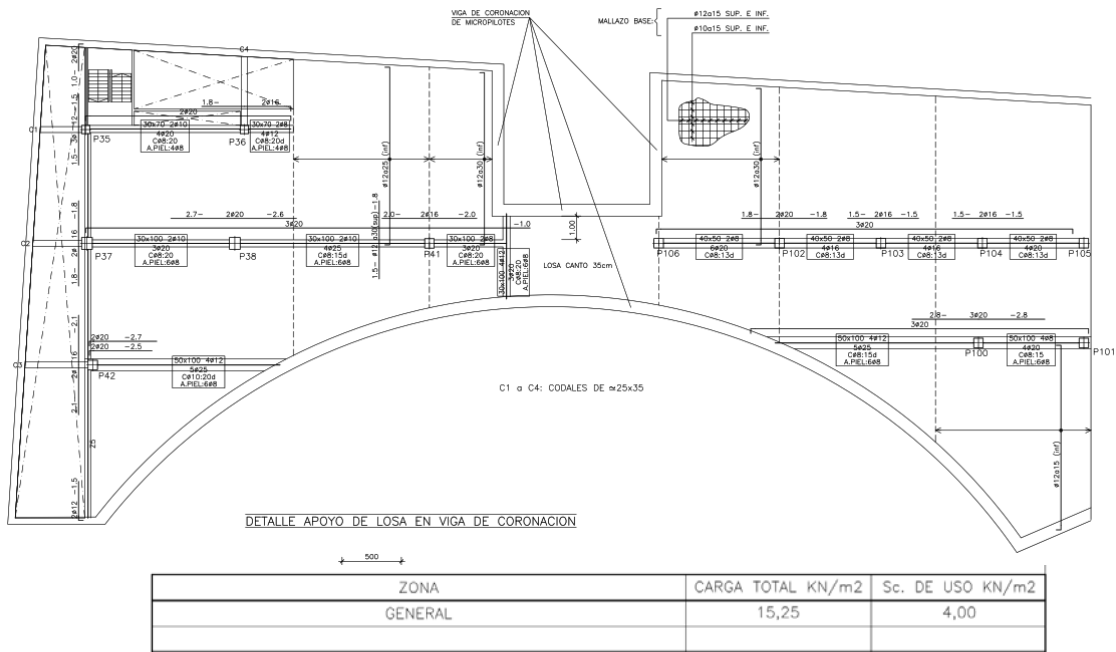
---

*Zona adyacente al teatro. Fotografía de sótano -1. Fotografía 1 de 1.*

La definición de estos elementos estructurales existentes, destacando las sobrecargas de uso, se incluyen en planos de información técnica disponible, destacando:



Zona adyacente al teatro. Planta de forjado sótano -1. Losa maciza y vigas de canto de hormigón armado. Tabla de cargas totales y sobrecargas de uso.



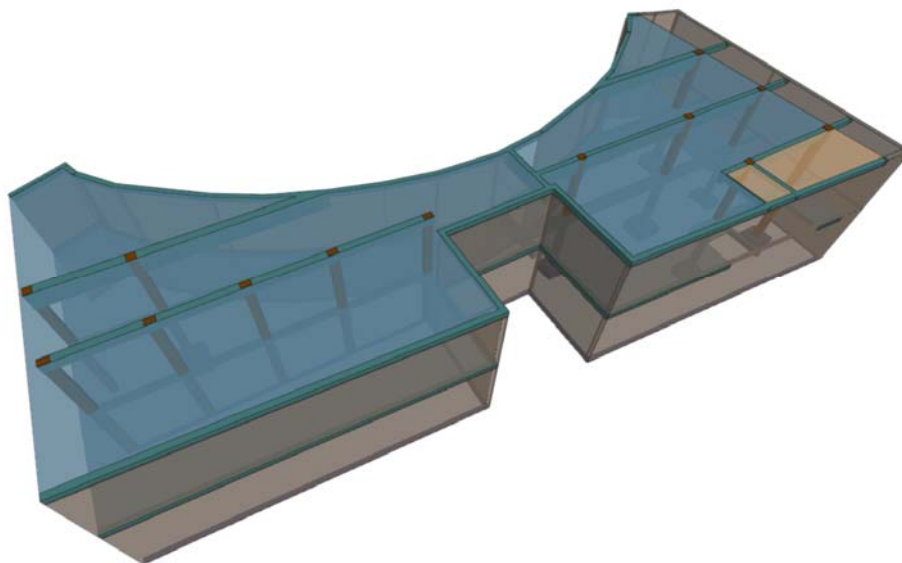
Zona adyacente al teatro. Forjado de planta baja. Losa maciza y vigas de canto de hormigón armado. Tabla de cargas totales y sobrecargas de uso.

## 9.2 Verificación y diseño de actuaciones de carácter estructural en edificio existente. Zona adyacente al testero suroeste del teatro (Zona tras escenario).

Se prevén las siguientes actuaciones de carácter estructural, en el edificio existente adyacente al testero suroeste del teatro, compatibles con las actuaciones y reacomodo de espacios definidas en proyecto arquitectónico, destacando:

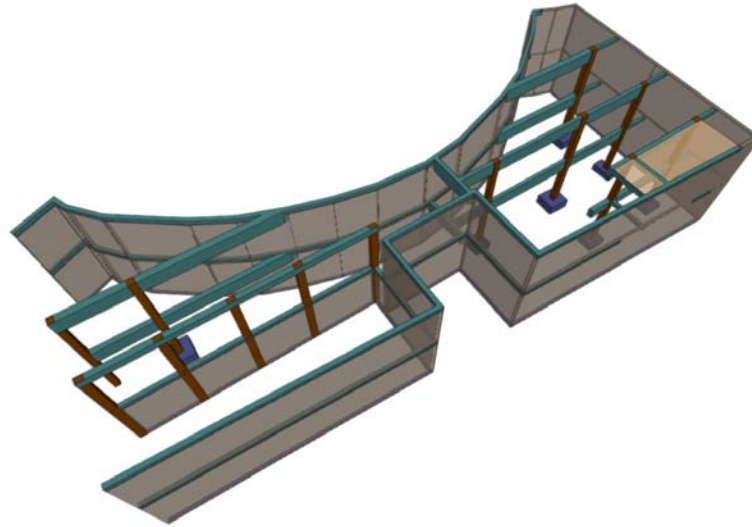
- Apertura de 2 huecos para escaleras en forjado planta sótano -1. Disposición de 2 pilares metálicos entre sótano -2 y sótano -1, para reforzar la zona de actuación.
- Actualización de sobrecargas a disponer en zona de centro de transformación y grupo electrógeno. Proyecto original: 20 y 27 kN/m<sup>2</sup>; Proyecto actualizado: 35 y 40 kN/m<sup>2</sup>.
- Cierre de huecos existentes en forjado sótano -1, generando zonas adicionales transitables con forjado. Disposición de forjados de losa maciza, y nuevas vigas de canto de hormigón armado, convenientemente conectadas a elementos estructurales existentes.
- Demolición de forjado existente en forjado planta baja, y ejecución de nuevos forjados de losa maciza, con objeto de compatibilizar los elementos estructurales existentes, a los nuevos usos arquitectónicos.

Se realizan varios modelos de cálculo en CYPECAD, tanto de la situación ACTUAL, como de la situación MODIFICADA, donde se evalúan y dimensionan las modificaciones indicadas, tal y como se muestra en las siguientes imágenes:

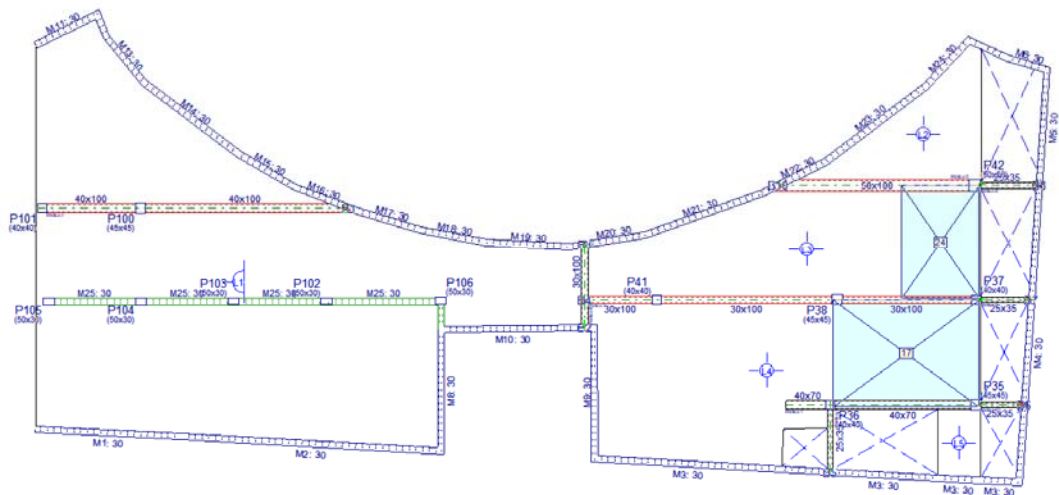


*Situación ACTUAL. Edificio existente adyacente al testero suroeste del teatro. Vista 3D. Envolvente exterior.*

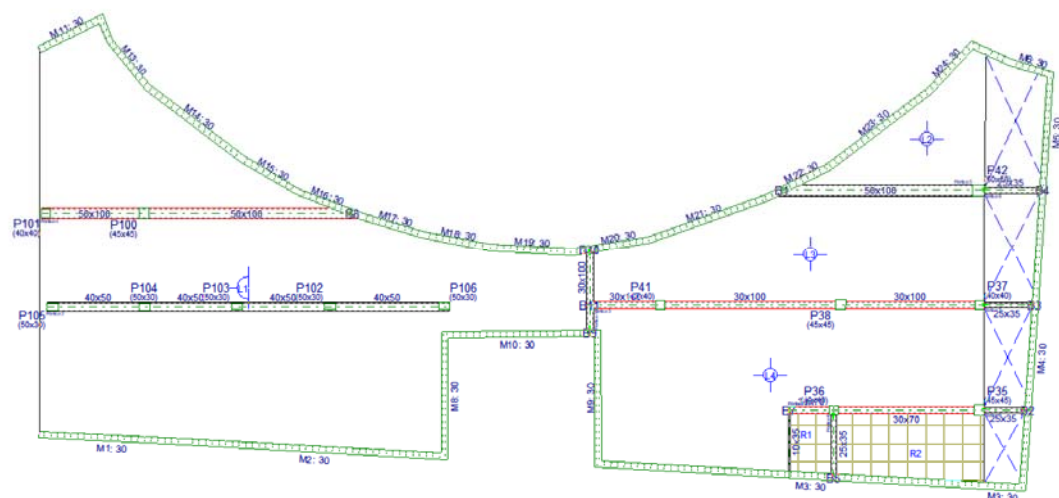




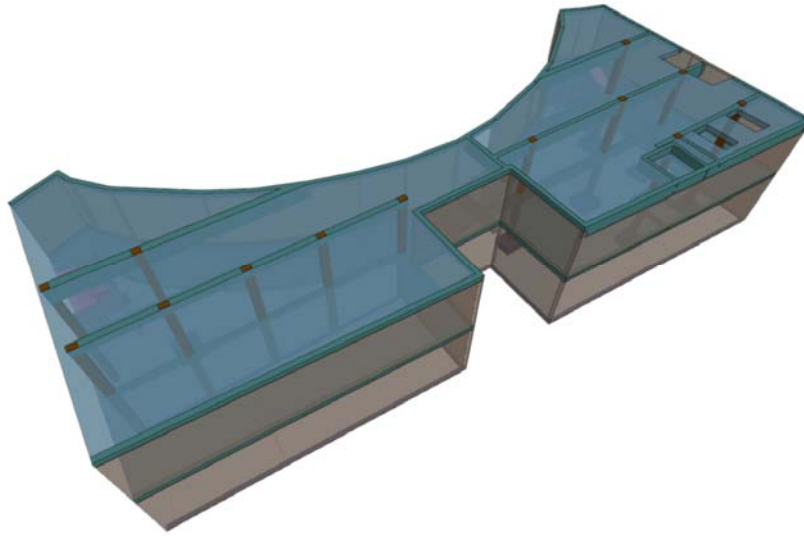
Situación ACTUAL. Edificio existente adyacente al testero suoreste del teatro. Vista 3D. Estructura interior.



Situación ACTUAL. Edificio existente adyacente al testero suoreste del teatro. Planta sótano -1.

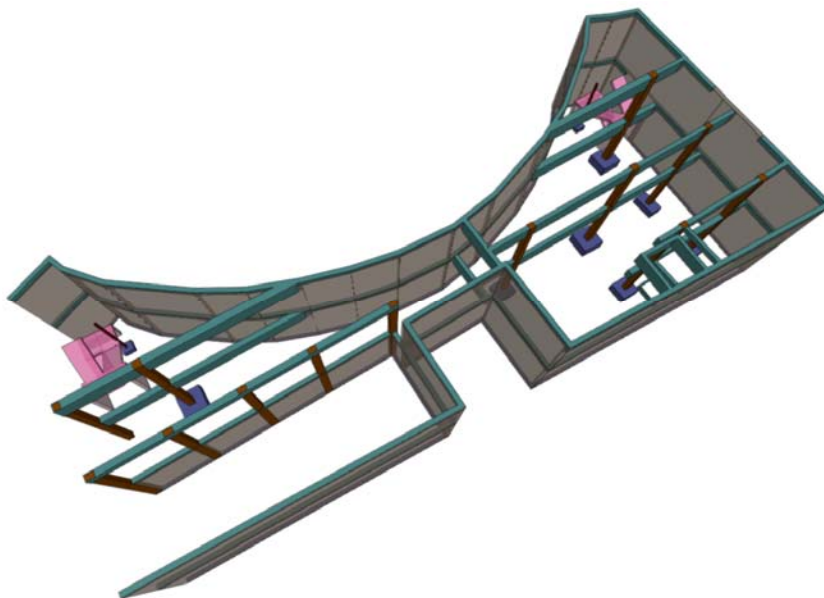


Situación ACTUAL. Edificio existente adyacente al testero suoreste del teatro. Planta baja.



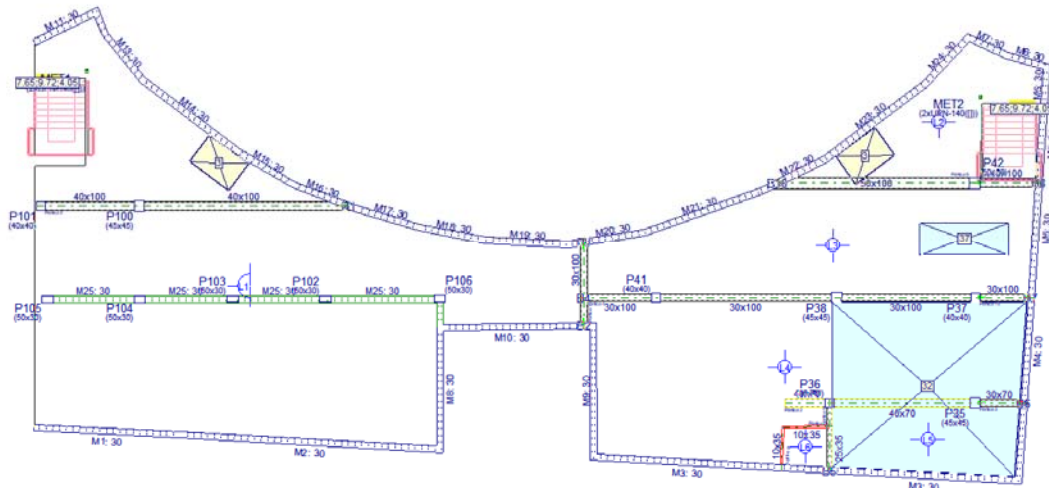
---

*Situación MODIFICADA. Edificio existente adyacente al testero suoreste del teatro. Vista 3D. Envolverte exterior.*

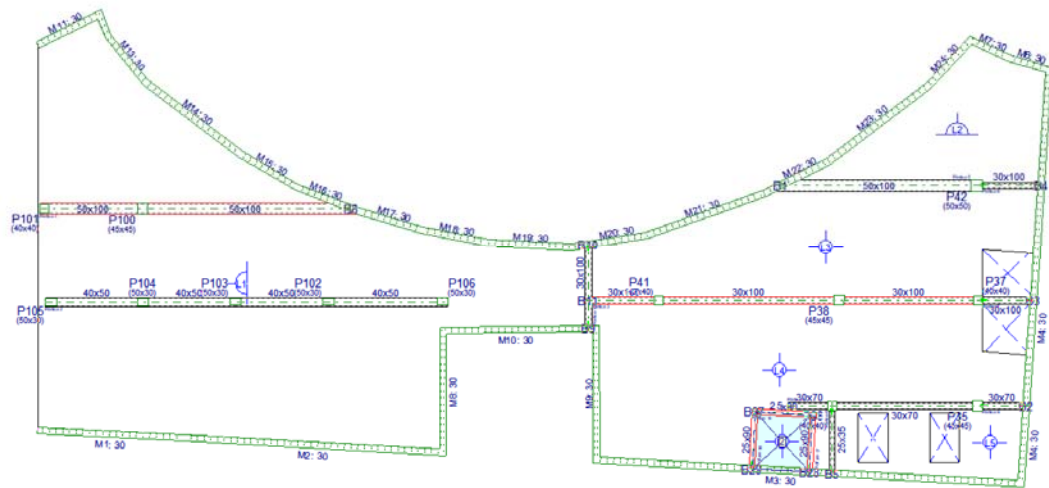


---

*Situación MODIFICADA. Edificio existente adyacente al testero suoreste del teatro. Vista 3D. Estructura interior.*



*Situación MODIFICADA. Edificio existente adyacente al testero suoreste del teatro. Planta sótano -1.*



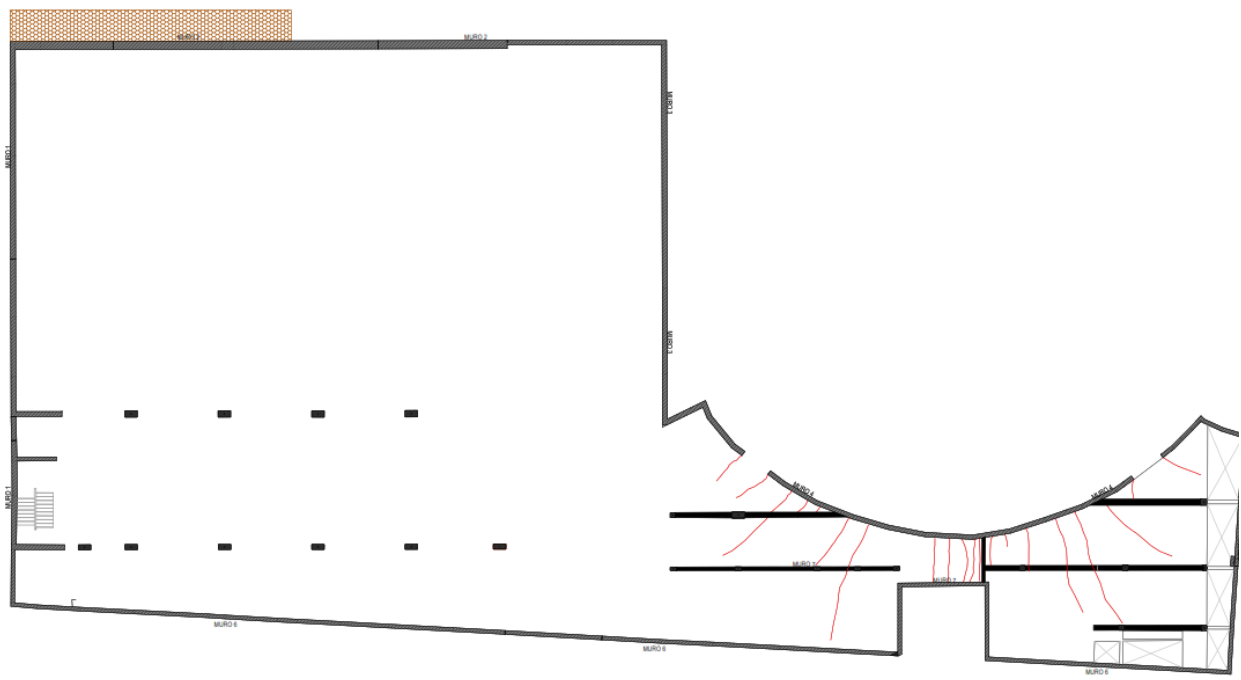
*Situación MODIFICADA. Edificio existente adyacente al testero suoreste del teatro. Planta baja.*

### 9.3 Identificación de daños y definición de procedimientos de reparación.

Los daños y/o patologías de las estructuras existentes, se definen en planos de proyecto de ejecución con denominación: "*Planos de reparaciones estructurales*", destacando la información adjunta:

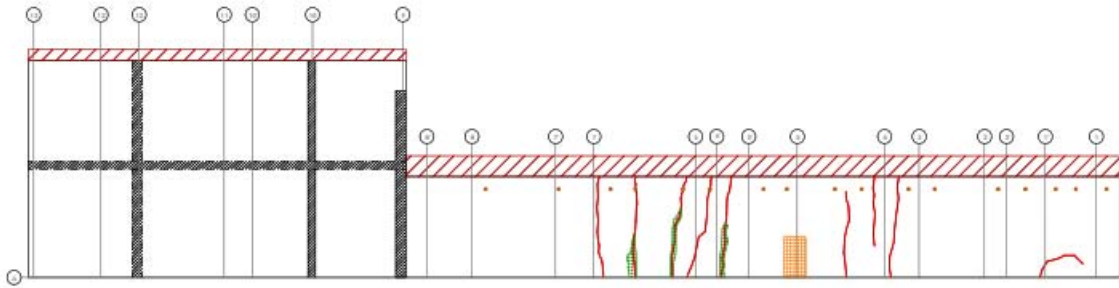


*Planta sótano -2. Identificación de daños/patologías existentes.*

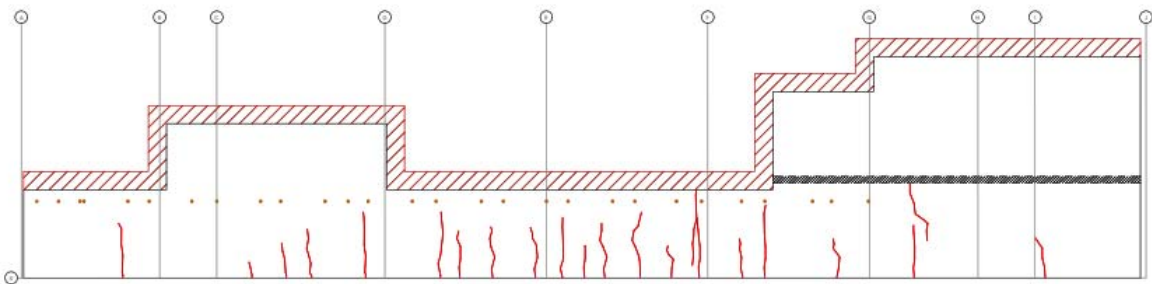


*Planta sótano -1. Identificación de daños/patologías existentes.*

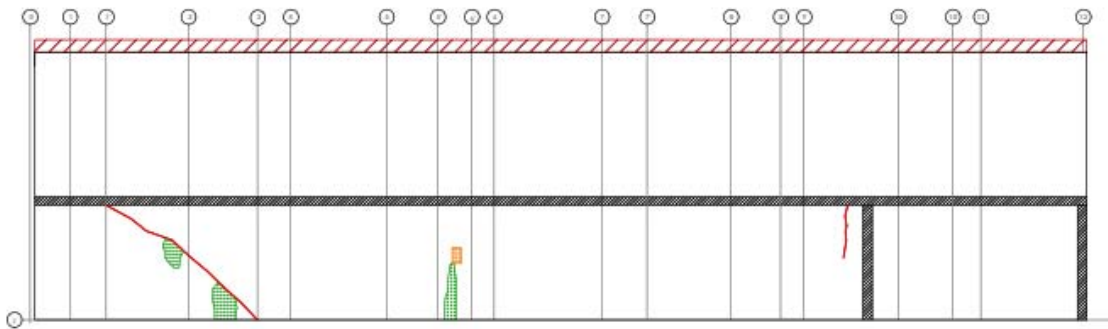
ALZADO MURO 1



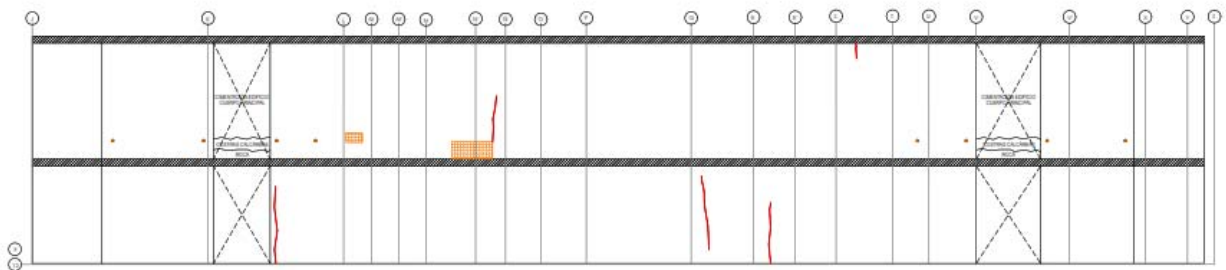
ALZADO MURO 2



ALZADO MURO 3

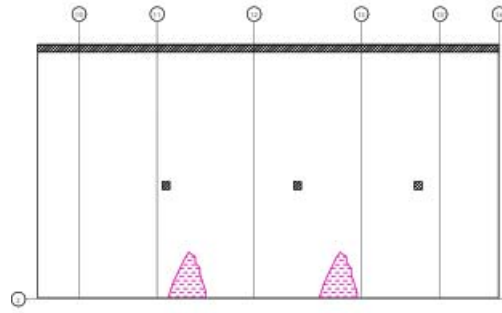


ALZADO MURO 4

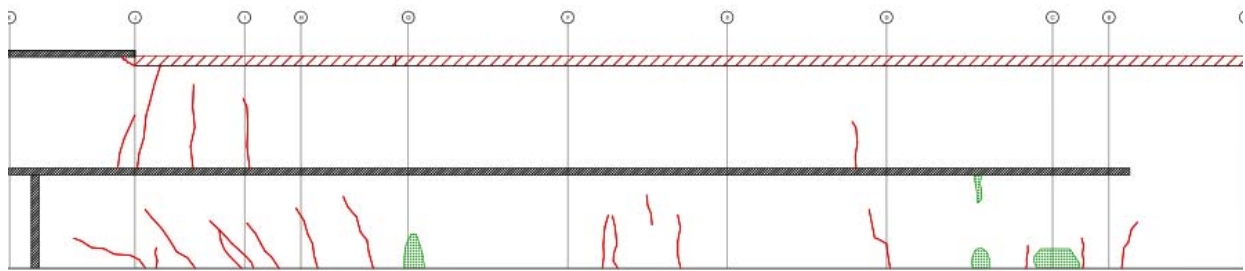


Alzados 1 a 4. Identificación de daños/patologías existentes.









ALZADO MURO 5



ALZADO MURO 6



Alzados 5 a 6. Identificación de daños/patologías existentes.

LEYENDA REPARACIONES ESTRUCTURALES (La posición y ámbito de las patologías se han grafiado de forma aproximada)	
	<b>DAÑO 1: Grieta y/o fisura horizontal</b> Reparación: 1. Apertura en caja de fisura en elemento de hormigón, con amoladora angular equipada con disco de corte de diamante. 2. Colocación de inyectores externos, cada 20 cm, en fisura de elemento de hormigón con adhesivo tixotrópico. 3. Inyección en fisura con resina epoxi.
	<b>DAÑO 2: Eflorescencia por sales</b>
	<b>DAÑO 3: Hormigón disgregado</b>
	<b>DAÑO 4: Armadura vista y corroída</b> Reparación: 1. Picado del revestimiento de hormigón 3-4 cm de profundidad descubriendo totalmente el perímetro de la armadura oxidada 2. Limpieza de las armaduras mediante chorreado de arena de sílice o granalla hasta un grado D Sa 2 1/2 según UNE EN ISO 8501 3. Refuerzo de barras con pérdidas de diámetro mayores al 10%, con otra barra del mismo diámetro y características. 4. Limpieza de la toda la superficie de HA dejándola sólida y libre de material disgregado mediante chorreado abrasivo de toda la superficie de hormigón. 5. Regeneración de la sección del elemento mediante un mortero de reparación estructural sulforresistente, que cumpla UNE-EN 1504-3 como tipo R4 (máximas características mecánicas), UNE-EN 1504-7 como pasivador de armaduras y UNE-EN 1504-2 como protector superficial del hormigón, tipo PROPAM REPAR TECHNO SR. o equivalente SR.
	<b>DAÑO 5: Hongos y moho.</b> Se acometerá su limpieza con las medidas tomadas para la reparación/actuación en toda la estructura existente que se incluye en notas de este mismo plano.
	<b>DAÑO 6: Deslizamiento del talud y/o malla</b> Se realizará una consolidación del talud para evitar su desprendimiento.
	<b>Anclajes pre-existentes</b>
	<b>Zona no registrable y/o accesible</b>
<b>NOTA: En toda la superficie de hormigón visto que se mantiene (muros a dos caras, pilares en todas sus caras, vigas en sus 3 caras y forjados en su cara superior e inferior) del Sótano -2 y -1 se realizará el siguiente tratamiento estructural:</b> 1-Proyección de chorro de agua y material abrasivo formado por partículas de silicato de aluminio para la preparación de la superficie de hormigón estructural, eliminando capas antiguas, lechadas superficiales, pinturas o cualquier otro tipo de grasa o suciedad del soporte 2-Aplicación de inhibidor de corrosión en vigas planas, vigas de cuelgue (paramentos horizontales y verticales), caras de forjado y muros de hormigón armado, compuesto por mezcla de silicatos reactivos, agentes activadores de superficie e inhibidores de corrosión migratorios tipo CORTEC MCI 2021 3-Revestimiento de hormigones sin revestir con presencia de microfisuración, poros, cavidades o irregularidades a base de mortero hidráulico formulado a base de cemento, áridos seleccionados, y resinas impermeabilizantes especiales. tipo PROPAM:registered: IMPE FLEX, con un espesor medio de 3 mm.	

Legenda de daños/patologías; Procedimientos de reparación.



## 10 PROGRAMAS DE CÁLCULO.

### 10.1 Descripción de los programas.

Para el cálculo y dimensionamiento de las estructuras se han utilizado los siguientes programas de cálculo:

- CYPECAD, de CYPE Ingenieros.
- Herramientas de cálculo de elaboración propia.

### 10.2 Modelización efectuada por CYPECAD.

El análisis de las solicitaciones se realiza mediante un cálculo espacial en 3D, por métodos matriciales de rigidez, formando todos los elementos que definen la estructura: pilares, pantallas H.A., muros, vigas y forjados.

Se establece la compatibilidad de deformaciones en todos los nudos, considerando 6 grados de libertad, y se crea la hipótesis de indeformabilidad del plano de cada planta, para simular el comportamiento rígido del forjado, impidiendo los desplazamientos relativos entre nudos del mismo (diafragma rígido). Por tanto, cada planta sólo podrá girar y desplazarse en su conjunto (3 grados de libertad).

La consideración de diafragma rígido para cada zona independiente de una planta se mantiene aunque se introduzcan vigas y no forjados en la planta.

La estructura se discretiza en elementos tipo barra, emparrillados de barras y nudos, y elementos finitos triangulares de la siguiente manera:

- Pilares.

Son barras verticales entre cada planta, definiendo un nudo en arranque de cimentación o en otro elemento, como una viga o forjado, y en la intersección de cada planta, siendo su eje el de la sección transversal. Se consideran las excentricidades debidas a la variación de dimensiones en altura. La longitud de la barra es la altura o distancia libre a cara de otros elementos.

- Vigas.

Se definen en planta fijando nudos en la intersección con las caras de soportes (pilares, pantallas o muros), así como en los puntos de corte con elementos de forjado o con otras vigas. Así se crean nudos en el eje y en los bordes laterales y, análogamente, en las puntas de voladizos y extremos libres o en contacto con otros elementos de los forjados. Por tanto, una viga entre dos pilares está formada por varias barras consecutivas, cuyos nudos son las intersecciones con las barras de forjados. Siempre poseen tres grados de libertad, manteniendo la hipótesis de diafragma rígido entre todos los elementos que se encuentren en contacto. Por ejemplo, una viga continua que se apoya en varios pilares, aunque no tenga forjado, conserva la hipótesis de diafragma rígido. Pueden ser de hormigón armado o metálicas en perfiles seleccionados de biblioteca.

- Simulación de apoyo en muro.

Los tipos de apoyos a definir son:

- Empotramiento: Desplazamientos y giros impedidos en todas direcciones.
- Articulación fija: Desplazamientos impedidos pero giro libre.
- Articulación con deslizamiento libre horizontal: Desplazamiento vertical coartado, horizontal y giros libres.

Conviene destacar el efecto que puede producir en otros elementos de la estructura, estos tipos de apoyos, ya que al estar impedido el movimiento vertical, todos los elementos estructurales que en ellos se apoyen o vinculen encontrarán una coacción

vertical que impide dicho movimiento. En particular es importante de cara a pilares, que siendo definidos con vinculación exterior, estén en contacto con este tipo de apoyos, quedando su carga suspendida de los mismos, y no transmitiéndose a la cimentación, apareciendo incluso valores negativos de las reacciones, que representa el peso del pilar suspendido o parte de la carga suspendida del apoyo en muro.

En el caso particular de articulación fija y con deslizamiento, cuando una viga se encuentra en continuidad o prolongación del eje del apoyo en muro, se produce un efecto de empotramiento por continuidad en la coronación del apoyo en muro, lo cual se puede observar al obtener las leyes de momentos y comprobar que existen momentos negativos en el borde. En la práctica debe verificarse si las condiciones reales de la obra reflejan o pueden permitir dichas condiciones de empotramiento, que deberán garantizarse en la ejecución de la misma.

Si la viga no está en prolongación, es decir con algo de esviaje, ya no se produce dicho efecto, comportándose como una rótula.

Si cuando se encuentra en continuidad se quiere que no se empotre, se debe disponer una rótula en el extremo de la viga en el apoyo.

No es posible conocer las reacciones sobre estos tipos de apoyo.

- o Vigas de cimentación.

Son vigas flotantes apoyadas sobre suelo elástico, discretizadas en nudos y barras, asignando a los nudos la constante de muelle definida a partir del coeficiente de balasto (ver anexo de Losas y vigas de cimentación).

- Vigas inclinadas.

Se definen como barras entre dos puntos que pueden estar en un mismo nivel o planta o en diferentes niveles, creándose dos nudos en dichas intersecciones. Cuando una viga inclinada une dos zonas independientes no produce el efecto de indeformabilidad del plano con comportamiento rígido, ya que poseen seis grados de libertad sin coartar.

- Forjados unidireccionales.

Las viguetas son barras que se definen en los paños huecos entre vigas o muros, y que crean nudos en las intersecciones de borde y eje correspondientes de la viga que intersectan. Se puede definir doble y triple vigueta, que se representa por una única barra con alma de mayor ancho. La geometría de la sección en T a la que se asimila cada vigueta se define en la correspondiente ficha de datos del forjado.

- Forjados de Placas Aligeradas.

Son forjados unidireccionales discretizados por barras cada 40 cm. Las características geométricas y sus propiedades resistentes se definen en una ficha de características del forjado, que puede introducir el usuario, creando una biblioteca de forjados aligerados. Se pueden calcular en función del proceso constructivo de forma aproximada, modificando el empotramiento en bordes, según un método simplificado.

- Losas macizas.

La discretización de los paños de losa maciza se realiza en mallas de elementos tipo barra de tamaño máximo de 25 cm y se efectúa una condensación estática (método exacto) de todos los grados de libertad. Se tiene en cuenta la deformación por cortante y se mantiene la hipótesis de diafragma rígido. Se considera la rigidez a torsión de los elementos.

Losas de cimentación: son losas macizas flotantes cuya discretización es idéntica a las losas normales de planta, con muelles cuya constante se define a partir del coeficiente de balasto. Cada paño puede tener coeficientes diferentes.

- Forjados reticulares.

La discretización de los paños de forjado reticular se realiza en mallas de elementos finitos tipo barra cuyo tamaño es de un tercio del intereje definido entre nervios de la zona aligerada, y cuya inercia a flexión es la mitad de la zona maciza, y la inercia a torsión el doble de la de flexión. La dimensión de la malla se mantiene constante tanto en la zona aligerada como en la maciza, adoptando en cada zona las inercias medias antes indicadas. Se tiene en cuenta la deformación por cortante y se mantiene la hipótesis de diafragma rígido. Se considera la rigidez a torsión de los elementos.

- Pantallas H.A.

Son elementos verticales de sección transversal cualquiera, formada por rectángulos múltiples entre cada planta, y definidas por un nivel inicial y un nivel final. La dimensión de cada lado es constante en altura, pudiendo disminuirse su espesor. En una pared (o pantalla) una de las dimensiones transversales de cada lado debe ser mayor que cinco veces la otra dimensión, ya que si no se verifica esta condición no es adecuada su discretización como elemento finito, y realmente se puede considerar un pilar como elemento lineal. Tanto vigas como forjados se unen a las paredes a lo largo de sus lados en cualquier posición y dirección, mediante una viga que tiene como ancho el espesor del tramo y canto constante de 25 cm.

- Muros de hormigón armado y muros de sótano.

Son elementos verticales de sección transversal cualquiera, formada por rectángulos entre cada planta, y definidas por un nivel inicial y un nivel final. La dimensión de cada lado puede ser diferente en cada planta, pudiendo disminuirse su espesor en cada planta. En una pared (o muro) una de las dimensiones transversales de cada lado debe ser mayor que cinco veces la otra dimensión, ya que si no se verifica esta condición, no es adecuada su discretización como elemento finito, y realmente se puede considerar un pilar, u otro elemento en función de sus dimensiones. Tanto vigas como forjados y pilares se unen a las paredes del muro a lo largo de sus lados en cualquier posición y dirección.

Todo nudo generado corresponde con algún nodo de los triángulos.

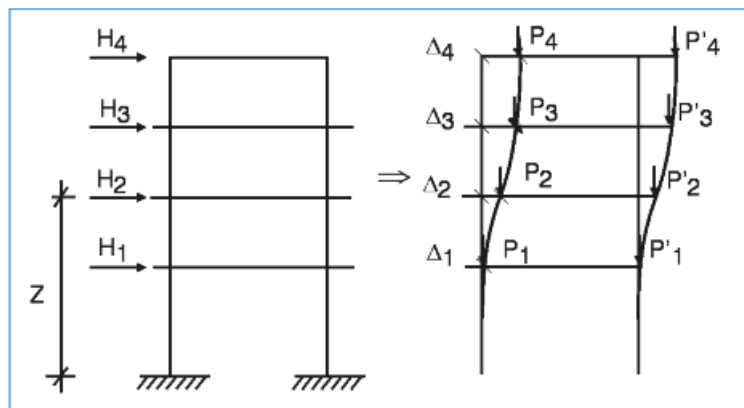
La discretización efectuada es por elementos finitos tipo lámina gruesa tridimensional, que considera la deformación por cortante. Están formados por seis nodos, en los vértices y en los puntos medios de los lados con seis grados de libertad cada uno y su forma es triangular, realizándose un mallado del muro en función de las dimensiones, geometría, huecos, generándose un mallado con refinamiento en zonas críticas que reduce el tamaño de los elementos en las proximidades de ángulos, bordes y singularidades.

### 10.3 Consideración de los efectos P-Δ y efectos de fisuración del hormigón.

En la modelización efectuada por CYPECAD, en caso de definir hipótesis de viento o sismo, es posible activar el cálculo de la amplificación de esfuerzos producido por la actuación de dichas cargas horizontales.

El método está basado en el efecto P-Δ debido a los desplazamientos producidos por las acciones horizontales, abordando de forma sencilla los efectos de segundo orden a partir de un cálculo de primer orden, y un comportamiento lineal de los materiales, con unas características mecánicas calculadas con las secciones brutas de los materiales y su módulo de elasticidad secante.

Bajo la acción horizontal, en cada planta i, actúa una fuerza  $H_i$ , la estructura se deforma, y se producen unos desplazamientos  $\Delta_{ij}$  a nivel de cada pilar. En cada pilar j, y a nivel de cada planta, actúa una carga de valor  $P_{ij}$  para cada hipótesis gravitatoria, transmitida por el forjado al pilar j en la planta i. Ver figura adjunta.



CYPECAD. Esquema de efectos P-Δ sobre una estructura tipo.

Se define un momento volcador  $M_H$  debido a la acción horizontal  $H_i$ , a la cota  $z_i$  respecto a la cota 0.00 o nivel sin desplazamientos horizontales, en cada dirección de actuación del mismo:

$$M_{Hk} = \sum H_i \cdot z_i$$

i: Número de plantas.

j: Número de pilares.

De la misma forma se define un momento por efecto P-Δ, debido a las cargas transmitidas por los forjados a los pilares  $P_{ij}$ , para cada una de las hipótesis gravitatorias (k) definidas, por los desplazamientos debidos a la acción horizontal  $\Delta_i$ .

$$M_{P\Delta k} = \sum_i \sum_j P_{ij} \cdot \Delta_i$$

siendo:

k: para cada hipótesis gravitatoria (peso propio, cargas vigas, etc).

Se calcula el coeficiente  $C_k$ :

$$C_k = \frac{M_{P\Delta k}}{M_{Hk}}$$

que es índice de estabilidad para cada hipótesis gravitatoria y para cada dirección de la acción horizontal. De esta forma, se obtiene un coeficiente amplificador del cociente de mayoración de las hipótesis debidas a las acciones horizontales para todas las combinaciones en las que actúan dichas acciones horizontales. Este valor se denomina  $\gamma_z$  y se calcula como:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \left( \sum \gamma_{f_{gi}} \cdot C_i + \sum \gamma_{f_{qi}} \cdot C_j \right)}$$

siendo:

$\gamma_{f_{gi}}$ : coeficiente de mayoración de cargas permanentes de la hipótesis i.

$\gamma_{f_{qi}}$ : coeficiente de mayoración de cargas variables de la hipótesis j.

$\gamma_z$ : coeficiente de estabilidad global.

Para el cálculo de los desplazamientos debido a cada hipótesis de acciones horizontales, hay que recordar que se ha realizado un cálculo de primer orden, con las secciones brutas de los elementos. Como se están calculando los esfuerzos para las verificaciones de resistencia se procede a "amplificar" estos esfuerzos de primer orden considerando los efectos de fisuración de las secciones, así como los efectos P- $\Delta$ .

En este punto se realiza la simplificación indicada en ACI-318, correspondiente en considerar una reducción de las rigideces de las secciones, lo que implica un aumento de los desplazamientos, ya que son inversamente proporcionales. El software de cálculo CYPECAD solicita como dato el aumento o "factor multiplicador de los desplazamientos" para tener en cuenta esta reducción de rigidez.

En aplicación de ACI, se considera un coeficiente reductor de inercia fisurada respecto a la bruta de valor 0.70, y de forma adicional se considera una reducción del módulo de elasticidad del hormigón de 0.80, de forma que se considera una rigidez reducida a efectos del cálculo de pérdida de rigidez y variación el módulo de elasticidad del hormigón de valor 0.56, y por tanto un coeficiente amplificador de los desplazamientos de valor 1.80, en aplicación de la metodología indicada. En aplicación del coeficiente de estabilidad global  $\gamma_z$ , el obtener un valor no superior a 1.35 es propio de estructuras con una rigidez razonable.

La norma ACI-318, define el índice de estabilidad Q por planta, no para el global del edificio, si bien es cierto es posible establecer una relación con el coeficiente de estabilidad global  $\gamma_z$ , en edificios con plantas similares, según la siguiente expresión:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - Q}$$

La consideración de que los efectos de segundo orden o P- $\Delta$  son despreciables, o sin influencia, propios de estructuras sin desplazamiento lateral, se puede considerar para valores de  $Q = 0.10$ , por tanto, para  $\gamma_z \leq 1.1$ . Por otro lado se considera que la estructura es demasiado flexible para valores de  $\gamma_z > 1.35$ .

Como conclusión, indicar que el software de cálculo empleado, realiza de forma implícita la consideración de la reducción de inercia de la estructura debido a la fisuración del hormigón, así como la influencia de los efectos P- $\Delta$ , mediante la consideración de un coeficiente amplificador de las deformaciones para las acciones horizontales (Viento y sismo).

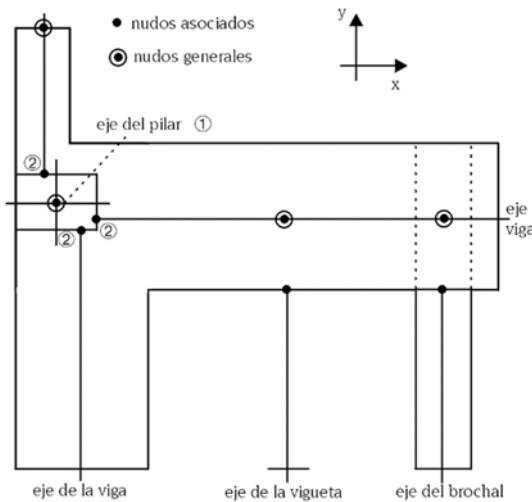
### 10.4 Aspectos destacados de las consideraciones realizadas en los modelos de cálculo.

#### 10.4.1 Consideración del tamaño de los nudos.

En el modelo de cálculo implementado, se crean un conjunto de nudos generales rígidos de dimensión finita en la intersección de pilares y vigas cuyos nudos asociados son los definidos en las intersecciones de los elementos de los forjados en los bordes de las vigas y de todos ellos en las caras de los pilares.

Dado que están relacionados entre sí por la compatibilidad de deformaciones, supuesta la deformación plana, se puede resolver la matriz de rigidez general y las asociadas y obtener los desplazamientos y los esfuerzos en todos los elementos.

A modo de ejemplo, la discretización sería tal como se observa en el esquema siguiente. Cada nudo de dimensión finita puede tener varios nudos asociados o ninguno, pero siempre debe tener un nudo general. Dado que el programa tiene en cuenta el tamaño del pilar, y suponiendo un comportamiento lineal dentro del soporte, con deformación plana y rigidez infinita, se plantea la compatibilidad de deformaciones. Las barras definidas entre el eje del pilar (1) y sus bordes (2) se consideran infinitamente rígidas.



DISCRETIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Figura de discretización de la estructura.

Se consideran  $\delta_{z1}$ ,  $\theta_{x1}$ ,  $\theta_{y1}$  como los desplazamientos del pilar 1,  $\delta_{z2}$ ,  $\theta_{x2}$ ,  $\theta_{y2}$  como los desplazamientos de cualquier punto 2, que es la intersección del eje de la viga con la cara de pilar, y  $A_x$ ,  $A_y$  como las coordenadas relativas del punto 2 respecto del 1 (Figura indicada).

Se cumple que:

$$\begin{aligned} \delta_{z2} &= \delta_{z1} - A_x \cdot \theta_{y1} + A_y \cdot \theta_{x1} \\ \theta_{x2} &= \theta_{x1} \\ \theta_{y2} &= \theta_{y1} \end{aligned}$$

De idéntica manera se tiene en cuenta el tamaño de las vigas, considerando plana su deformación.



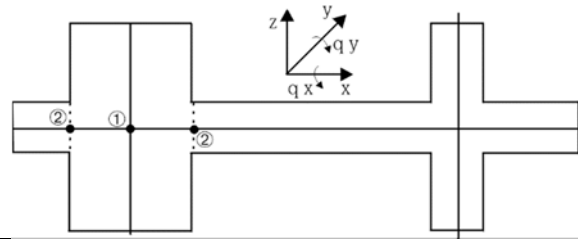


Figura de discretización de la estructura.

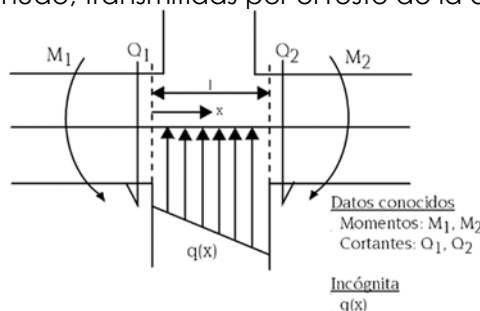
#### 10.4.2 Redondeo de las leyes de esfuerzos en apoyos.

Si se considera el Código Modelo CEB-FIP 1990, inspirador de la normativa europea, al hablar de la luz eficaz de cálculo, el artículo 5.2.3.2. dice lo siguiente:

*“Usualmente, la luz  $l$  será entendida como la distancia entre ejes de soportes. Cuando las reacciones estén localizadas de forma muy excéntrica respecto de dichos ejes, la luz eficaz se calculará teniendo en cuenta la posición real de la resultante en los soportes. En el análisis global de pórticos, cuando la luz eficaz es menor que la distancia entre soportes, las dimensiones de las uniones se tendrán en cuenta introduciendo elementos rígidos en el espacio comprendido entre la directriz del soporte y la sección final de la viga.”*

Como en general la reacción en el soporte es excéntrica, ya que normalmente se transmite axil y momento al soporte, se adopta la consideración del tamaño de los nudos mediante la introducción de elementos rígidos entre el eje del soporte y el final de la viga, lo cual se plasma en las consideraciones que a continuación se detallan.

Dentro del soporte se supone una respuesta lineal como reacción de las cargas transmitidas por el dintel y las aplicadas en el nudo, transmitidas por el resto de la estructura (Figura adjunta).



Esquema de consideración del tamaño de los nudos en la discretización.

Datos conocidos: Momentos:  $M_1, M_2$       Incógnita:  $q(x)$ .  
Cortantes:  $Q_1, Q_2$

Se sabe que:

$$Q = \frac{dM}{dx}; q = \frac{dQ}{dx}$$

Las ecuaciones del momento responden, en general, a una ley parabólica cúbica de la forma:

$$M = ax^3 + bx^2 + cx + d$$

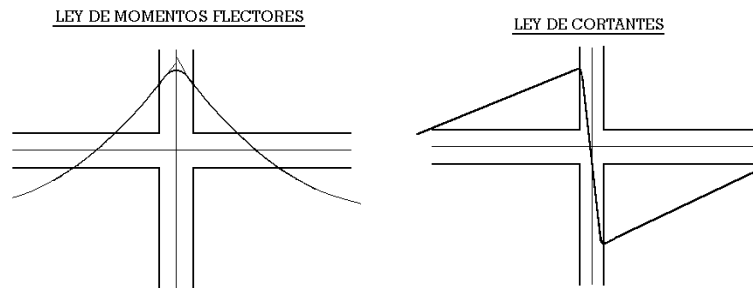
El cortante es su derivada:

$$Q = 3ax^2 + 2bx + c$$

Suponiendo las siguientes condiciones de contorno:

$$\begin{aligned}
 x = 0; Q &= Q_1 = c \\
 x = 0; M &= M_1 = d \\
 x = 1; Q &= Q_2 = 3al^2 + 2bl + c \\
 x = 0; M &= M_2 = al^2 + bl^2 + cl + d
 \end{aligned}$$

se obtiene un sistema de cuatro ecuaciones con cuatro incógnitas de fácil resolución. Las leyes de esfuerzos son de la siguiente forma:



*Leyes de esfuerzos con redondeo de esfuerzos en nudos.*

Estas consideraciones ya fueron recogidas por diversos autores (Branson, 1977) y, en definitiva, están relacionadas con la polémica sobre luz de cálculo y luz libre y su forma de contemplarlo en las diversas normas, así como el momento de cálculo a ejes o a caras de soportes.

En particular, el art. 18.2.2. de la EHE dice: *Salvo justificación especial se considerará como luz de cálculo la distancia entre ejes de apoyo. Comentarios: En aquellos casos en los que la dimensión del apoyo es grande, puede tomarse simplídicamente como luz de cálculo la luz libre más el canto del elemento.*

Se está idealizando la estructura en elementos lineales, de una longitud a determinar por la geometría real de la estructura y en este sentido cabe la consideración del tamaño de los pilares.

No conviene olvidar que, para considerar un elemento como lineal, la viga o pilar tendrá una luz o longitud del elemento no menor que el triple de su canto medio, ni menor que cuatro veces su ancho medio.

El Eurocódigo EC-2 permite reducir los momentos de apoyo en función de la reacción del apoyo y su anchura:

$$\Delta M = \frac{\text{Reaccion} \cdot \text{Ancho Apoyo}}{8}$$

En función de que su ejecución sea de una pieza sobre los apoyos, se puede tomar como momento de cálculo el de la cara del apoyo y no menos del 65% del momento de apoyo, supuesta una perfecta unión fija en las caras de los soportes rígidos.

En este sentido se pueden citar también las normas argentinas C.I.R.S.O.C., que están basadas en las normas D.I.N. alemanas y que permiten considerar el redondeo parabólico de las leyes en función del tamaño de los apoyos.

Dentro del soporte se considera que el canto de las vigas aumenta de forma lineal, de acuerdo a una pendiente 1:3, hasta el eje del soporte, por lo que la consideración conjunta del tamaño de los nudos, redondeo parabólico de la ley de momentos y aumento de canto dentro del soporte, conduce a una economía de la armadura longitudinal por flexión en las vigas, ya que el máximo de cuantías se produce entre la cara y el eje del soporte, siendo lo más habitual en la cara, dependiendo de la geometría introducida.

En el caso de una viga que apoya en un soporte alargado tipo pantalla o muro, las leyes de momentos se prolongarán en el soporte a partir de la cara de apoyo en una longitud de un canto, dimensionando las armaduras hasta tal longitud, no prolongándose más allá de donde son necesarias. Aunque la viga sea de mayor ancho que el apoyo, la viga y su armadura se interrumpen una vez que ha penetrado un canto en la pantalla o muro.

### 10.4.3 Método de comprobación a pandeo.

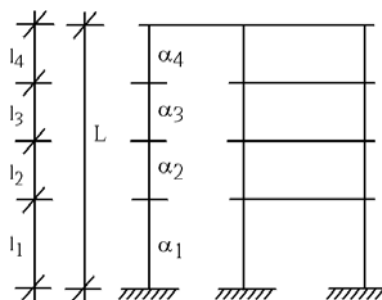
Para el cálculo a pandeo se expone a continuación los principios básicos utilizados por el programa:

Coeficientes de pandeo por planta en cada dirección.

1. Pilares de hormigón.
2. Pilares de acero.

Estos coeficientes pueden definirse por planta y por cada pilar independientemente. El programa asume el valor  $\alpha = 1$  (también llamado  $\beta$ ) por defecto, debiéndolo variar el usuario si así lo considera, por el tipo de estructura y uniones del pilar con vigas y forjados en ambas direcciones. Recuerde que se define un coeficiente de pandeo por planta y otro por pilar en cabeza y pie, que se multiplican, obteniendo el coeficiente de cálculo definido.

Observe el siguiente caso, analizando los valores del coeficiente de pandeo en un pilar, que al estar sin coacciones en varias plantas consecutivas, podría pandear en toda su altura:



Esquema de pilar para determinar las longitudes de pandeo.

Cuando un pilar está desconectado en ambas direcciones y en varias plantas consecutivas, dimensiona el pilar en cada tramo o planta, por lo que a efectos de esbeltez, y para el cálculo de la longitud de pandeo  $l_0$ , el programa tomará el máximo valor de  $\alpha$  de todos los tramos consecutivos desconectados, multiplicado por la longitud total = suma de todas las longitudes.

$$\alpha = \text{MAX}(\alpha_1; \alpha_2; \alpha_3; \alpha_4 \dots)$$

$$l = \sum l_i = (l_1 + l_2 + l_3 + l_4 \dots)$$

luego  $l_0 = \alpha \cdot l$  (tanto en la dirección X como Y local del pilar, con su valor correspondiente).

Cuando un pilar esté desconectado en una única dirección en varias plantas consecutivas, el programa tomará para cada tramo, en cada planta  $i$ ,  $l_{0i} = \alpha_i \cdot l_i$ , no conociendo el hecho de la desconexión. Por tanto, si deseamos hacerla efectiva, en la dirección donde está desconectado, debemos conseguir el valor de cada  $\alpha_i$ , de forma que:

Sea  $\alpha$  el valor correspondiente para el tramo exento completo  $l$ .

El valor en cada tramo  $i$  será:

$$\alpha = \frac{\sum_{j=1}^n l_j}{l_1} \cdot \alpha$$

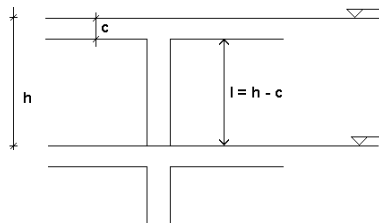
en el ejemplo, para  $\alpha_3 = \frac{l_1 + l_2 + l_3 + l_4}{l_3} \cdot \alpha$

Por tanto, cuando el programa calcula la longitud de pandeo de la planta 3, calculará:

$$l_{03} = \alpha_3 \cdot l_3 = \frac{l_1 + l_2 + l_3 + l_4}{l_3} \cdot \alpha \cdot l_3 = (l_1 + l_2 + l_3 + l_4) \cdot \alpha = \alpha \cdot l$$

que coincide con lo indicado para el tramo completo desconectado, aunque realice el cálculo en cada planta, lo cual es correcto, pero siempre lo hará con longitud  $\alpha \cdot l$ .

La altura que se considera a efectos de cálculo a pandeo es la altura libre del pilar, es decir, la altura de la planta menos la altura de la viga o forjado de mayor canto que acomete al pilar.



*Esquema de pilar para determinar las longitudes de pandeo.*

El valor final de  $\alpha$  de un pilar es el producto del  $\alpha$  de la planta por el  $\alpha$  del tramo.

Queda a juicio del proyectista la variación de los valores de  $\alpha$  en cada una de las direcciones de los ejes locales de los pilares, ya que las diferentes normas no precisan de forma general la determinación de dichos coeficientes más que para el caso de pórticos, y dado que el comportamiento espacial de una estructura no corresponde a los modos de pandeo de un pórtico, se prefiere no dar esos valores de forma inexacta.

#### 10.4.4 Redistribución de esfuerzos en estructuras de Hormigón Armado.

- Coeficientes de Redistribución de Negativos.

Se acepta una redistribución de momentos negativos en vigas y viguetas de hasta un 30%. Este parámetro puede ser establecido opcionalmente por el usuario, si bien se recomienda un 15% en vigas y un 25% en viguetas (valor por defecto). Esta redistribución se realiza después del cálculo.

La consideración de una cierta redistribución de momentos flectores supone un armado más caro pero más seguro y más constructivo. Sin embargo, una redistribución excesiva produce unas flechas y una fisuración incompatible con la tabiquería.

En vigas, una redistribución del 15% produce unos resultados generalmente aceptados y se puede considerar la óptima. En forjados se recomienda utilizar una redistribución del 25%, lo que equivale a igualar aproximadamente los momentos negativos y positivos.

La redistribución de momentos se efectúa con los momentos negativos en bordes de apoyos, que en pilares será a caras, es decir afecta a la luz libre, determinándose los nuevos valores de los momentos dentro del apoyo a partir de los momentos redistribuidos a cara, y las consideraciones de redondeo de las leyes de esfuerzos ya indicadas.

En forjados de viguetas, el usuario puede definir los momentos mínimos positivos y negativos que especifique la norma.

- Coeficiente de Empotramiento en última planta.

De forma opcional se pueden redistribuir los momentos negativos en la unión de la cabeza del último tramo de pilar con extremo de viga; dicho valor estará comprendido entre 0 (articulado) y 1 (empotramiento), aunque se aconseja 0.3 como valor intermedio.

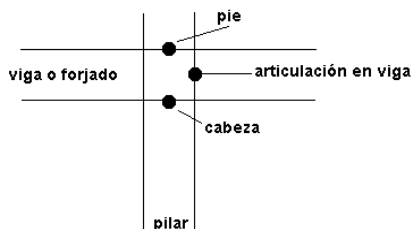
Se realiza una interpolación lineal entre las matrices de rigidez de barras biempotradas y empotradas-articuladas, que afecta a los términos E I/L de las matrices:

$$K \text{ definitiva} = \alpha \cdot K \text{ biempotradas.} + (1 - \alpha) \cdot K \text{ empot - artic.}$$

siendo  $\alpha$  el valor del coeficiente introducido.

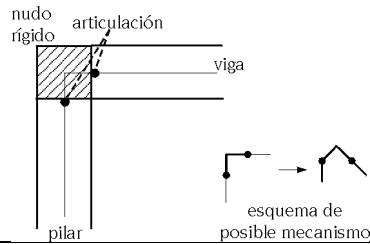
- Coeficiente de Empotramiento en cabeza y pie de pilar, en bordes de forjados, vigas; articulaciones en extremos de vigas.

Es posible también definir un coeficiente de empotramiento de cada tramo de pilar en su cabeza y/o su pie en la unión (0 = articulado; 1 = empotrado) (valor por defecto). Los coeficientes de cabeza del último tramo de pilar se multiplican por éstos. Esta rótula plástica se considera físicamente en el punto de unión de la cabeza o pie con la viga o forjado tipo losa/reticular que acomete al nudo.



*Esquema de ubicación de articulaciones de elementos estructurales en nudo.*

En extremos de vigas y cabeza de último tramo de pilar con coeficientes muy pequeños y rótula en viga, se pueden dar resultados absurdos e incluso mecanismos, al coexistir dos rótulas unidas por tramos rígidos.



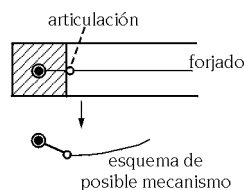
*Esquema de doble articulación en nudo que por la discretización del nudo puede derivar en un mecanismo.*

En losas, forjados unidireccionales y forjados reticulares también se puede definir un coeficiente de empotramiento variable en todos sus bordes de apoyo, que puede oscilar entre 0 y 1 (valor por defecto).

También se puede definir un coeficiente de empotramiento variable entre 0 y 1 (valor por defecto) en bordes de viga, de la misma manera que en forjados, pero para uno o varios bordes, al especificarse por viga.

Cuando se define coeficientes de empotramiento simultáneamente en forjados y bordes de viga, se multiplican ambos para obtener un coeficiente resultante a aplicar a cada borde.

La rótula plástica definida se materializa en el borde del forjado y el borde de apoyo en vigas y muros, no siendo efectiva en los bordes en contacto con pilares y pantallas, en los que siempre se considera empotrado. Entre el borde de apoyo y el eje se define una barra rígida, por lo que siempre existe momento en el eje de apoyo producido por el cortante en el borde por su distancia al eje. Dicho momento flector se convierte en torsor si no existe continuidad con otros paños adyacentes. Esta opción debe usarse con prudencia, ya que si se articula el borde de un paño en una viga, y la viga tiene reducida a un valor muy pequeño la rigidez a torsión, sin llegar a ser un mecanismo, puede dar resultados de los desplazamientos del paño en el borde absurdos, y por tanto los esfuerzos calculados.



Viga con rigidez torsional muy pequeña

*Esquema de conexiones articuladas.*

Es posible definir también articulaciones en extremos de vigas, materializándose físicamente en la cara del apoyo, ya sea pilar, muro, pantalla o apoyo en muro.

Estas redistribuciones se tienen en cuenta en el cálculo e influyen por tanto en los desplazamientos y esfuerzos finales del cálculo obtenido.



#### 10.4.5 Rigideces consideradas.

Para la obtención de los términos de la matriz de rigidez se consideran todos los elementos de hormigón en su sección bruta.

Para el cálculo de los términos de la matriz de rigidez de los elementos se han distinguido los valores:

El/L: rigidez a flexión

GJ/L: rigidez torsional

EA/L: rigidez axil

y se han aplicado los coeficientes indicados en la siguiente tabla:

ELEMENTO	(El <sub>y</sub> )	(El <sub>z</sub> )	(G J)	(EA)
<b>Pilares</b>	S.B.	S.B.	S.B. · x	S.B. coef.rigidez axil
<b>Vigas inclinadas y barras 3d</b>	S.B.	S.B.	S.B. · x	S.B.
<b>Vigas de hormigón y metálicas</b>	S.B.	∞	S.B. · x	∞
<b>Viguetas</b>	S.B./36	∞	S.B. · x	∞
<b>Zuncho de borde</b>	S.B. · 10 <sup>-15</sup>	∞	S.B. · x	∞
<b>Apoyo y empot. en muro</b>	S.B. · 10 <sup>2</sup>	∞	S.B. · x	∞
<b>Pantallas y muros</b>	S.B.	S.B.	E.P.	SB · coef.rig.axil
<b>Losas y reticulares</b>	S.B.	∞	S.B. · x	∞
<b>Placas Aligeradas</b>	S.B.	∞	S.B. · x	∞

S.B.: sección bruta del hormigón

∞: no se considera por la indeformabilidad relativa en planta

X: coeficiente reductor de la rigidez a torsión

E.P.: elemento finito plano

Coeficientes de Rigidez a Torsión. Existe una opción que permite definir un coeficiente reductor de la rigidez a torsión (x), ver tabla anterior, de los diferentes elementos. Esta opción no es aplicable a perfiles metálicos. Cuando la dimensión del elemento sea menor o igual que el valor definido para barras cortas se tomará el coeficiente definido en las opciones. Se considerará la sección bruta (S.B.) para el término de torsión GJ, y también cuando sea necesaria para el equilibrio de la estructura.

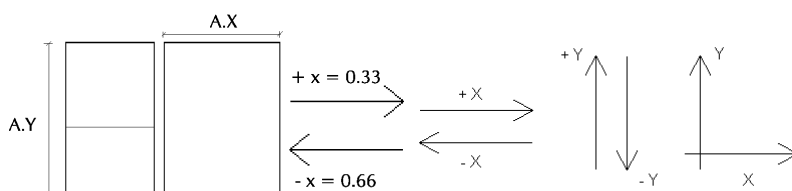
Coeficiente de Rigidez Axil. Se considera el acortamiento por esfuerzo axil en pilares, muros y pantallas H.A. afectado por un coeficiente de rigidez axil variable entre 1 y 99.99 para poder simular el efecto del proceso constructivo de la estructura y su influencia en los esfuerzos y desplazamiento finales. El valor aconsejable es entre 2 y 3.

### 10.4.6 Determinación de la acción del viento.

Para cada norma, la forma de cálculo de la presión de forma automática, necesita la definición de una serie de datos que puede consultar en el apéndice de normativas de aplicación del manual de CYPECAD.

En aplicación de CTE, para la obtención de la carga de viento se considera lo indicado en la norma española DB-SE-AE Acciones en la Edificación. Basta para ello definir la zona eólica y el grado de aspereza.

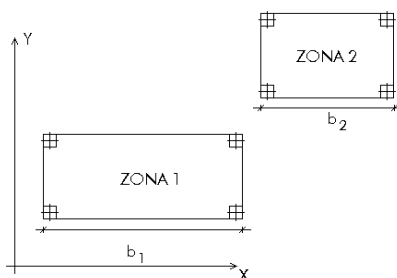
Genera de forma automática las cargas horizontales en cada planta, de acuerdo con la norma seleccionada, en dos direcciones ortogonales X, Y, o en una sola, y en ambos sentidos (+X, -X, +Y, -Y). Se puede definir un coeficiente de cargas para cada dirección y sentido de actuación del viento, que multiplica a la presión total del Viento. Si un edificio esta aislado, actuará la presión en la cara de barlovento, y la succión en la de sotavento. Se suele estimar que la presión es  $2/3=0.66$  y la succión  $1/3=0.33$  de la presión total, luego para el edificio aislado el coeficiente de cargas es 1 ( $2/3+1/3=1$ ) para cada dirección. Si es un edificio adosado o de medianería en X a la izquierda, que protege de la acción del Viento en alguna dirección, se puede tener en cuenta mediante los coeficientes de cargas, poniendo en  $+X=0.33$  ya que sólo hay succión a sotavento, y  $-X=0.66$  ya que sólo hay presión a barlovento.



*Esquema de introducción de coeficientes de viento.*

Se define como ancho de banda a la longitud de fachada perpendicular a la dirección del Viento. Puede ser diferente en cada planta, y se define por plantas. Cuando el Viento actúa en la dirección X, se debe dar el ancho de banda y (A.Y), y cuando actúa en Y, ancho de banda x (A.X).

Cuando en una misma planta hay zonas independientes, se hace un reparto de la carga total proporcional al ancho de cada zona respecto al ancho total B definido para esa planta.



*Esquema de reparto de acción de viento en zonas no conectadas.*

Siendo B el ancho de banda definido cuando el Viento actúa en la dirección Y, los valores b1 y b2 son calculados geoméricamente por CYPECAD en función de las coordenadas de los pilares extremos de cada zona. Por tanto, los anchos de banda que se aplicarán en cada zona serán:

$$B_1 = \frac{b_1}{b_1 + b_2} \cdot B; B_2 = \frac{b_2}{b_1 + b_2} \cdot B$$

Conocido el ancho de banda de una planta, y las alturas de la planta superior e inferior a la planta, si se multiplican la semisuma de las alturas por el ancho de banda se obtiene la superficie expuesta al Viento en esa planta, que multiplicada a su vez por la presión total calculada a esa altura y por el coeficiente de cargas, obtendríamos la carga de Viento en esa planta y en esa dirección.

#### 10.4.7 Determinación de la acción sísmica. Cálculo Dinámico. Análisis Modal Espectral.

El método de análisis dinámico que considera el programa como general es el "análisis modal espectral", para el cual será necesario definir:

- Aceleración de cálculo respecto de  $g$  (aceleración de la gravedad) =  $a_c$ .
- Ductilidad de la estructura =  $\mu$ .
- Número de modos a calcular.
- Coeficiente cuasi-permanente de sobrecarga.
- Espectro de aceleraciones de cálculo.

Daremos estos datos y la selección del espectro correspondiente de cálculo, que se puede elegir de la biblioteca por defecto que se suministra con el programa, o definida por el usuario.

La definición de cada espectro se realiza por coordenadas (X: periodo  $T$ ; Y: Ordenada espectral  $\alpha(T)$ ) pudiendo ver la forma de la gráfica generada. Para la definición del espectro normalizado de respuesta elástica, el usuario debe conocer los factores que influyen para su correcta definición (tipo de sismo, tipo de terreno, amortiguamiento, etc.), factores que deben estar incluidos en la ordenada espectral, también llamado factor de amplificación, y referidos al periodo  $T$ .

Cuando en una edificación se especifica cualquier tipo de hipótesis sísmica dinámica el programa realiza, además del cálculo estático normal, un análisis modal espectral de la estructura. Los espectros de diseño dependerán de la norma sismorresistente y de los parámetros de la misma seleccionados. En el caso de la opción de análisis modal espectral, el usuario indica directamente el espectro de diseño.

Para efectuar el análisis dinámico, el programa crea, para cada elemento de la estructura, la matriz de masas y la rigidez. La matriz de masas se crea a partir de la hipótesis de peso propio y de las correspondientes sobrecargas multiplicadas por el coeficiente de cuasi-permanencia. CYPECAD trabaja con matrices de masas concentradas, que resultan ser diagonales.

El siguiente paso consiste en la condensación (simultánea con el ensamblaje de los elementos) de las matrices de rigidez y masas completas de la estructura, para obtener otras reducidas y que únicamente contienen los grados de libertad dinámicos, sobre los que se hará la descomposición modal. El programa efectúa una condensación estática y dinámica, haciéndose esta última por el método simplificado clásico, en el cual se supone que sólo a través de los grados de libertad dinámicos aparecerán fuerzas de inercia.

Los grados de libertad dinámicos con que se trabaja son tres por cada planta del edificio: dos traslaciones sobre el plano horizontal, y la correspondiente rotación sobre dicho plano. Este modelo simplificado responde al recomendado por la gran mayoría de normas sismorresistentes.

En este punto del cálculo, ya se tiene una matriz de rigidez y otra de masas, ambas reducidas, y con el mismo número de filas/columnas, representando cada una de ellas uno de los grados de libertad dinámicos anteriormente descritos. El siguiente paso es la descomposición modal, que el programa resuelve mediante un método iterativo, y cuyo resultado son los autovalores y autovectores correspondientes a la diagonalización de la matriz de rigidez con las masas.

El sistema de ecuaciones a resolver es el siguiente:

K: matriz de rigidez

M: matriz de masas

$$|K - \omega^2 \cdot M| = 0.0 \text{ (determinante nulo)}$$

$\omega^2$ : autovalores del sistema.

$\omega$ : frecuencias naturales propias del sistema dinámico.

$$|K - \omega^2 \cdot M| \cdot [\phi] = [0.0] \text{ (sistema homogéneo indeterminado)}$$

$\phi$ : autovectores del sistema o modos de vibración condensados.

De la primera ecuación, se pueden obtener un número máximo de soluciones (valores de  $\omega$ ), igual al número de grados de libertad dinámicos asumidos, y para cada una de estas soluciones (autovalores) se obtiene el correspondiente autovector (modo de vibración). Sin embargo, rara vez es necesario obtener el número máximo de soluciones del sistema, y se calculan sólo las más representativas, en el número indicado por el usuario como número de modos de vibración que intervienen en el análisis. Al indicar dicho número, el programa selecciona las soluciones más representativas del sistema, que son las que más masa desplazan, y corresponden a las frecuencias naturales de vibración mayores.

La obtención de los modos de vibración condensados (también llamados vectores de coeficientes de forma), es la resolución de un sistema lineal de ecuaciones homogéneo (el vector de términos independientes es nulo), e indeterminado ( $\omega^2$  se ha calculado para que el determinante de la matriz de coeficientes sea nulo). Por tanto, dicho vector representa una dirección o modo de deformación, y no valores concretos de las soluciones.

A partir de los modos de vibración, el programa obtiene los coeficientes de participación para cada dirección ( $\tau_i$ ) de la forma siguiente:

$$\tau_i = [\phi_i]^T \cdot [M] \cdot \frac{[J]}{[\phi_i]^T} \cdot [M] \cdot [\phi_i], i = 1, \dots, n^{\circ} \text{ modos calculados}$$

Donde [J] es un vector que indica la dirección de actuación del sismo. Por ejemplo, para sismo en dirección x:

$$[J] = [100100100\dots100]$$

Una vez obtenidas las frecuencias naturales de vibración, se entra en el espectro de diseño seleccionado, con los parámetros de ductilidad, amortiguamiento, etc., y se obtiene la aceleración de diseño para cada modo de vibración, y cada grado de libertad dinámico. El cálculo de estos valores se hace de la siguiente forma:

$$a_{ij} = \phi_{ij} \cdot \tau_i \cdot a_{ci}$$

i: cada modo de vibración

j: cada grado de libertad dinámico

$a_{ci}$ : aceleración de cálculo para el modo de vibración i.

$$a_{ci} = \frac{\alpha(T_i) \cdot a_c}{\mu}$$

Los desplazamientos máximos de la estructura, para cada modo de vibración  $i$  y grado de libertad  $j$  de acuerdo al modelo lineal equivalente, se obtienen como sigue:

$$u_{ij} = \frac{a_{ij}}{\omega_i^2}$$

Por tanto, para cada grado de libertad dinámico, se obtiene un valor del desplazamiento máximo en cada modo de vibración. Esto equivale a un problema de desplazamientos impuestos, que se resuelve para los demás grados de libertad (no dinámicos), mediante la expansión modal, o sustitución 'hacia atrás' de los grados de libertad previamente condensados.

Se obtiene, finalmente, una distribución de desplazamientos y esfuerzos sobre toda la estructura, para cada modo de vibración y para cada hipótesis dinámica, con lo que se finaliza el análisis modal espectral propiamente dicho.

Para la superposición modal, mediante la que se obtienen los valores máximos de un esfuerzo, desplazamiento, etc., en una hipótesis dinámica dada, el programa usa el método CQC, en el cual se calcula un coeficiente de acoplamiento modal dependiente de la relación entre los periodos de vibración de los modos a combinar. La formulación de dicho método es la siguiente:

$$x = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot x_i \cdot x_j}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot r^{3/2}}{(1+r) \cdot (1-r)^2 + 4 \cdot \xi \cdot r \cdot (1+r)}$$

en donde  $r = \frac{T_i}{T_j}$

$\xi$ : razón de amortiguamiento, uniforme para todos los modos de vibración, y de valor 0.05.

$x$ : esfuerzo o desplazamiento resultante.

$x_i, x_j$ : esfuerzos o desplazamientos correspondientes a los modos a combinar.

Para los casos en los cuales se requiere la evaluación de esfuerzos máximos concomitantes, CYPECAD hace una superposición lineal de los distintos modos de vibración, de forma que para una hipótesis dinámica dada, se obtienen en realidad  $n$  conjuntos de esfuerzos, donde  $n$  es el número de esfuerzos concomitantes que se necesitan. Por ejemplo, si se está calculando el dimensionamiento de pilares de hormigón, se trabaja con tres esfuerzos simultáneamente: axil, flector en el plano  $xy$  y flector en el plano  $xz$ . En este caso, al solicitar la combinatoria con una hipótesis dinámica, el programa suministrará para cada combinación que la incluya tres combinaciones distintas: una para el axil máximo, otra para el flector en el plano  $xy$  máximo, y otra para el flector en el plano  $xz$  máximo. Además, las distintas combinaciones creadas se multiplican por  $\pm 1$ , ya que el sismo puede actuar en cualquiera de los dos sentidos.

Los efectos de segundo orden se pueden considerar si se desea, activando dicha consideración de forma potestativa por el usuario, ya que el programa no lo hace de forma automática.

Se puede consultar realizado el cálculo para cada modo, el periodo, el coeficiente de participación en cada dirección de cálculo  $X, Y$ , y lo que se denomina coeficiente sísmico, que es el espectro de desplazamientos obtenido como  $S_d$ :

$$S_d = \frac{\alpha(T)}{\omega^2 \cdot \mu}$$

$\alpha$  (T): ordenada espectral

$\omega$ : frecuencia angular =  $2\pi/T$

$\mu$ : ductilidad

Efectos de la torsión. Cuando se realiza un cálculo dinámico, se obtiene el momento y el cortante total debido a la acción sísmica sobre el edificio. Dividiendo ambos, se obtiene la excentricidad respecto al centro de masas. Dependiendo de la normativa de acciones sísmicas de cada país seleccionada, se compara con la excentricidad mínima que especifica dicha normativa, y si fuera menor, se amplifica el modo rotacional o de giro, de tal manera que al menos se obtenga dicha excentricidad mínima.

Esto es importante sobre todo en estructuras simétricas.

Cortante Basal. Cuando el cortante basal obtenido por la acción sísmica dinámica sea inferior al 80% del cortante basal estático, se amplificará en dicha proporción para que no sea menor.

Según la Norma NCSE-02. Se ha implementado la aplicación de la norma NCSE-02 de acuerdo al procedimiento de "análisis modal espectral", según se ha indicado en el método general anteriormente.

Para ello se deben indicar los siguientes datos:

- Término municipal (se obtiene de una tabla la aceleración sísmica básica  $a_b$  y el coeficiente de contribución).
- Acción sísmica en las direcciones X, Y.
- Coeficiente de riesgo.
- Amortiguamiento  $\Omega$  en porcentaje respecto al crítico, calculando el valor de  $\nu$ .
- Coeficiente de suelo C, según el tipo de terreno, obteniéndose el espectro correspondiente según la norma.
- Parte de sobrecarga a considerar.
- Número de modos a considerar. Se recomienda de forma orientativa dar 3 por número de plantas hasta un máximo de 30, siendo lo habitual no considerar más de 6 modos, aunque lo más sensato es consultar después del cálculo el listado de coeficientes de participación, y comprobar el porcentaje de masas movilizadas en cada dirección, verificando que corresponde a un valor alto. Puede incluso ocurrir que haya considerado un número excesivo de modos que no contribuyan de forma significativa, por lo que se pueden no considerar y si se recalcula reducir tiempos de proceso.
- El modelo considerado supone la adopción de 3 grados de libertad por planta, suponiendo en ésta los movimientos de sólido rígido en su plano: dos traslaciones X, Y, además de una rotación alrededor del eje Z. No se consideran modos de vibración verticales.

Obtenidos los periodos de cada modo considerado, se determinan los desplazamientos para cada modo. Las solicitaciones se obtendrán aplicando la regla del valor cuadrático ponderado de los modos considerados.

Podemos consultar los valores de los esfuerzos modales en cada dirección en pilares y pantallas, así como en los nudos de losas y reticulares. En las vigas podemos consultar las envolventes.

#### 10.4.8 Modelización de losas de cimentación.

Discretización. La discretización efectuada para losas y vigas de cimentación es la misma que en forjados:

- Losas: malla de elementos tipo barra de tamaño 0.25 x 0.25 m (emparrillado con muelles en los nudos).



- Vigas: elementos lineales tipo barra, definiendo nudos en las intersecciones con otros elementos, dividida en 14 tramos con nudos, si no intersecciona con otros elementos. En los nudos, muelles.

Se considera la cimentación apoyada sobre un suelo elástico (método del coeficiente de balasto), de acuerdo al modelo de WINKLER, basado en una constante de proporcionalidad entre fuerzas y desplazamientos, cuyo valor es el coeficiente de balasto. Se recuerda que este método no puede estudiar la interacción entre cimientos próximos.

$$P = K \cdot y$$

p: tensión (T/m<sup>2</sup>)

K: coeficiente de balasto (T/m<sup>3</sup>)

y: desplazamiento (m) vertical

La validez de esta hipótesis es aplicable a suelos homogéneos. Es un hecho que el asiento de una cimentación pequeña y una grande es diferente para la misma tensión transmitida al terreno, por lo que se debe aplicar con prudencia.

También es sabido que el comportamiento de suelos granulares y cohesivos es diferente. Normalmente se tienen unos resultados de laboratorio que, junto al informe geotécnico, y conocido el tamaño de la cimentación o los tamaños medios de las vigas (anchos) o zapatas (lados), permiten determinar el coeficiente de balasto a aplicar.

Para resolver la ecuación diferencial de la cimentación flotante, conocido el coeficiente de balasto K y el ancho b de la cimentación, sometida a un sistema de cargas q(x):

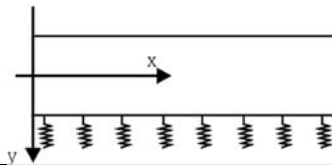


Diagrama de losa y/o viga de cimentación.

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = -b \cdot (q(x) - p(x))$$

$$Q = -\frac{dM}{dx} \text{ obtenida al derivar esta ecuación}$$

y(x) es la deformada de la pieza

Además,

$$M = -EI \cdot \frac{d^2 y}{dx^2}$$

que es la solución general sin deformación por cortante, que se resuelve y se obtiene la solución del sistema.

En general, se determina el factor de deformación por cortante:

$$\phi = \frac{24 \cdot I \cdot (1 + \nu)}{A_{\text{cortante}} \cdot L^2}$$

I: inercia de la pieza

ν: coeficiente de Poisson

A<sub>cortante</sub>: área de cortante

L: longitud de la pieza

Si dicho factor  $\phi$  es menor que 0.1, no se considera la deformación por cortante y es válida la solución general que, además, es exacta. Si es mayor que 0.1, se obtiene una solución aproximada descomponiendo la matriz de rigidez en una matriz de rigidez de la barra y otra de rigidez del suelo.

Para obtener una solución aproximada de esta última se toman como funciones de forma polinomios de 3er grado para obtener una solución aproximada de la integración, obteniendo la matriz de rigidez final superponiendo ambas.

En general, las losas se descomponen en elementos cortos de 0.25 m de longitud, en las que normalmente  $\phi > 0.1$ , por lo que se aplica la aproximación con deformación por cortante. Lo mismo sucede en vigas de cimentación en las que se apoyan forjados, ya que se generan nudos intermedios y, por tanto, barras cortas. En vigas de cimentación largas en las que  $\phi < 0.1$ , se aplicará la formulación exacta.

Obtenida la deformada, se tienen los desplazamientos en los nudos, y por lo tanto puede obtener los esfuerzos para cada hipótesis.

Conocidos los desplazamientos en los nudos para cada combinación, se calculan las tensiones multiplicando por el coeficiente de balasto:

$$p = K \cdot y$$

## 11 VERIFICACIÓN DE LAS CONDICIONES DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL.

### 11.1 Verificación de Estados Límites Últimos.

La verificación de los Estados Límites Últimos es realizada directamente por el software de cálculo empleado CYPECAD, en aplicación de la normativa en vigor seleccionada, de forma que los armados y/o comprobaciones realizadas en el dimensionamiento, tienen implícito el verificar todos los estados límites últimos y/o de resistencia.

Adicionalmente, se muestran seguidamente los aspectos más significativos empleados en la verificación de los Estados Límites Últimos, en aplicación de CYPECAD.

#### 11.1.1 Comprobación y dimensionamiento de secciones de hormigón armado.

Para el dimensionado de las secciones de hormigón armado en estados límites últimos se emplean el método de la parábola-rectángulo y el diagrama rectangular, con los diagramas tensión-deformación del hormigón y para cada tipo de acero, de acuerdo con la normativa vigente.

Se utilizan los límites exigidos por las cuantías mínimas y máximas indicadas por las normas, tanto geométricas como mecánicas, así como las disposiciones indicadas referentes a número mínimo de redondos, diámetros mínimos y separaciones mínimas y máximas. Dichos límites se pueden consultar y modificar por pantalla en Opciones. Otros se encuentran grabados en ficheros internos.

- Vigas de hormigón armado.

Armadura Longitudinal por Flexión. La armadura se determina efectuando un cálculo a flexión simple en, al menos, 14 puntos de cada tramo de viga, delimitado por los elementos que contacta, ya sean viguetas, losas macizas o reticulares. En cada punto, y a partir de las envolventes de momentos flectores, se determina la armadura necesaria tanto superior como inferior (de tracción y compresión según el signo de los momentos) y se comprueba con los valores mínimos geométricos y mecánicos de la norma, tomando el valor mayor. Se determina para las dos envolventes, sísmicas y no sísmicas, y se coloca la mayor cuantía obtenida en ambos.

Armadura inferior. Conocida el área necesaria por cálculo en todos los puntos calculados, se busca en la tabla de armado de positivos la secuencia de armadura inmediata superior a la necesaria. Se pueden disponer armaduras hasta con tres longitudes de corte. Las tablas de armado están definidas para el ancho y el canto especificado en las mismas.

Las tablas de armado se desglosan en 3 sumandos. Cada uno de ellos puede ser de diferente diámetro. El 1er sumando es armadura pasante entre apoyos, anclada de forma constructiva. Es decir, el eje de apoyo pasa hasta la cara opuesta menos 3 centímetros, excepto si, por necesidades de cálculo (porque los positivos estén próximos o lleguen al apoyo o por necesitar armadura de compresión en apoyos), fuera preciso anclar la longitud reducida de anclaje a partir del eje. Las tablas de armado por defecto proporcionan un armado pasante (1er sumando) cuya cuantía siempre es superior a un tercio o a un cuarto de la armadura total en las tablas de armado por defecto del programa. Si se modifican las tablas, hay que procurar conservar dicha proporción, quedando a juicio del usuario tales modificaciones.

El 2º y 3er sumando pueden ser de menor longitud, siempre simétrico, cumpliendo unas longitudes mínimas en porcentajes (d y e en el dibujo) de la luz del vano especificado en Opciones.

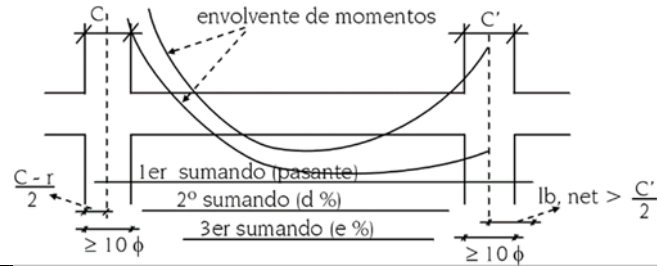


Diagrama de viga para el dimensionado y disposición de armadura.

c: dimensión de apoyo  
r: recubrimiento = 3 cm en general  
l b, net: longitud de anclaje reducida

NOTA: El 1er sumando siempre pasa 10 diámetros medidos a partir de la cara de apoyo

Cuando no se encuentre en las tablas de armado una combinación de armados que cubra lo necesario para las dimensiones de la viga, se colocarán diámetros  $\phi$  25. El programa emitirá el mensaje ARMADURA INFERIOR FUERA DE TABLA.

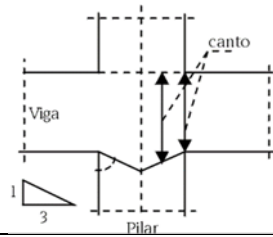
Armadura superior. Se distinguen dos clases de armadura superior:

- Refuerzo superior (en vigas normales, inferior en vigas de cimentación): Conocida el área necesaria por cálculo en todos los puntos calculados, se busca en la tabla de armado de negativos la secuencia de armadura inmediata superior a la necesaria. Se pueden disponer armaduras hasta con tres grupos de longitudes de corte distintas, que en opciones de armado de vigas se puede definir un mínimo en % de la luz, para cada grupo. Las tablas de armado están definidas para el ancho y el canto especificado en las mismas. Las tablas de armado se desglosan en 3 sumandos. Cada uno de ellos puede ser de diferente diámetro.
- Montaje: Continua o Porta-estribos: La armadura de montaje continua se utiliza cuando se construye en taller la ferralla de las vigas de apoyo a apoyo, conjuntamente con la armadura positiva y los estribos, a falta de colocar en obra el refuerzo superior (o inferior en vigas de cimentación) en apoyos. De forma opcional, se puede considerar o no, colaborante a efectos de armadura superior. Cuando sea necesaria armadura de compresión superior, se convierte siempre en colaborante. El anclaje de esta armadura de montaje es opcional, en patilla o prolongación recta, a partir de su terminación o del eje, y que se muestra claramente en el diálogo de opciones.
  - En secciones en T, se coloca una armadura adicional para sujetar los extremos de los estribos de la cabeza de la T.
  - La armadura de montaje porta-estribos se utiliza para el montaje in situ de la ferralla, colocándose entre los extremos de los refuerzos superiores, utilizando barras de pequeño diámetro y un solape constructivo con los refuerzos, siendo necesario para tener una armadura que al menos sujete los estribos. Puede también ser utilizable en zonas sísmicas en las que se desea alejar los solapes de los nudos. Es muy conveniente consultarla y elegir la que habitualmente se utilice.

Cuando no se encuentre en las tablas de armado alguno que cumpla, se colocará el número necesario de barras de diámetro 25. El programa emitirá el mensaje FUERA DE TABLA, ya sea montaje o refuerzo.

Otras consideraciones en el armado longitudinal. Dentro de la zona de apoyo del soporte o pilar se considera una variación lineal del canto de la viga (1/3), lo cual conduce a una reducción de la armadura necesaria, que será la mayor obtenida entre las caras de borde del soporte, no

teniendo que coincidir con el eje del apoyo, siendo lo más normal próxima o en el borde de apoyo.



*Esquema de incremento de brazo de palanca de viga en zona de pilar.*

En cuanto a las pantallas y muros, dependiendo del ancho del lado al que acomete la viga, se calcula una longitud o luz de cálculo igual a la menor de:

- la distancia entre ejes de pantallas (o punto medio del eje de viga cortado)
- la luz libre (entre caras) más dos veces el canto

Con este criterio se obtienen las envolventes dentro de la pantalla y se obtiene la longitud de corte de las armaduras, que no superarán la luz de cálculo más dos cantos.

Si es necesaria la armadura de piel, lo cual se define en opciones debido al canto de la viga, se dispondrá en las caras laterales con el diámetro y separación mínima definida, de acuerdo a la norma y lo indicado en las opciones.

Armadura Longitudinal por Torsión. Conocida la armadura longitudinal por flexión, se calcula la armadura necesaria por torsión, de acuerdo a la norma, en cada sección. Si la armadura real colocada en esquinas es capaz de absorber ese incremento respecto a la necesaria por flexión, cumplirá. En caso contrario, será preciso aumentar la armadura longitudinal y una armadura adicional en las caras laterales, como si de armadura de piel se tratara.

La comprobación de compresión oblicua por torsión y cortante se efectúa a un canto útil del borde de apoyo de acuerdo a la formulación de cada norma.

Corte de las Armaduras Longitudinales. Una vez conocida la envolvente de capacidades necesarias en cada sección, superior e inferior, se determina para cada punto una ley desplazada un canto útil más la longitud neta reducida ( $=$  longitud de anclaje  $\cdot$  área necesaria/área real) en función de su posición ( $II =$  mala adherencia,  $I =$  buena adherencia), determinándose la longitud máxima en su zona para cada uno de los grupos de armado dispuesto en la dirección desfavorable o decreciente de los esfuerzos. De forma opcional estas longitudes se ajustan a unos mínimos definidos en función de un porcentaje de la luz y en múltiplos de 5 cm. En los extremos, se ancla la armadura de acuerdo a su terminación en patilla, calculando la rama vertical necesaria, colocando un mínimo si así se indica en las opciones. En apoyos intermedios se ancla la armadura de positivos a cada lado a partir del eje de apoyo, además de un mínimo de diez diámetros medidos desde la cara del soporte.

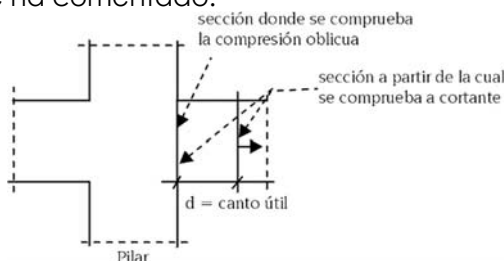
Cuando se genera la longitud máxima de barras, se cortan y se solapan las barras con un valor doble de la longitud de anclaje.

Con sismo, existe una opción en la que se ancla y solapa la armadura fuera de la zona confinada junto a los apoyos.

Armadura Transversal (Estribos). Para el dimensionado a esfuerzo cortante se efectúa la comprobación a compresión oblicua realizada en el borde de apoyo directo, y el dimensionado de los estribos a partir del borde de apoyo mencionado o de forma opcional a una distancia en porcentajes del canto útil, del borde de apoyo. En cuanto al estribado, o refuerzo a cortante, es

posible seleccionar los diámetros mínimos y separaciones en función de las dimensiones de la viga, así como simetría en la disposición de los mismos y empleo de distintos calibres según la zona de la viga. Se pueden definir estribos simples (que es siempre el perimetral de la sección), dobles, triples, así como ramas verticales. También se pueden disponer los estribos y ramas juntos, hasta dos y tres en la misma sección.

Existen unas tablas definibles por el usuario y en las que se puede observar que es posible utilizar estribos y ramas, tal como se ha comentado.



Esquema de secciones para verificar el cortante en vigas.

Se determina en primer lugar el estribado mínimo según la norma, en función de la sección de la viga y la tabla de armados, comprobando la longitud que puede cubrir con la envolvente de esfuerzos cortantes en la zona central.

En las zonas laterales, a izquierda y derecha, se determina el estribado necesario hasta los apoyos y se colocan en su longitud necesaria más medio canto útil. Se comprueba que dichas longitudes sean mayores que los mínimos indicados en Opciones.

Por último, y si existe torsión, se calcula la armadura transversal necesaria por torsión, estableciendo los mínimos según la norma (separación mínima, estribos cerrados) y se adiciona a la obtenida por cortante, dando como resultado final un estribado cuyos diámetros, separaciones y longitud de colocación cubre la suma de los dos efectos. En este último caso se realiza la comprobación conjunta (compresión oblicua) de tensiones tangenciales de cortante más torsión.

Se comprueba que la separación de estribos cumpla lo especificado en la norma cuando la armadura longitudinal esté comprimida, lo cual afecta tanto al diámetro como a la separación máxima, en función de la armadura longitudinal comprimida.

Comprobación de la fisuración en vigas. De forma opcional, se puede establecer un límite del ancho de fisura. La formulación utilizada corresponde al Código Modelo CEB-FIP. La anchura característica se calcula como:

$$wk = 1,7 \cdot S_m \cdot E_{sm}$$

$$s_m = 2 \cdot c + 0,25 + k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\phi \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

$$E_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[ 1 - \frac{k_3}{2,5 \cdot k_1} \cdot \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \leq 0,4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

donde

c: Recubrimiento de la armadura de tracción

s: Separación entre barras. Si  $s > 15 d$ ,  $s = 15\phi$

K1: 0.4 (barras corrugadas)

K2: 0.125 (flexión simple)

As: Área total de las barras en el área eficaz



Ac, eficaz: Área eficaz que envuelve a las armaduras, en una altura de 1/4 de la altura de la viga.

$\sigma_s$ : Tensión de servicio de la armadura

$\sigma_{sr}$ : Tensión de la armadura en el momento de la fisuración

E<sub>s</sub>: Módulo de elasticidad del acero

K<sub>3</sub>: 0.5

Esta formulación se aplica en general, excepto para la norma NB-1 y Eurocódigo 2 que tienen su formulación específica. Si se activa esta comprobación y no se cumple, se alargan las barras o aumenta la cuantía para cumplir, emitiendo un mensaje de aviso (no es un error) en los errores de vigas.

### 11.1.2 Pilares, pantallas y muros de hormigón armado.

Pilares. El dimensionado de pilares de hormigón se realiza en flexión-compresión esviada. A partir de la tabla de armado seleccionada para la obra, se comprueban de forma secuencial creciente de cuantía los armados definidos, que pueden ser simétricos a dos caras, a cuatro o en un porcentaje de diferencia, se comprueba si todas las combinaciones posibles cumplen dicho armado en función de los esfuerzos. Se establece la compatibilidad de esfuerzos y deformaciones y se comprueba que con dicho armado no se superan las tensiones del hormigón y del acero ni sus límites de deformación, ya que la posición de las armaduras es conocida por la tabla.

Se considera la excentricidad mínima o accidental, así como la excentricidad adicional de pandeo según la norma, limitando el valor de la esbeltez mecánica  $\lambda$ , de acuerdo a lo indicado en la norma. Dado que las fórmulas aplicadas tienen su campo de aplicación limitado por la esbeltez, si se supera, la sección es insuficiente (aunque el usuario puede introducir una armadura de forma manual) dando un mensaje de Esbeltez excesiva (Ee).

En un archivo oculto, y para cada norma, se definen los límites o cuantías mínimas y máximas, tanto geométricas como mecánicas, que, de forma obligada, se cumplirá en el dimensionado de la armadura. Si algún armado no cumple y se rebasan los límites máximos, se indicará en el listado y por pantalla el mensaje de Cuantía excesiva (Ce).

En este caso hay que aumentar la sección de hormigón. Si no se encuentra un armado en las tablas que verifique para los esfuerzos de cálculo, se buscará un armado calculado por el programa, hasta que en las caras no quepa la armadura en una capa, en cuyo caso se emite el mensaje: ARMADO MANUAL. Se deben aumentar en la tabla los tipos de armado y volver a calcular el pilar, para lo cual se puede rearmar sólo los pilares sin recalculer la obra completa. También se puede aumentar la sección y automáticamente se recalcula la sección.

Recuerde que, si las modificaciones de dimensión son grandes, es MUY CONVENIENTE volver a calcular la obra por completo, a causa de las variaciones de rigideces. Los diámetros y separaciones de estribos se realizan de acuerdo con la norma por defecto, con unas tipologías predefinidas en las tablas de armado modificables por el usuario, y siempre con separaciones y diámetros en función de la armadura longitudinal que son igualmente modificables.

Existen unas tablas de armado en las que, en función de la armadura vertical, se pueden definir diferentes configuraciones de estribado y ramas de atado en función de las dimensiones transversales, pudiendo seleccionarse diferentes tablas según la obra. Si una sección no tiene estribado definido en tabla, sólo se obtiene estribo perimetral.

Las longitudes de solape se calculan como la longitud de anclaje en posición I (de buena adherencia) en función del tipo de acero, hormigón y consideración de acciones dinámicas.

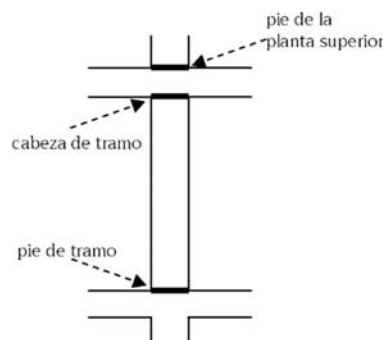
De forma opcional, se puede aplicar una reducción de la longitud de anclaje indicada en función de la armadura necesaria y la real, sin disminuir de la reducida. Estas longitudes son editables y modificables.

Se supone que un pilar trabaja predominantemente a compresión, por lo que en caso de tener pilares en tracción (tirantes), es necesario aumentar manualmente las longitudes de anclaje y estudiar con detalle las uniones y anclajes correspondientes, realizando los detalles complementarios pertinentes de forma manual.

En cuanto al armado en vertical de un pilar, sus tramos último y penúltimo se arman según sus esfuerzos y de ahí hacia abajo, tramo a tramo, de forma que la armadura del tramo de abajo nunca sea inferior a la dispuesta en el tramo inmediatamente superior, en caso de que adopte en Opciones el criterio de continuidad de barras correspondiente.

Las secciones que se comprueban para obtener el armado de una planta son las indicadas en la figura indicada, cabeza y pie del tramo, y pie del tramo superior. Si se han definido cargas horizontales en pilares, se hará en secciones intermedias, pues podría aumentar las leyes de esfuerzos.

Cuando hay desniveles, se aplica la misma sistemática para cada tramo en el que queda subdividido el pilar de la planta por el desnivel.



SECCIONES QUE SE COMPRUEBAN  
EN UNA PLANTA

*Esquema de secciones para verificar el armado de los pilares.*

Se puede elegir la continuidad o no del armado, así como la conservación del diámetro de las armaduras de esquina o el número y diámetro en las caras.

Finalmente, es posible modificar su sección, con lo que la armadura se recalcula, y también se puede modificar su armadura vertical y el tipo de estribos. Recuerde que si modifican las tablas de armado debe revisar la disposición de estribos.

Tenga en cuenta que si modifica las tablas de armado debe revisar la disposición de estribos. Si no hay estribos definidos ni armados para la sección del pilar, complete las tablas con el estribado y ramas necesarias.

### 11.1.3 Forjados de losa maciza.

Armadura Base. De forma opcional se puede definir una armadura base superior e inferior, longitudinal y transversal, que pueden ser diferentes, definibles y modificables según una tabla de armado. Esta armadura será colaborante siempre si se define. Es posible aumentarla, si por el cálculo es preciso, a flexión, ya sea por trabajo como armadura comprimida o por el cumplimiento de unos mínimos de cuantías especificadas en Opciones.

Se puede detallar o no en los planos lo cual tiene su importancia, tanto en el despiece de armados como en la medición. En caso de que se detalle se dibujará conjuntamente con los refuerzos, cortándose y solapándose donde sea preciso, como si de una armadura más se tratase. Se puede obtener su medición y sus longitudes de corte. Si no se detalla, ni se dibuja ni se mide; sólo se puede indicar su diámetro y su separación. Por tanto, en ese caso, se debe complementar con los detalles que se considere oportuno, tanto en la planta como en el cuadro de medición.

Armadura Longitudinal de Refuerzo. En cada nudo de la malla se conocen los momentos flectores en dos direcciones y el momento torsor. En general, las direcciones principales de la losa no coinciden con las direcciones de armado impuestas para la misma. Aplicando el método de Wood, internacionalmente conocido, que considera el efecto de la torsión para obtener el momento de armado en cada dirección especificada, efectuándose un reparto transversal en cada nudo con sus adyacentes a izquierda y a derecha en una banda de un metro, sumándose en cada nudo los esfuerzos del nudo más los del reparto, a partir de los cuales se obtiene el área necesaria superior e inferior en cada dirección, que se especifica por metro de ancho al dividir por el tamaño de la malla o distancia entre nudos, para obtener un valor homogéneo y comparable en todos los nudos.

Se comprueba el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas, tanto superior, como inferior y total, así como las cuantías geométricas y mecánicas de la cara de tracción. También se comprueba que la armadura en una dirección sea un porcentaje de la otra, todo ello de acuerdo a las opciones activas.

Con todo ello se obtienen unas envolventes de cuantías y el área necesaria en cada dirección por metro de ancho y se calculan unos refuerzos longitudinales de acuerdo a las tablas de armado definidas. El punto de corte de las barras se realiza aumentando a dicha longitud la longitud neta reducida de anclaje según su posición (I ó II) y el decalaje de la ley en función del canto útil y según la normativa.

El cumplimiento de los diámetros máximos y separaciones se realiza por medio de las tablas de armado, en las que se especifican los diámetros y separaciones en función de un campo de variación de los cantos. La consideración de la torsión es opcional, aunque se aconseja que se considere siempre.

Armaduras predeterminadas: se define con este nombre a la posibilidad de introducir armaduras, ya sea superior, inferior y en cualquier dirección, de diámetro y longitud predeterminada por el usuario, y que se descontarán en su zona de influencia de la armadura de refuerzo a colocar. Resulta muy útil en zonas de concentración de esfuerzos ya conocidos, como la zona superior en soportes, permitiendo que el resto de la armadura sea más uniforme.

El tratamiento de las losas de cimentación es idéntico a las losas macizas normales en cuanto a su diseño de armaduras.

#### Armadura Transversal

A.-Punzonamiento. En superficies paralelas a los bordes de apoyo, considerando como tales a los pilares, pantallas, muros, vigas y apoyos en muros, y situada a una distancia de medio canto útil ( $0.5 d$ ), se verifica el cumplimiento de la tensión límite de punzonamiento, de acuerdo a la norma. No debe olvidarse que la comprobación de punzonamiento es una comprobación de tensiones tangenciales, que es lo que realiza el programa, obteniendo el valor de las tensiones tangenciales a partir de los cortantes en los nudos próximos, interpolando linealmente en los puntos de corte del perímetro de punzonamiento.

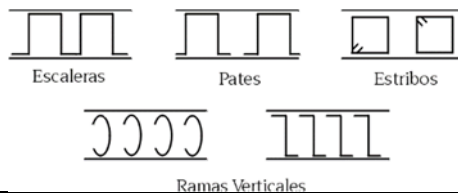
Este planteamiento es el correcto desde el punto de vista teórico, una comprobación de tensiones tangenciales, que resuelve el problema en su generalidad que no es coincidente en su planteamiento con las formulaciones de las diferentes normas que suelen aplicar una

formulación dependiente del axil y momento actuante, con fórmulas simplificadas que sólo resuelven casos particulares.

Si no se cumple, aparece una línea roja que indica que se ha rebasado el límite de tensión máxima por punzonamiento, con un mensaje de INSUF. En ese caso se debe aumentar el canto, el tamaño del apoyo o la resistencia del hormigón.

Si se supera la tensión límite sin armadura transversal, es necesario colocar armadura de refuerzo transversal, se indica el número y el diámetro del refuerzo a colocar como ramas verticales, a la separación necesaria en función del número de ramas colocadas en una cierta longitud.

El proyectista debe, en este caso, disponer las ramas verticales en la forma constructiva que considere más adecuada a la obra, ya sea mediante pates, refuerzos en escalera, estribos, etc. (Ver figura adjunta), de forma que su separación no supere 0.75 de canto útil o la sección equivalente, y dispuestas entre la armadura superior e inferior.



*Esquema de armadura transversal en forjados de losa maciza.*

En las zonas donde se dispongan vigas, planas o de canto, los esfuerzos tangenciales serán resistidos por los estribos de la viga. Por tanto, las tensiones tangenciales se calculan sólo en la losa y en superficies paralelas a los lados de las vigas.

B.-Cortante. A partir de la sección de comprobación a punzonamiento ( $0.5 d$ ) y en superficies paralelas a una distancia de  $0.75 d$ , se realiza la comprobación a cortante en toda la superficie de la losa, hasta encontrarse todas las superficies radiadas a partir de los bordes de apoyo. Si es necesario reforzar, se indica el número y el diámetro de los refuerzos a colocar con la misma tipología que lo indicado para el punzonamiento.

Análogamente, si no se cumple, aparece una línea roja que indica que se ha rebasado el límite de tensión máxima por punzonamiento, con un mensaje de INSUF. En ese caso se debe aumentar el canto, el tamaño del apoyo o la resistencia del hormigón.

El tratamiento de las losas de cimentación es idéntico a las losas macizas normales en cuanto a su diseño de armaduras.

Igualación de Armaduras. Antes o después del cálculo es posible definir unas líneas o rectángulos en cualquier dirección, superior e inferior, que permiten igualar el armado al máximo de esa zona en cuantía y longitud. Existe una opción para la igualación automática sobre pilares de armadura superior en bandas adyacentes a los pilares indicados.

Se pueden definir unas líneas de flexión que se deben usar antes del cálculo e introducir según las direcciones de apoyos.

Estas líneas se consideran como si fueran puntos de máximos momentos negativos, y por tanto el sitio idóneo para el solape de la armadura inferior si procede, calculando las longitudes de refuerzo de negativos de acuerdo a unos mínimos en porcentajes de la distancia entre líneas (luz de vano) y solapando los positivos, si ello fuera posible en dichas líneas.

Por último, se puede siempre modificar el diámetro y la separación de la armadura de refuerzo a juicio del proyectista y también modificar y colocar las patillas superiores e inferiores.

Anclaje de las armaduras en vigas o apoyos. Las longitudes de anclaje se miden a partir del borde de apoyo con la losa. Revise las longitudes cuando los bordes sean anchos, pues es posible que no crucen toda la viga y queden parcialmente anclados. Esto es importante, y debe prolongarlas cuando utilice vigas anchas.

El tratamiento de las losas de cimentación es idéntico a las losas macizas normales en cuanto a su diseño de armaduras. Existe una opción que en losas rectangulares apoyadas en vigas da un armado promediado uniforme en cada dirección.

#### **11.1.4 Forjados reticulares.**

Los criterios para los forjados reticulares son los mismos que los indicados para las losas macizas, con las siguientes diferencias.

Armadura Base. Se puede definir o no una armadura base, distinguiendo para ello la zona macizada de la zona aligerada.

A. Armadura Base en Zona Maciza (Ábacos). Por defecto, se considera una armadura base formada por 2 redondos, según unas tablas, que se extiende de borde a borde de ábaco, distribuida entre los ejes de los nervios y que colabora siempre que se considere.

B. Armadura Base en Nervios. Por defecto no se considera. Por tanto, se debe elegir y determinar en cada dirección. Existen unas tablas de armado que permiten su definición, así como su combinación posible en los refuerzos adicionales a colocar en los nervios. Si se indica en Opciones que se detalle, se dibujará y se medirá. En caso contrario, sólo será posible colocar un rótulo a nivel general sin medición ni dibujo en el cuadro de características.

Armadura Longitudinal de Refuerzo. Se aplican los mismos criterios que en el caso de las losas macizas, sólo que el armado se concentra en los nervios. Previamente se deben agrupar las envolventes de los elementos adyacentes al nervio para el cálculo concentrado de la armadura en la posición del nervio.

Armadura Transversal. En la zona de ábacos o zona maciza se efectúa un cálculo idéntico al de las losas macizas frente a cortante y punzonamiento.

En los nervios de la zona aligerada se efectúa la comprobación a cortante en los nervios cada 0.75 d. Si es necesario reforzar, coloca ramas verticales del diámetro necesario a la separación y número que se dibuja en planos y por pantalla.

Igualación de Armaduras. Se pueden efectuar las mismas igualaciones que en las losas macizas, concentrando la armadura en los nervios designados.

## **11.2 Verificación de Estado Límite de Servicio de Deformación en Forjados.**

### **11.2.1 Fundamentos teóricos para el cálculo de la deformación de los forjados reticulares y de losa maciza. Flecha total y flecha activa.**

#### **11.2.1.1 Introducción.**

La actuación de las cargas sobre la estructura (de corta o larga duración) y otras acciones (tales como asientos de apoyo, la retracción, la fluencia, las variaciones térmicas y las variaciones en el contenido de humedad) provocan las correspondientes deformaciones en los elementos estructurales. Por efecto de las mismas, los puntos de la directriz de cada una de las piezas experimentan movimientos y/o deformaciones.

De entre los movimientos que experimenta una estructura, la más importante con diferencia es la flecha, correspondiente al desplazamiento transversal de la directriz del elemento estructural, por ello, la verificación del Estado Límite de Servicio de Deformación, el cual debe de efectuarse cuando éstas puedan afectar al buen servicio de la estructura, o cuando vengan especificados unos límites por las mismas por razones de aspecto u otras. En particular, hay que hacer el cálculo de las deformaciones cuando sea previsible la aparición de alguno de los siguientes fenómenos:

- Flechas excesivas debidas a una gran deformabilidad de la estructura, sean instantáneas, sean diferidas en el tiempo (por efecto de la retracción y la fluencia).
- Fisuras en tabiques u otros elementos soportados por la estructura, como consecuencia del exceso de deformación de ésta.
- Apoyo de elementos estructurales en elementos no resistentes (tabiques, ventanales, etc), que pueden fisurarse o romper por un exceso de flecha.
- Fisuras debidas a una incompatibilidad de deformaciones (por retracción, fluencia o cargas), entre elementos de la estructura y otros ligados a ella.

Los cálculos de las deformaciones se efectúan a partir de los valores característicos de las acciones y de las resistencias de los materiales, puesto que se trata de conocer el comportamiento de la estructura en servicio. Por consiguiente, se considera en ellos  $\gamma_f = \gamma_s = \gamma_c = 1$ .

El método de cálculo de deformaciones consiste en integrar, a lo largo de la pieza, las deformaciones relativas ocasionadas por los diferentes tipos de sollicitación. Las flechas debidas a la flexión se obtienen por doble integración de las curvaturas, en aplicación de los principios básicos de resistencia de materiales y elasticidad. Las flechas debidas al esfuerzo cortante se obtienen por simple integración de las distorsiones.

Conviene distinguir, en todo estudio de deformaciones, las tres flechas siguientes:

- Flecha instantánea, ocasionada por la actuación de la carga total, sin considerar los efectos diferidos.
- Flecha total o plazo infinito, formada por la flecha instantánea más la diferida ocasionada por todas las cargas permanentes y cuasipermanentes, a partir del momento de su aplicación.
- Flecha activa, que es un concepto relativo que se define con respecto a un elemento dañable (tabique, ventanal, etc). Es la flecha producida a partir del momento en que se construye dicho elemento, el cual puede sustentar a, o estar sustentado por, la pieza estructural en cuestión. Su valor es igual a la flecha total a plazo infinito menos la existente en el momento en que se construye el elemento dañable.

#### **11.2.1.2 Límites de flecha.**

Los límites de flecha sobre una estructura de edificación se especifican en el código técnico de la edificación, seguridad estructural, en su artículo 4.3.3.1. Flechas, tal y como se describen seguidamente:



- Cuando se considere la integridad de elementos constructivos, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando sólo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que:
  - 1/500 en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones, o placas) o pavimentos rígidos sin juntas.
  - 1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas.
  - 1/300 en el resto de los casos.
- Cuando se considere el confort de los usuarios, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando solamente las acciones de corta duración, la flecha relativa, es menor que 1/350.
- Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones cuasi permanente, la flecha relativa es menor que 1/300.

Además, según indicaciones de bibliografía técnica especializada, y tal y como indicada la normativa antigua EHE-98, ya derogada por la Instrucción de Hormigón Estructural actual EHE-08, para la verificación de la flecha activa, que es la que afecta a los elementos no estructurales pero dañables como las tabiquerías, se recomienda establece un límite adicional de 10 mm.

Resumiendo, los límites de flecha que aplican a la edificación objeto de estudio son:

- Flecha total, 1/300.
- Flecha activa, 1/400, si bien es cierto se debe de considerar el límite adicional de 10 mm, en cuyo caso resulta de interés verificar la orientación de la tabiquería en relación a la luz de flexión y/o deformación.  
Subrayar que, en caso de no disponer elementos dañables por la propia deformación del forjado, no es necesario verificar la flecha activa, ya que esta no adopta ningún valor, puesto que no existen elementos no estructurales dañables motivados por esta deformación.

Conviene indicar que en aplicación de CTE, los límites de flecha indicados, deben verificarse entre dos puntos cualesquiera de la planta, tomando como luz el doble de la distancia entre ellos, siendo en general, suficiente realizar dicha comprobación en dos direcciones ortogonales.

### 11.2.1.3 Determinación de la flecha instantánea.

En una viga de material elástico el cálculo de la flecha instantánea se efectúa por doble integración de las curvaturas, en función del momento flector y la rigidez a flexión  $EI$ . Ahora bien, en el caso del hormigón armado la rigidez  $EI$  es constante tan solo si la sección más solicitada se encuentra sin fisurar, lo que sucederá únicamente en el caso en que el momento actuante  $M_a$ , sea inferior al momento de fisuración  $M_f$ . Si la sección se encuentra fisurada, la rigidez  $EI$  variará a lo largo de la pieza y será necesario utilizar en el cálculo un cierto valor medio, denominado rigidez equivalente  $(EI)_e$ .

La determinación de esta inercia equivalente se determina en aplicación del artículo 50.2.2.2. de EHE, mediante el cálculo de esta inercia equivalente, también conocida como la inercia equivalente de Branson.

Tal y como se indica en EHE, para el cálculo de flechas instantáneas en elementos fisurados de sección constante, y a falta de métodos más rigurosos, se podrá usar, en cada etapa de la construcción, el siguiente método simplificado:

1. Se define como inercia equivalente de una sección el valor  $I_e$  dado por:

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 \cdot I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_f \leq I_b$$

donde.

$M_a$ ; Momento flector máximo aplicado, para la combinación característica, a la sección hasta el instante en el que se evalúa la flecha.

$M_f$ ; Momento nominal de fisuración de la sección, que se calcula mediante la expresión:

$$M_f = f_{ct,fl} \cdot W_b$$

$f_{ct,fl}$ ; Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$W_b$ ; Módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra extrema en tracción.

$I_f$ ; Momento de inercia de la sección fisurada en flexión simple, que se obtiene despreciando la zona de hormigón en tracción y homogeneizando las áreas de las armaduras multiplicándolas por el coeficiente de equivalencia.

2. La flecha máxima de un elemento puede obtenerse mediante las fórmulas de Resistencia de Materiales, adoptando como módulo de deformación longitudinal del hormigón el definido en el artículo 39.6 de EHE, y como momento de inercia para toda la pieza el que corresponde a la sección de referencia que se define a continuación:

- a) En elementos simplemente apoyados la sección central.
- b) En elementos en voladizo, la sección de arranque.
- c) En vanos intermedios de elementos continuos:

$$I_e = 0,50 \cdot I_{ec} + 0,25 \cdot I_{ee1} + 0,25 \cdot I_{ee2}$$

donde:

$I_{ec}$ ; Inercia equivalente de la sección de centro de vano.

$I_{ee}$ ; Inercia equivalente de la sección de apoyos.

- d) En vanos extremos, con continuidad sólo en uno de los apoyos:

$$I_e = 0,75 \cdot I_{ec} + 0,25 \cdot I_{ee}$$

donde:

$I_{ec}$ ; Inercia equivalente de la sección de centro de vano.

$I_{ee}$ ; Inercia equivalente de la sección de apoyos.

#### 11.2.1.4 Determinación de la flecha diferida.

Las flechas diferidas son las que aparecen, en el transcurso del tiempo, bajo cargas de larga duración. Estas flechas, que vienen a sumarse a las instantáneas, están originadas por los efectos de retracción y fluencia. Su cálculo preciso es prácticamente inabordable, por depender de numerosas variables: historial de cargas, temperatura, humedad, condiciones de curado, edad del hormigón en el momento de puesta en carga, cuantía de la armadura de compresión, valor de la carga permanente, etc. Por otra parte, la fisuración del hormigón viene a complicar el problema, al variar las condiciones de deformación de las secciones, en forma difícil de evaluar con exactitud.

Para el cálculo de las flechas diferidas, se aplica el artículo 50.2.2.3. de EHE, mediante el cual el cálculo de las flechas adicionales diferidas, producidas por cargas de larga duración, resultantes de las deformaciones por fluencia y retracción, se pueden estimar, salvo justificación más precisa, multiplicando la flecha instantánea correspondiente por el factor  $\lambda$ , definido por la siguiente expresión:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

donde:

$\rho'$ ; Cuantía geométrica de la armadura de compresión  $A_s'$  referida al área de la sección útil,  $b_0 d$ , en la sección de referencia.

$$\rho' = \frac{A_s'}{b_0 \cdot d}$$

$\xi$ ; Coeficiente función de la duración de la carga, que se toma de los valores indicados seguidamente:

5 o más años, 2,0.

1 año, 1,4.

6 meses 1,2.

3 meses 1,0

1 mes 0,7

2 semanas 0,5

Para edad  $j$  de carga y  $t$  de cálculo de la flecha, el valor de  $\xi$  a tomar en cuenta para el cálculo de  $\lambda$  es  $\xi(t) - \xi(j)$ .

En el caso de que la carga se aplique por fracciones  $P_1, P_2, \dots, P_n$  se puede adoptar como valor de  $\xi$  el dado por:

$$\xi = \frac{\xi_1 \cdot P_1 + \xi_2 \cdot P_2 + \dots + \xi_n \cdot P_n}{P_1 + P_2 + \dots + P_n}$$

Recordar que cuando se calcula la flecha diferida, no debe partirse de la totalidad de las cargas, sino tan sólo de aquellas que tengan carácter permanente o sean de larga duración. Si se considera toda la carga para el cálculo de las flechas diferidas se calcula la deformación por exceso.

### 11.2.2 Aplicación práctica mediante el programa de cálculo CYPECAD.

El desarrollo teórico para la determinación de las flechas mediante el programa de cálculo CYPECAD, se expone en la documentación técnica y manuales de cálculo propios de CYPECAD.

De tal forma, una vez calculada la estructura mediante un modelo de CYPECAD, es posible conocer por dicho programa los desplazamientos verticales en cualquier punto del forjado, para cada una de las hipótesis que se analicen.

Fijado el recuadro del forjado reticular donde va a calcularse la flecha, se obtiene mediante el programa, la deformación en el punto más desfavorable, que usualmente coincidirá con el centro del recuadro ( $\delta_{CV}$ ) o extremo de voladizo. Sumando todos los desplazamientos en hipótesis simples en este punto, se obtiene el desplazamiento bruto que ha sufrido el punto considerado:

$$\delta_{CV} = \delta_{concarga} + \delta_{su}$$

donde:

$\delta_{concarga}$ ; Deformación experimentada por el forjado debido a concargas, peso propio más cargas muertas.

$\delta_{su}$ ; Deformación experimentada por el forjado debido a sobrecargas de uso.

Por otra parte, se realizan los mismos cálculos para cada uno de los puntos que forman el recuadro de forjado reticular objeto de análisis, puntos 1, 2, 3 y 4, para un recuadro con 4 vértices, o punto de apoyo del voladizo.

La estimación de la flecha elástica instantánea de una forma suficientemente precisa, en el punto más desfavorable ( $\delta_{CV}$ ), se determina por la siguiente expresión:

$$f_{Instantanea\_Elastica\_Recuadro} = \delta_{CV} - \frac{\delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4}{4}$$

En el caso de un voladizo, la determinación de la flecha instantánea elástica, se obtendrá por diferencia entre la deformación en el extremo del voladizo, y la deformación del punto de apoyo (pilar, muro), según la siguiente expresión:

$$f_{Instantanea\_Elastica\_Voladizo} = \delta_{Extremo} - \delta_{Apoyo}$$

Para la adecuada determinación la deformación experimentada por un elemento estructural objeto de análisis, a partir de los resultados de cálculo obtenidos de CYPECAD, se han de considerar por tanto, los siguientes aspectos:

1. Determinación de la flecha instantánea considerando la fisuración del forjado.

Tal y como se indica en los manuales de CYPECAD, la inercia y por tanto la rigidez adoptada en el cálculo varía según la tipología del elemento estructural adoptado, a saber:

- Para forjados reticulares, la discretización de los paños se realiza en mallas de elementos finitos tipo barra cuyo tamaño es un tercio del intereje definido entre nervios de la zona aligerada, y cuya inercia a flexión es la mitad de la zona maciza. Quiere esto decir que la inercia considerada en los cálculos por CYPECAD para forjados reticulares, se corresponde con la mitad de la inercia bruta del ábaco.
- Para forjados de losa maciza, la discretización se realiza mediante una malla de elementos tipo barra de tamaño máximo 25 cm, adoptando como inercia a flexión la inercia bruta de la losa. Quiere esto decir que la inercia considerada en los cálculos por CYPECAD para forjados de losa maciza, se corresponde con la inercia bruta.
- En resumen, para un forjado específico, la inercia considerada en los cálculos para la determinación de las deformaciones instantáneas elástica determinadas por CYPECAD, son para un forjado reticular la mitad que para el mismo forjado resuelto con losa maciza.

De esta forma, para convertir las deformaciones instantáneas elásticas obtenidas directamente de CYPECAD, en deformaciones instantáneas donde se considera la fisuración propia del forjado, se han de contemplar por tanto los siguientes aspectos y/o proceso de cálculo:

1. Se determina para una banda de integración de esfuerzos de flexión adecuada, el momento flector característico solicitante, en cada hipótesis simple: peso propio, carga muerta y sobrecarga de uso fundamentalmente.
2. Se determinan las características de inercia y resistencia disponibles en esa banda de integración: Inercia bruta ( $I_b$ ); Inercia fisurada ( $I_{fis}$ ); Momento de fisuración ( $M_{fis}$ ), como paso previo para determinar la Inercia equivalente ( $I_{eq}$ ), mediante la formulación de Branson propuesta en EHE.
3. La inercia equivalente se corresponde con la inercia representativa del comportamiento del elemento estructural que se debe de adoptar en el cálculo para la determinación de la deformación/flecha instantánea considerando la fisuración potencial del elemento estructural de hormigón armado. Quiere esto decir que para la determinación de esta flecha instantánea considerando estos efectos, se introduce un factor corrector ( $\beta$ ), que relaciona la flecha obtenida directamente del programa de cálculo (CYPECAD), con la flecha instantánea donde se consideran estos efectos. Nótese, que en este punto resulta fundamental saber cómo se ha modelado y/o introducido el forjado en el modelo de CYPECAD, ya que la inercia adoptada por este en el cálculo es diferente, tal y como ya se ha indicado. De esta forma la obtención del valor de este factor  $\beta$  es diferente bien se trate de un forjado reticular o de un forjado de losa maciza, a saber:

$$\beta_{Reticular} = \frac{I_{Modelo\_CYPE}}{I_{Equivalente}} = \frac{I_{Bruta}}{2 \cdot I_{Equivalente}}$$

$$\beta_{Losas} = \frac{I_{Modelo\_CYPE}}{I_{Equivalente}} = \frac{I_{Bruta}}{I_{Equivalente}}$$

De esta forma, si la inercia adoptada en el modelo de CYPE, es superior a la inercia equivalente del elemento estructural, tal y como se evidencia en la formulación indicada para el coeficiente  $\beta$ , las deformaciones/flechas obtenidas directamente de CYPECAD, deben de ser convenientemente amplificadas. A igualdad de condiciones, nótese que  $\beta_{Losa} > \beta_{Reticular}$ .

Independientemente del valor obtenido por cálculo para el coeficiente  $\beta$ , CYPECAD, recomienda adoptar en cálculo un valor mínimo para este coeficiente, que debe ser superior a la unidad, con unos valores mínimos de 1,25 para forjado reticular y 1,50 para losa maciza. Nótese que en todo caso, existe un valor máximo o tope para el coeficiente  $\beta$ , ya que la inercia equivalente no puede ser en ningún caso inferior a la inercia fisurada del forjado.

De esta forma la deformación/flecha instantánea considerando la fisuración del forjado, se obtienen por la siguiente expresión:

$$f_{Instantanea\_Fisuracion} = \beta \cdot f_{Instantanea\_Elastica\_CYPE}$$

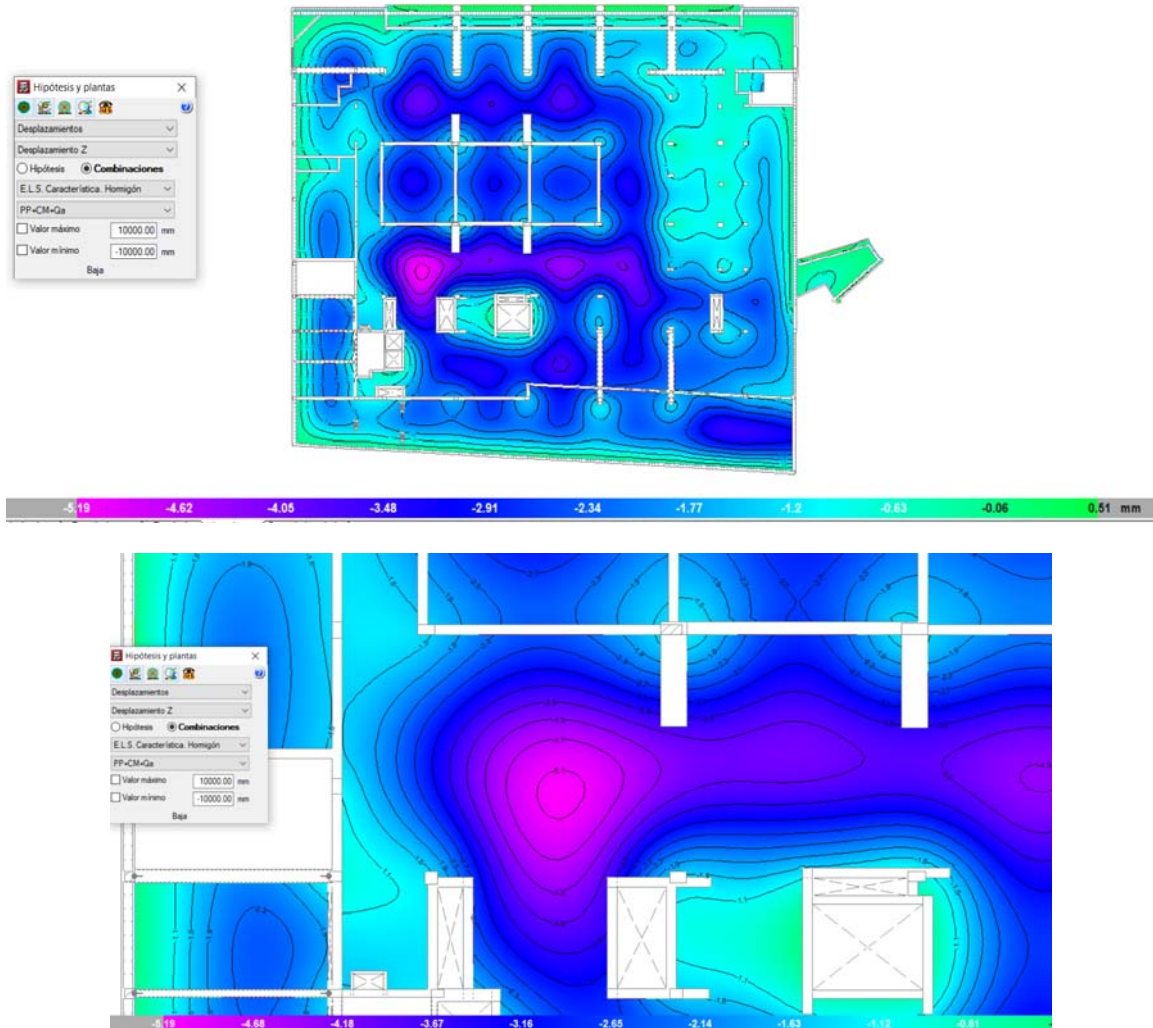
4. Determinada la flecha instantánea considerando la fisuración del forjado mediante la consideración del coeficiente  $\beta$ , se determina la flecha diferida en aplicación de la metodología descrita en EHE.
5. Determinadas los distintos tipos de flechas, se verifica el adecuado cumplimiento de ELS de deformación, en aplicación de los límites prescritos en CTE-DB-SE, Código Técnico de la Edificación, Documento Básico, Seguridad Estructural.

### 11.2.3 Verificación de ELS de Deformación en forjados. Edificio NUEVO.

En aplicación de la metodología descrita se procede a determinar las flechas producidas en los forjados diseñados, de nueva construcción, correspondientes a los forjados de losa maciza de 35 cm de espesor.

La visualización de la deformada del forjado se expone mediante curvas de isovalores, directamente obtenidas de CYPECAD.

- Forjado planta BAJA.



*Deformada en planta BAJA. Deformada en combinación de Peso Propio + Cargas Muertas + Sobrecarga de Uso. Recuadro entre pilares P22; P23; P33 y P34.*

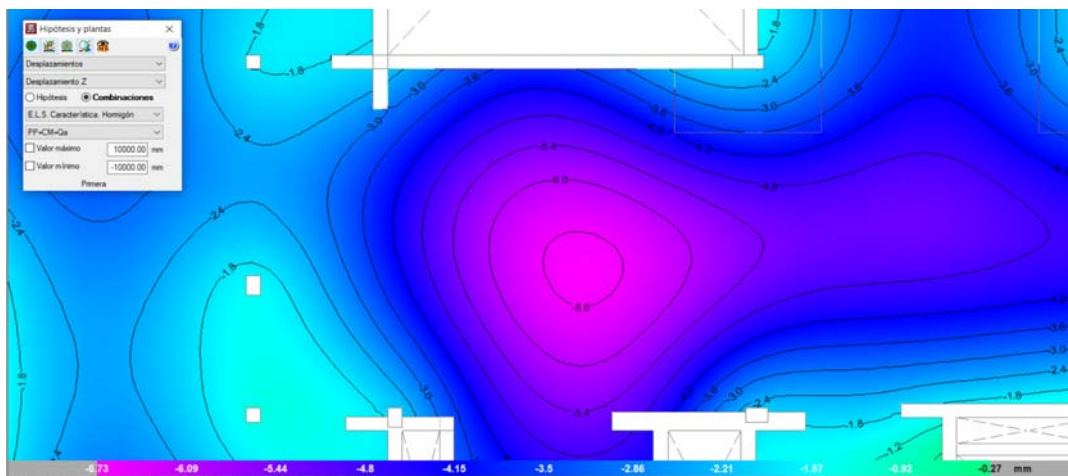
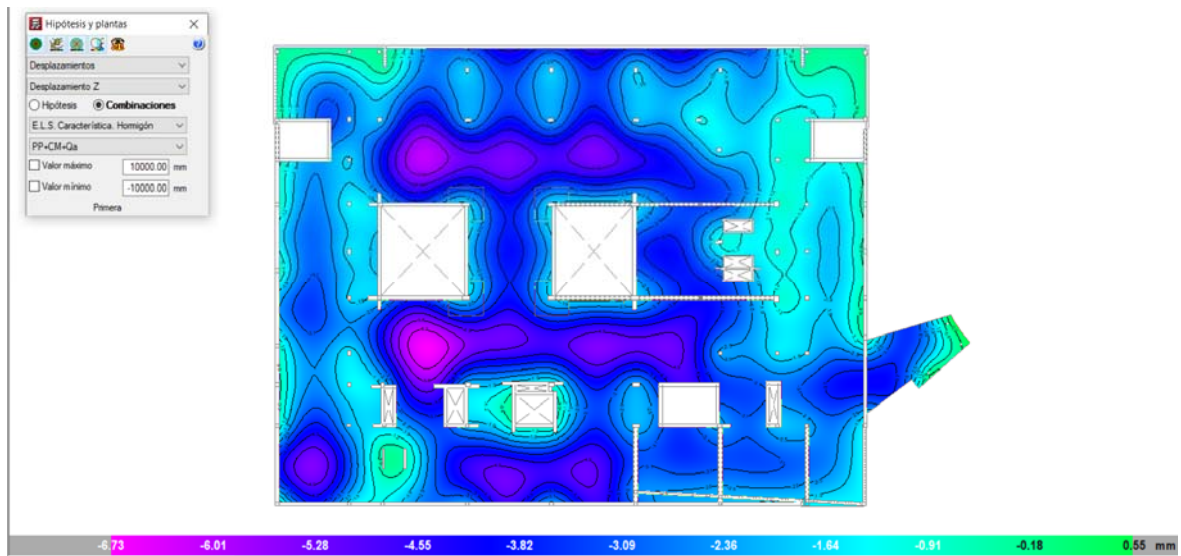
FLECHA TOTAL Y ACTIVA: 4 PUNTOS.									
Resultados de cálculo de CYPECAD									
	δCV (mm)	δ1 (mm)	δ2 (mm)	δ3 (mm)	δ4 (mm)	flechaCV (mm)	β	fint_le (mm)	
Recuadro extremo	5,19	1,50	1,50	1,50	1,50	3,69	1,50	5,54	
<b>Recuadro:</b>	fint_le_max (mm) =	5,54		Coeficientes de flecha Total			Coeficientes flecha Activa		
	Tiempos de aplicación de la carga	αi (%)	ξi	fint (mm)	λTotal	fdTotal (mm)	λActiva	fdActiva (mm)	
Peso propio	t1 (días) =	30	0,532	0,70	2,94	1,21	3,56	1,12	3,29
Tabiquería	t2 (días) =	60	0,061	0,80	0,34	1,12	0,38	1,12	0,38
Carga Muerta	t3 (días) =	90	0,103	1,00	0,57	0,93	0,53	0,93	0,53
Sobrecarga de uso	t4 (días) =	365	0,304	1,40	1,68	0,56	0,56	0,56	0,56
		Σ =	1,000	Σ =	5,54		5,03		4,76
ρCompresión =	0,00	Diagonal del recuadro.				λponderado =	0,91	λponderado =	
ξ∞ =	2,00						v2: SU =	0,60	
	L (m) =	10,50	L/400 (Activa) o L/300 (Total)		Factor Ampl. CYPE	Aplica ACTIVA =			
INTEGRIDAD	fActiva (mm) =	7,35	26,25 OK		1,99	Aplica CONTRAFLECHA =			
APARIENCIA	fTotal (mm) =	10,57	35,00 OK		2,86	NO			
CONFORT	fInst.SU (mm) =	1,68	30,00 OK		1,50	Contraflecha (mm) =			

Deformada en planta BAJA. Cálculo de flechas. L: Luz de la diagonal del recuadro; 10,50 metros aproximadamente. Recuadro entre pilares P22; P23; P33 y P34.

Flecha total: 10,57 mm < fadmTotal = 35,00 mm. Cumple.

Flecha activa: 7,35 mm < fadmActiva < 26,25 mm (L/400). Cumple.

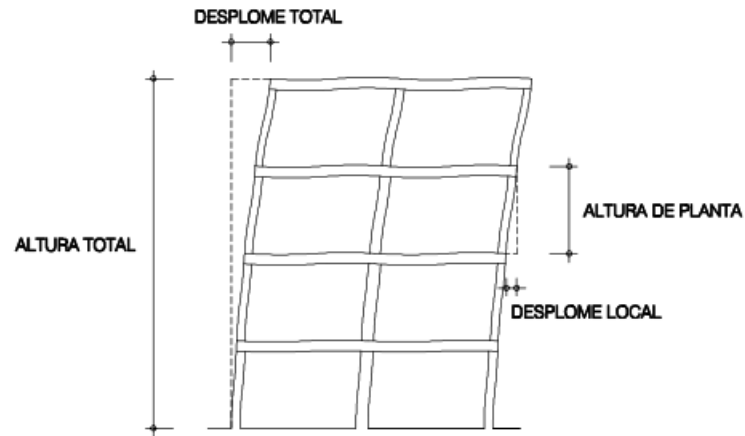
- Forjado planta tipo PRIMERA.



Deformada en planta PRIMERA. Deformada en combinación de Peso Propio + Cargas Muertas + Sobrecarga de Uso. Recuadro entre pilares P22; P23; P33 y P34.



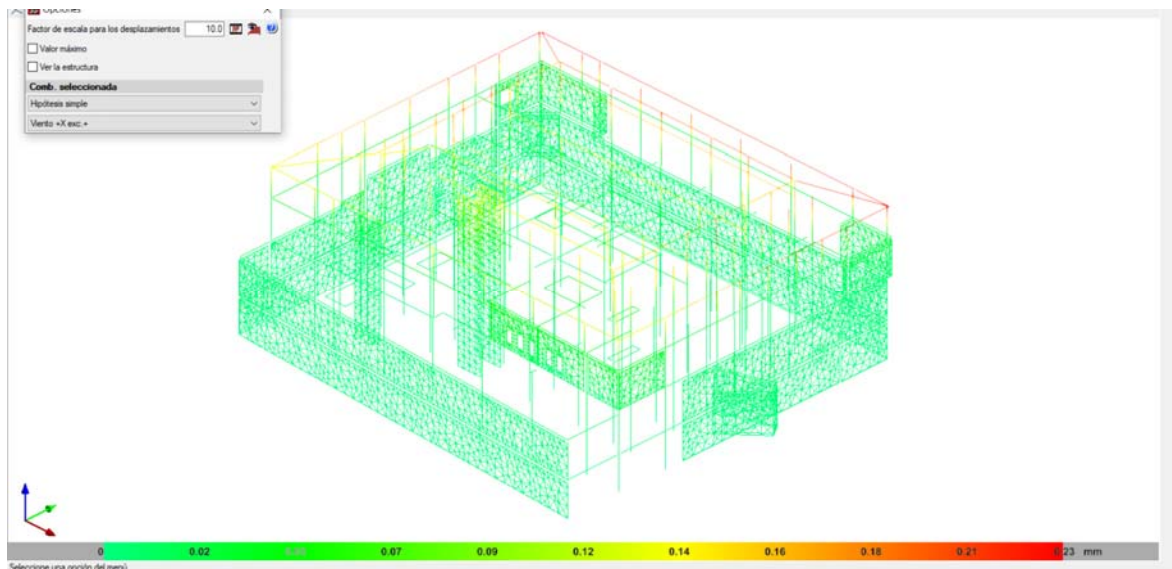




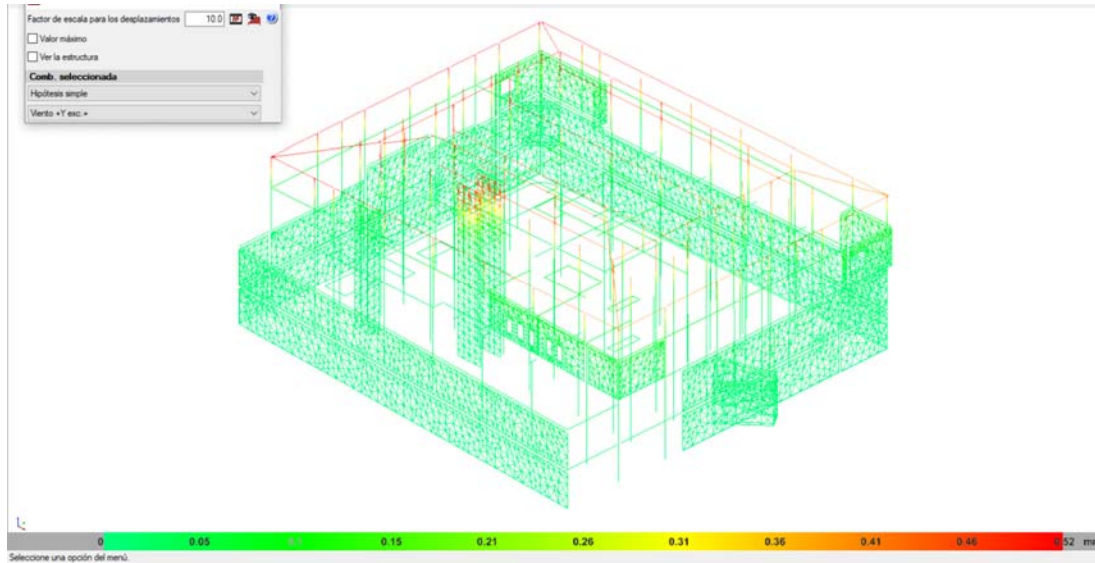
**Figura 4.1 Desplomes**

*Esquema de CTE para verificar desplomes o rigidez horizontal del edificio.*

Se muestran los resultados de cálculo más significativos del desplazamiento horizontal en el edificio de nueva construcción, donde se verifican los límites normativos indicados:



*Desplazamiento horizontal (Desplome) en hipótesis Viento +X exc., 0,23 mm;  $H \approx 12,9$  m (Sobre rasante); Rigidez:  $H/50.000 \gg H/500$ .*



*Desplazamiento horizontal (Desplome) en hipótesis Viento +Y exc.+, 0,52 mm;  $H \approx 12,9$  m (Sobre rasante); Rigidez:  $H/24.800 \gg H/500$ .*

Todos los resultados de cálculo obtenidos son satisfactorios.

El edificio existente, con una estructura vertical mediante muros de carga de gran espesor, y por ende de gran rigidez, formalizan una estructura de gran rigidez frente cargas horizontales (Viento).

#### **11.4 Análisis de la idoneidad del refuerzo estructural de pilares existentes de hormigón armado mediante recrecidos estructurales de hormigón armado.**

En informe técnico de INTEMAC, se realiza un conjunto de ensayos orientados a determinar la resistencia estimada de los elementos estructurales de hormigón armado, indicando la siguiente información de interés:

*“Los resultados obtenidos en el estudio de la calidad del hormigón de los pilares del edificio ponen de manifiesto valores anormalmente bajos en la resistencia del hormigón, así como una elevadísima dispersión de resultados, incluso a lo largo de la altura de un mismo tramo del pilar. Este hecho penaliza enormemente la determinación por métodos estadísticos de la resistencia estimada ( $f_{est}$ ) para el total de la población, cuyo valor es de 4,6 MPa.*

*Cabe señalar que en las comprobaciones realizadas en los distintos elementos de la estructura horizontal hemos considerado una resistencia del hormigón de 10 MPa, valor en nuestra opinión suficientemente representativo de los elementos que la conforman”.*

**TABLA Nº 1: RESISTENCIAS ASIGNADAS**

ZONA DE ENSAYO			VELOCIDAD DE ULTRASONIDOS (km / s)	$f_{c\text{ asiguate}}$ (MPa)		$f_{c\text{ nomaprobate}}$ (MPa)		OBSERVACIONES
PLANTA	PILAR Nº	ZONA						
PLANTA SÓTANO	P-1	Superior	4,54	33,0	28,9	29,9	26,4	$f_{c\text{ asiguate}} = 31,3\text{ Mpa}$
		Central	4,39	28,9		26,4		
		Inferior	4,57	34,0		30,7		
	S-1	Superior	4,16	23,5	23,5	21,8	21,8	
		Central	4,26	25,8		23,8		
		Inferior	4,48	31,5		26,6		
PLANTA BAJA	P-2	Superior	-	-	19,9	-	18,6	$f_{c\text{ asiguate}} = 19,0\text{ Mpa}$
		Central	3,99	19,9		18,6		
		Inferior	-	-		-		
	P-3	Superior	3,74	15,3	15,3	14,3	14,3	$f_{c\text{ asiguate}} = 22,8\text{ Mpa}$
		Central	4,17	23,7		22,0		
		Inferior	4,05	21,0		19,5		
	P-4	Superior	-	-	7,6	-	5,9	$f_{c\text{ asiguate}} = 9,1\text{ Mpa}$
		Central	3,27	9,0		7,4		
		Inferior	3,13	7,6		5,9		
	S-3	Superior	3,21	8,4	8,4	8,7	6,7	
		Central	3,25	8,8		7,2		
		Inferior	3,29	9,2		7,7		
	S-4	Superior	3,88	17,7	17,4	16,7	16,4	
		Central	3,86	17,4		16,4		
		Inferior	3,89	18,0		16,9		
PLANTA INTERMEDIA	S-2	Superior	3,46	11,2	11,2	10,0	9,9	
		Central	3,45	11,2		9,9		
		Inferior	3,63	13,6		12,5		
PLANTA 1ª	P-5	Superior	3,73	15,2	10,9	14,2	9,5	$f_{c\text{ asiguate}} = 10,6\text{ Mpa}$
		Central	3,43	11,0		9,6		
		Inferior	3,43	10,9		9,5		
	P-6	Superior	3,34	9,8	9,8	8,4	8,4	$f_{c\text{ asiguate}} = 14,4\text{ Mpa}$
		Central	3,55	12,5		11,4		
		Inferior	3,68	17,7		16,6		
	P-7	Superior	3,62	13,4	13,4	12,3	12,3	$f_{c\text{ asiguate}} = 12,7\text{ Mpa}$
		Central	3,78	16,0		15,0		
		Inferior	3,97	19,5		18,3		
	S-5	Superior	-	-	20,5	-	19,2	
		Central	4,03	20,5		19,2		
		Inferior	4,17	23,6		21,9		
PLANTA 2ª	P-8	Superior	3,36	10,3	9,1	8,9	7,6	$f_{c\text{ asiguate}} = 10,6\text{ Mpa}$
		Central	3,28	9,1		7,6		
		Inferior	3,65	13,9		12,9		
	P-9	Superior	3,60	13,2	13,2	12,1	12,1	$f_{c\text{ asiguate}} = 11,5\text{ Mpa}$
		Central	3,61	13,3		12,2		
		Inferior	3,95	19,1		17,9		
	S-6	Superior	4,16	23,8	21,5	22,1	20,0	
		Central	4,29	26,4		24,4		
		Inferior	4,07	21,5		20,0		

*Informe técnico de INTEMAC. Resistencias asignadas. Ultrasonidos.*

De los trabajos de inspección y control realizados por INTEMAC, se obtienen las siguientes consideraciones:

- De los resultados obtenidos de los testigos, se puede comprobar que se dispone un valor mínimo para los testigos de 9,1 MPa, y con un valor máximo de 31,3 MPa, de forma que realizar una estimación de la resistencia estimada de una población de hormigones con una dispersión elevada, propia de la época de construcción, deriva aplicando conceptos estadísticos en una resistencia estimada, que no se corresponde con la resistencia estructural propia de los hormigones constituyes, indicando y/o concluyendo, la adopción de una resistencia estimada para los pilares de hormigón armado de 4,60 MPa, valor que matemática y estadísticamente, se corresponde con la población de resultados

de testigos disponibles, pero que pierde su sentido físico, al aplicarlo a una población con una alta dispersión, penalizado por los valores de testigos con mayor resistencia obtenida. Efectivamente con la consideración de los 9 testigos se obtiene un valor de la resistencia estimada de 4,57 MPa, pero no considerando el resultado de mayor resistencia (31,3 Mpa), se obtiene una resistencia estimada de 6,47 MPa.

- La adopción de una resistencia estimada de 4,60 para pilares, y acto seguido considerar una resistencia de 10 MPa para el análisis y evaluación de vigas, pone en evidencia la arbitrariedad de los criterios establecidos, con objeto de realizar las verificaciones de carácter estructural.
- En todo caso, debido a la sensibilidad que el valor de la resistencia estimada tiene sobre la resistencia de los elementos estructurales verticales: pilares, en comparación con la influencia de la resistencia para vigas, al menos en cuanto a su capacidad mecánica a flexión, entendemos se debe de adoptar necesariamente un criterio generalizado de refuerzo de pilares, que permitan su implementación y ejecución, en unas condiciones que supongan un incremento resistente adecuado y suficiente a la nueva situación reformada.

Los criterios de refuerzo para pilares, a base de recrecidos estructurales de hormigón armado, tienen como objeto incrementar hasta niveles adecuados la resistencia de pilares existentes, no siendo necesario su implementación en aquellos pilares, que al quedar embebidos en los muros de carga existentes, tienen un comportamiento estructural conjunto con los muros, que permiten su validación estructural.

Se adjunta tabla de cálculo resumen, con el estado tensional, obtenido para los pilares de hormigón existentes, del edificio existente del conservatorio:

$\gamma_G =$	1,35									
$\gamma_Q =$	1,50									
<b>C) Tensiones sobre pilares</b>										
MODIFICADA	NkPP (kN)	NkCM (kN)	NkSU (kN)	$\gamma_n$	Nd (kN)	a (cm)	b (cm)	Ac (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
C1*	584,66	89,92	156,21	1,10	1236,1	50	50	2500	4,94	50,40
C2*	432,57	108,13	164,14	1,10	1049,1	50	50	2500	4,20	42,78
C3*	471,21	121,1	206,4	1,10	1189,2	50	50	2500	4,76	48,49
C4*	579,5	92,22	177,61	1,10	1263,9	50	50	2500	5,06	51,54
P6	110,01	23,69	78,3	1,10	316,0	25	25	625	5,06	51,54
P7	106,04	24,77	79,48	1,10	313,5	25	25	625	5,02	51,13
P8	115,55	29,31	93,05	1,10	354,7	25	25	625	5,68	57,85
P5	510,63	56,06	181,99	1,10	1114,5	40	40	1600	6,97	71,01
C1	338,55	125,89	213,58	1,10	1010,1	40	40	1600	6,31	64,35
C2	433,35	165,49	316,64	1,10	1364,2	45	45	2025	6,74	68,67
C3	308,36	127,12	209,64	1,10	961,1	45	45	2025	4,75	48,38
C4	290,93	104,69	153	1,10	817,0	40	40	1600	5,11	52,05
C1'	434,28	274,93	223,35	1,10	1388,2	40	75	3000	4,63	47,17
C2'	307,41	134,51	185,77	1,10	934,9	40	50	2000	4,67	47,65
C3'	282,76	122,39	171,31	1,10	858,6	40	50	2000	4,29	43,76
C4'	420,59	266,97	211,06	1,10	1337,6	40	75	3000	4,46	45,45
N1	231,64	59,88	147,31	1,10	653,9	30	30	900	7,27	74,06
N2	208,6	30,47	84,15	1,10	481,2	30	30	900	5,35	54,51
N3	233,24	62,53	151,09	1,10	665,9	30	30	900	7,40	75,42
N4	214,05	31,19	86,93	1,10	494,6	30	30	900	5,50	56,02

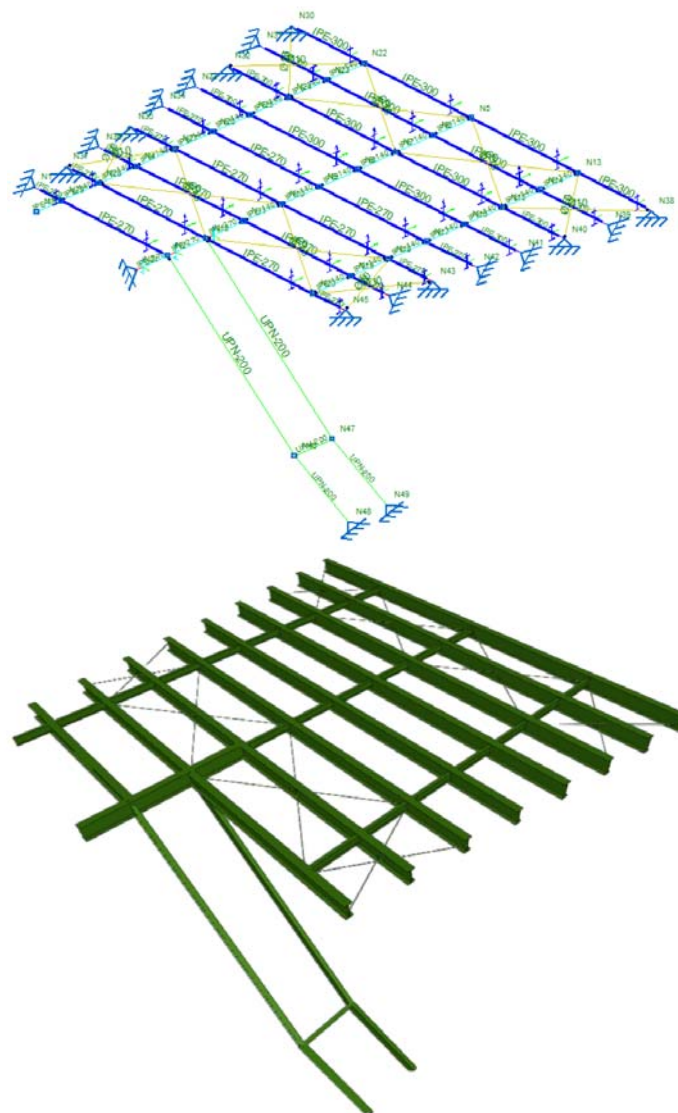
*Estado tensional de pilares de hormigón armado existentes.*

Tal y como se puede comprobar, se obtienen tensiones de cálculo mayoradas, en el rango de 5 a 6 Mpa, de forma que las tensiones de cálculo características o sin mayorar, están en el rango de 3,5 a 5 MPa, confirmando la idoneidad de disponer los refuerzos de pilares de hormigón armado proyectados.

### 11.5 Estructura metálica para peine metálico sobre escenario principal.

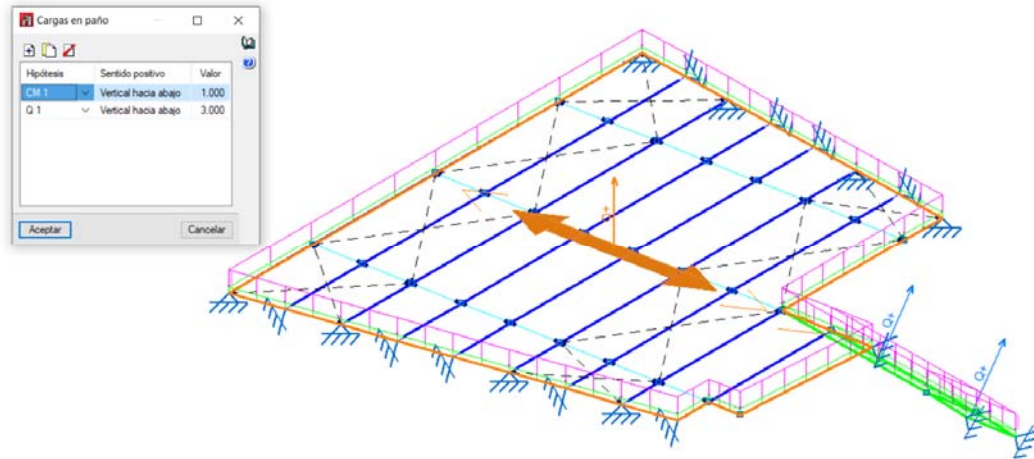
Se proyecta la disposición de una subestructura metálica sobre el escenario principal del edificio existente, conectado a vigas de canto inclinadas de cubierta, con objeto de disponer del "peine", necesario para colgar las instalaciones asociadas a la funcionalidad del teatro.

Se resuelve un modelo simplificado en CYPE 3D con todos los elementos implicados, para su adecuado dimensionamiento y verificación estructural, obteniendo tal y como se muestra en las siguientes imágenes, resultados satisfactorios.

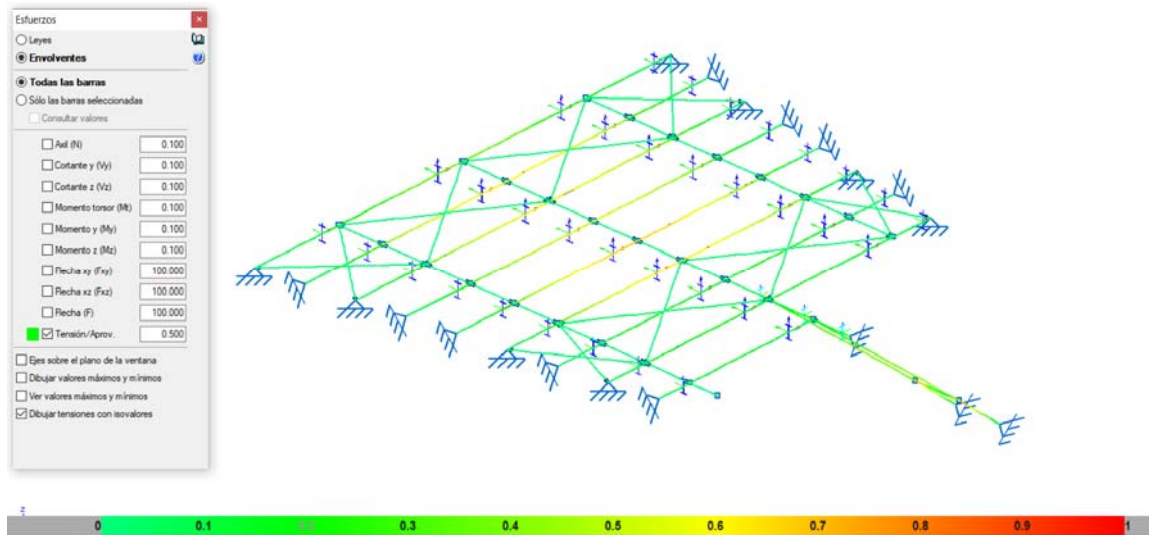


*Modelo 3D del peine.*

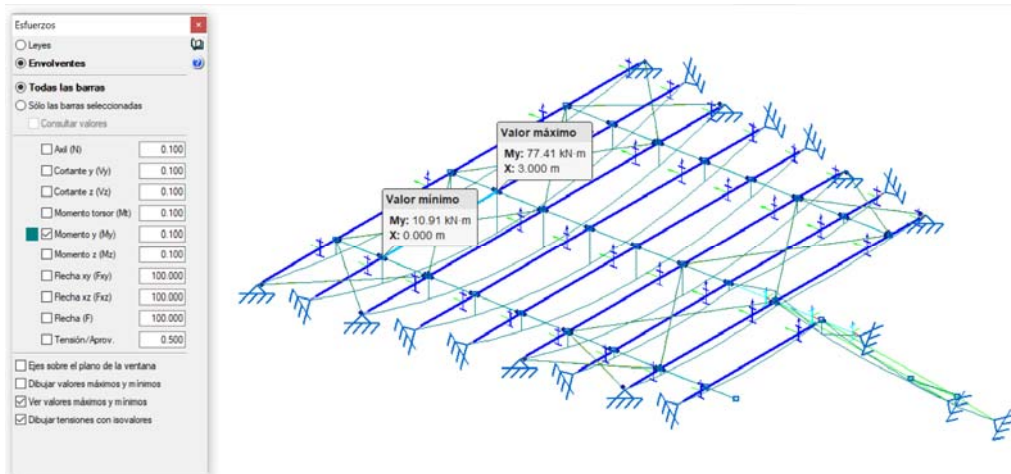




Elementos estructurales del peine. Cargas superficiales.  $CM = 1,00 \text{ kN/m}^2$ ;  $SU = 3,00 \text{ kN/m}^2$ .



Verificación estructural de elementos del peine. Todos los elementos cumplen.



Envolvente de momentos flectores principales.  $M_{dy}$ .

En cuanto al análisis de las conexiones y verificación de elementos estructurales existentes, se proyectan los adecuados elementos de conexión y refuerzo estructural, definidos en planos de proyecto de ejecución, destacando:

- Detalle de conexión a vigas de carga existentes mediante placas de anclaje con pernos de anclaje y armadura de suspensión.
- Refuerzo de vigas principales inclinadas ubicadas bajo cubierta mediante recrecido estructural de hormigón armado.

Los elementos de conexión y refuerzos de vigas existentes, se dimensionan de forma que generan un incremento de la resistencia de los elementos estructurales existentes, que superan el incremento de las solicitaciones existentes, por la disposición del peine, permitiendo con seguridad las actuaciones estructurales diseñadas.

## 12 JUSTIFICACIÓN ESTRUCTURAL FRENTE AL FUEGO. EDIFICIO NUEVO.

Cada uno de los elementos de la estructura cumple el conjunto de recomendaciones indicadas en el anejo 7 de la EHE-08, por razones de seguridad general frente a incendios, así como las recomendaciones de CTE-DB-SI, Código Técnico de la Edificación, Documento Básico, Seguridad en caso de incendio.

Las tablas indicadas en CTE-DB-SI para verificar la resistencia al fuego de elementos estructurales, son las mismas que las indicadas en el anejo 7 de EHE-08.

La resistencia al fuego exigible en los elementos estructurales es:

- R120 en plantas de garaje.
- R120 en el resto de la estructura.

**Tabla 3.1 Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales**

Uso del sector de incendio considerado <sup>(1)</sup>	Plantas de sótano	Plantas sobre rasante altura de evacuación del edificio		
		<15 m	<28 m	≥28 m
Vivienda unifamiliar <sup>(2)</sup>	R 30	R 30	-	-
Residencial Vivienda, Residencial Público, Docente, Administrativo	R 120	R 60	R 90	R 120
Comercial, Pública Concurrencia, Hospitalario	R 120 <sup>(3)</sup>	R 90	R 120	R 180
Aparcamiento (edificio de uso exclusivo o situado sobre otro uso)		R 90		
Aparcamiento (situado bajo un uso distinto)		R 120 <sup>(4)</sup>		

<sup>(1)</sup> La resistencia al fuego suficiente de un suelo es la que resulte al considerarlo como techo del sector de incendio situado bajo dicho suelo.

<sup>(2)</sup> En viviendas unifamiliares agrupadas o adosadas, los elementos que formen parte de la estructura común tendrán la resistencia al fuego exigible a edificios de uso Residencial Vivienda.

<sup>(3)</sup> R 180 si la altura de evacuación del edificio excede de 28 m.

<sup>(4)</sup> R 180 cuando se trate de aparcamientos robotizados.

Tabla 3.1 de CTE-DB-SI. Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales.

- Soportes y muros.

**Tabla C.2. Elementos a compresión**

Resistencia al fuego	Lado menor o espesor $b_{min}$ / Distancia mínima equivalente al eje $a_m$ (mm) <sup>(1)</sup>		
	Soportes	Muro de carga expuesto por una cara	Muro de carga expuesto por ambas caras
R 30	150 / 15 <sup>(2)</sup>	100 / 15 <sup>(3)</sup>	120 / 15
R 60	200 / 20 <sup>(2)</sup>	120 / 15 <sup>(3)</sup>	140 / 15
R 90	250 / 30	140 / 20 <sup>(3)</sup>	160 / 25
R 120	250 / 40	160 / 25 <sup>(3)</sup>	180 / 35
R 180	350 / 45	200 / 40 <sup>(3)</sup>	250 / 45
R 240	400 / 50	250 / 50 <sup>(3)</sup>	300 / 50

<sup>(1)</sup> Los recubrimientos por exigencias de durabilidad pueden requerir valores superiores.

<sup>(2)</sup> Los soportes ejecutados en obra deben tener, de acuerdo con la Instrucción EHE, una dimensión mínima de 250 mm.

<sup>(3)</sup> La resistencia al fuego aportada se puede considerar REI

Tabla C.2. de CTE-DB/SI.

(\*). Nótese que los requerimientos indicados son a eje de armadura, cuando los recubrimientos definidos en cuadro de materiales correspondientes a recubrimiento nominal, se refieren a la cara exterior de los estribos. Para determinar el recubrimiento a eje, al recubrimiento nominal, se debe de añadir el diámetro del estribo y la distancia hasta el baricentro de la armadura.

- Vigas.

**Tabla C.3. Vigas con tres caras expuestas al fuego<sup>(1)</sup>**

Resistencia al fuego normalizado	Dimensión mínima $b_{min}$ / Distancia mínima equivalente al eje $a_m$ (mm)				Anchura mínima <sup>(2)</sup> del alma $b_{o,min}$ (mm)
	Distancia mínima equivalente al eje $a_m$ (mm)				
	Opción 1	Opción 2	Opción 3	Opción 4	
R 30	80 / 20	120 / 15	200 / 10	-	80
R 60	100 / 30	150 / 25	200 / 20	-	100
R 90	150 / 40	200 / 35	250 / 30	400 / 25	100
R 120	200 / 50	250 / 45	300 / 40	500 / 35	120
R 180	300 / 75	350 / 65	400 / 60	600 / 50	140
R 240	400 / 75	500 / 70	700 / 60	-	160

<sup>(1)</sup> Los recubrimientos por exigencias de durabilidad pueden requerir valores superiores.

<sup>(2)</sup> Debe darse en una longitud igual a dos veces el canto de la viga, a cada lado de los elementos de sustentación de la viga.

Tabla C.3. de CTE-DB/SI.

- Losas macizas.

**Tabla C.4. Losas macizas**

Resistencia al fuego	Espesor mínimo $h_{min}$ (mm)	Distancia mínima equivalente al eje $a_m$ (mm) <sup>(1)</sup>		
		Flexión en una dirección	Flexión en dos direcciones	
			$l_y/l_x$ <sup>(2)</sup> ≤ 1,5	$1,5 < l_y/l_x$ <sup>(2)</sup> ≤ 2
REI 30	60	10	10	10
REI 60	80	20	10	20
REI 90	100	25	15	25
REI 120	120	35	20	30
REI 180	150	50	30	40
REI 240	175	60	50	50

<sup>(1)</sup> Los recubrimientos por exigencias de durabilidad pueden requerir valores superiores.

<sup>(2)</sup>  $l_x$  y  $l_y$  son las luces de la losa, siendo  $l_y > l_x$ .

Tabla C.4. de CTE-DB/SI. Para lasas macizas con flexión en dos direcciones, para REI 120, se exige un espesor mínimo de losa de 120 mm, y  $a_m = 30$  mm.

- Forjados reticulares de casetones recuperables.

**Tabla C.5 Forjados bidireccionales con casetones recuperables**

Resistencia al fuego	Anchura de nervio mínimo $b_{min}$ / Distancia mínima equivalente al eje $a_m$ <sup>(1)</sup> (mm)			Espesor mínimo $h_{min}$ (mm)
	Opción 1	Opción 2	Opción 3	
REI 30	80 / 20	120 / 15	200 / 10	60
REI 60	100 / 30	150 / 25	200 / 20	70
REI 90	120 / 40	200 / 30	250 / 25	80
REI 120	160 / 50	250 / 40	300 / 35	100
REI 180	200 / 70	300 / 60	400 / 55	120
REI 240	250 / 90	350 / 75	500 / 70	150

<sup>(1)</sup> Los recubrimientos por exigencias de durabilidad pueden requerir valores superiores.

Tabla C.5. de CTE-DB/SI.

(\*) En las estructuras proyectadas no se emplean forjados reticulares de casetones recuperables. No obstante, se ha incluido la tabla por interés.

Tal y como se indica en el artículo C.2.3.4 de CTE-DB/SI, forjados bidireccionales, si los forjados disponen de elementos de entrevigado cerámicos o de hormigón y revestimiento inferior, para la resistencia al fuego R120 o menor bastará con que se cumpla lo establecido en el punto 1 de C.2.3.5.

Artículo C.2.3.5. (1) Forjados unidireccionales:

“Si los forjados disponen de elementos de entrevigado cerámicos o de hormigón y revestimiento inferior, para resistencia al fuego R120 o menor bastará con que se cumpla el valor de la distancia mínima equivalente al eje de las armaduras establecidos para lasas macizas en la tabla C.4,

*pudiéndose contabilizar, a efectos de dicha distancia, los espesores equivalentes de hormigón con los criterios y condiciones indicados en el apartado C.2.4.(2)".*

Artículo C.2.4. (2). Capas protectoras:

*"Los revestimientos con mortero de yeso pueden considerarse como espesores adicionales de hormigón equivalentes a 1,8 veces su espesor real. Cuando estén aplicados en techos, para valores no mayores que R120 se recomienda que su puesta en obra se realice por proyección y para valores mayores que R120 su aportación solo puede justificarse mediante ensayo".*

Los elementos estructurales adoptados cumplen estas especificaciones, en aplicación de las dimensiones mínimas indicadas en las tablas de verificación de resistencia al fuego, destacando:

- Pilares o soportes R120,  $b_{min} = 250$  mm;  $a_{min} = 40$  mm.
- Forjados de losa maciza con un comportamiento de flexión en dos direcciones, para REI 120, se exige un espesor mínimo de losa de 120 mm, y un recubrimiento hasta el baricentro de la armadura de  $a_m = 30$  mm.

Tal y como se puede comprobar, se cumplen los criterios establecidos en CTE-DB/SI compatibles con el Anejo 7 de EHE-08, respecto a la justificación de la estructura frente al fuego.

### 13 CONCLUSIONES.

En la presente memoria de cálculo han sido dimensionados y verificados los parámetros de cálculo adoptados para el dimensionamiento estructural correspondientes al proyecto de ejecución: "*Nuevo conservatorio profesional de música en la antigua universidad laboral de Zamora*", resultando en todos casos, comprobaciones de cálculo satisfactorias, en aplicación de normativa en vigor.

**14 APENDICE Listados de Cálculo de CYPECAD. Modelo de cálculo EDIFICIO NUEVO.**

**14.1 Normas consideradas.**

Hormigón: EHE-08  
 Aceros conformados: EAE 2011  
 Aceros laminados y armados: EAE 2011  
 Categoría de uso: C. Zonas de acceso al público.

**14.2 Acciones consideradas.**

**14.2.1 Gravitatorias.**

Planta	S.C.U (kN/m <sup>2</sup> )	Cargas muertas (kN/m <sup>2</sup> )
Cubierta2	1.0	2.0
Cubierta1	1.0	2.0
Primera	5.0	2.7
Baja	5.0	2.7
Sótano -1	4.0	2.5
Cimentación	4.0	2.5

Cargas superficiales en grupos. En zonas específicas según indicación de cargas adoptadas en el cálculo, se introducen cargas superficiales adicionales.

**14.2.2 Viento.**

CTE DB SE-AE  
 Código Técnico de la Edificación.  
 Documento Básico Seguridad Estructural - Acciones en la Edificación

Zona eólica: A  
 Grado de aspereza: IV. Zona urbana, industrial o forestal.

La acción del viento se calcula a partir de la presión estática  $q_e$  que actúa en la dirección perpendicular a la superficie expuesta. El programa obtiene de forma automática dicha presión, conforme a los criterios del Código Técnico de la Edificación DB-SE AE, en función de la geometría del edificio, la zona eólica y grado de aspereza seleccionados, y la altura sobre el terreno del punto considerado:

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p$$

Donde:

$q_b$  Es la presión dinámica del viento conforme al mapa eólico del Anejo D.

$C_e$  Es el coeficiente de exposición, determinado conforme a las especificaciones del Anejo D.2, en función del grado de aspereza del entorno y la altura sobre el terreno del punto considerado.

$C_p$  Es el coeficiente eólico o de presión, calculado según la tabla 3.5 del apartado 3.3.4, en función de la esbeltez del edificio en el plano paralelo al viento.

$q_b$ (kN/m <sup>2</sup> )	Viento X			Viento Y		
	esbeltez	$C_p$ (presión)	$C_p$ (succión)	esbeltez	$C_p$ (presión)	$C_p$ (succión)
0.420	0.24	0.70	-0.30	0.30	0.70	-0.32



<b>Presión estática</b>			
Planta	Ce (Coef. exposición)	Viento X (kN/m <sup>2</sup> )	Viento Y (kN/m <sup>2</sup> )
Cubierta2	1.94	0.813	0.828
Cubierta1	1.82	0.763	0.777
Primera	1.47	0.618	0.629
Baja	1.34	0.561	0.571
Sótano -1	1.34	0.561	0.571

<b>Anchos de banda</b>		
Plantas	Ancho de banda Y (m)	Ancho de banda X (m)
Primera, Cubierta1 y Cubierta2	41.00	52.00
Sótano -1 y Baja	45.00	52.00

Parámetros correspondientes a bloque tipo.

Se realiza análisis de los efectos de 2º orden.

Valor para multiplicar los desplazamientos 1.80.

Coefficientes de Cargas.

+X: 1.00      -X:1.00  
 +Y: 1.00      -Y:1.00

<b>Cargas de viento</b>		
Planta	Viento X (kN)	Viento Y (kN)
Cubierta2	33.001	42.617
Cubierta1	98.055	126.627
Primera	114.241	147.529
Baja	126.279	148.578
Sótano -1	0.000	0.000

Conforme al artículo 3.3.2., apartado 2 del Documento Básico AE, se ha considerado que las fuerzas de viento por planta, en cada dirección del análisis, actúan con una excentricidad de  $\pm 5\%$  de la dimensión máxima del edificio.

#### 14.2.3 Sismo.

Sin acción de sismo, al no ser de aplicación. NCSE-02.

#### 14.2.4 Hipótesis de carga.

Automáticas	Peso propio Cargas muertas Sobrecarga de uso Viento +X exc. + Viento +X exc. - Viento -X exc. + Viento -X exc. - Viento +Y exc. + Viento +Y exc. - Viento -Y exc. + Viento -Y exc. -
-------------	--

#### 14.2.5 Listado de cargas.

Cargas especiales introducidas (en kN, kN/m y kN/m<sup>2</sup>)

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
Cimentación	Peso propio	Lineal	10.72	(25.42,21.65) (25.42,22.85)
	Peso propio	Lineal	15.94	(21.75,22.85) (21.75,19.91)
	Peso propio	Lineal	22.56	(26.64,19.91) (26.64,22.85)
	Peso propio	Lineal	9.54	(-16.27,-7.40) (-15.07,-7.40)
	Peso propio	Lineal	15.62	(-15.07,-3.74) (-17.67,-3.74)
	Peso propio	Lineal	27.91	(-17.79,-7.30) (-17.79,-8.50)
	Peso propio	Lineal	27.90	(-14.95,-8.50) (-14.95,-7.30)
	Cargas muertas	Lineal	10.08	(25.42,21.65) (25.42,22.85)
	Cargas muertas	Lineal	7.90	(21.75,22.85) (21.75,19.91)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(26.64,19.91) (26.64,22.85)
	Cargas muertas	Lineal	9.13	(-16.27,-7.40) (-15.07,-7.40)
	Cargas muertas	Lineal	7.37	(-15.07,-3.74) (-17.67,-3.74)
	Cargas muertas	Lineal	12.08	(-17.79,-7.30) (-17.79,-8.50)
	Cargas muertas	Lineal	12.02	(-14.95,-8.50) (-14.95,-7.30)
	Sobrecarga de uso	Lineal	5.76	(25.42,21.65) (25.42,22.85)
	Sobrecarga de uso	Lineal	5.38	(21.75,22.85) (21.75,19.91)
	Sobrecarga de uso	Lineal	5.44	(26.64,19.91) (26.64,22.85)
	Sobrecarga de uso	Lineal	5.07	(-16.27,-7.40) (-15.07,-7.40)
	Sobrecarga de uso	Lineal	5.05	(-15.07,-3.74) (-17.67,-3.74)
	Sótano -1	Peso propio	Lineal	10.89
Peso propio		Lineal	7.83	(22.93,20.84) (22.93,19.64)
Peso propio		Lineal	14.92	(26.36,19.64) (26.36,22.60)
Peso propio		Lineal	26.40	(23.08,22.72) (21.88,22.72)
Peso propio		Lineal	25.91	(21.88,19.52) (23.08,19.52)
Peso propio		Lineal	27.99	(27.20,19.64) (27.20,22.58)
Peso propio		Lineal	8.06	(-15.07,-4.91) (-16.27,-4.91)
Peso propio		Lineal	11.58	(-16.47,-4.91) (-17.67,-4.91)
Peso propio		Lineal	18.58	(-17.67,-8.91) (-15.07,-8.91)
Peso propio		Lineal	25.13	(-15.07,-3.74) (-17.67,-3.74)

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-7.47,23.00) (-0.42,23.00)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-0.42,23.00) (7.08,23.00)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(7.08,23.00) (12.43,23.00)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(12.43,23.00) (19.43,23.00)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(19.38,23.00) (19.38,28.95)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(22.96,23.00) (27.11,23.00)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(22.96,19.49) (27.03,19.49)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-17.87,-0.15) (-17.87,2.60)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-17.87,2.60) (-17.87,7.37)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-17.87,7.37) (-17.87,11.50)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-17.87,11.50) (-17.87,15.63)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-17.87,15.63) (-17.87,19.45)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-17.87,19.45) (-17.87,20.85)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(-8.15,-3.78) (-8.15,7.39)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(0.23,7.39) (-8.10,7.39)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(0.20,7.35) (0.20,-3.75)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(0.17,-3.73) (-8.02,-3.73)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(-23.86,-10.59) (-19.35,-10.59)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(-13.08,-0.25) (-23.94,-0.25)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(-13.10,-0.24) (-13.10,-5.46)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(-13.22,-7.66) (-13.22,-15.74)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(-14.92,-3.72) (-17.87,-3.72)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(-17.91,-3.69) (-17.91,-8.27)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(-14.98,-5.59) (-14.98,-3.71)
	Cargas muertas	Lineal	10.26	(22.93,22.85) (22.93,21.65)
	Cargas muertas	Lineal	7.20	(22.93,20.84) (22.93,19.64)
	Cargas muertas	Lineal	8.01	(26.36,19.64) (26.36,22.60)
	Cargas muertas	Lineal	12.04	(23.08,22.72) (21.88,22.72)
	Cargas muertas	Lineal	11.59	(21.88,19.52) (23.08,19.52)
	Cargas muertas	Lineal	8.30	(27.20,19.64) (27.20,22.58)
	Cargas muertas	Lineal	7.72	(-15.07,-4.91) (-16.27,-4.91)
	Cargas muertas	Lineal	10.94	(-16.47,-4.91) (-17.67,-4.91)
	Cargas muertas	Lineal	9.64	(-17.67,-8.91) (-15.07,-8.91)
	Cargas muertas	Lineal	9.56	(-15.07,-3.74) (-17.67,-3.74)
	Sobrecarga de uso	Lineal	5.85	(22.93,22.85) (22.93,21.65)
	Sobrecarga de uso	Lineal	4.27	(22.93,20.84) (22.93,19.64)
	Sobrecarga de uso	Lineal	5.47	(26.36,19.64) (26.36,22.60)
	Sobrecarga de uso	Lineal	8.30	(23.08,22.72) (21.88,22.72)
	Sobrecarga de uso	Lineal	8.03	(21.88,19.52) (23.08,19.52)
	Sobrecarga de uso	Lineal	5.65	(27.20,19.64) (27.20,22.58)
	Sobrecarga de uso	Lineal	4.29	(-15.07,-4.91) (-16.27,-4.91)
	Sobrecarga de uso	Lineal	6.23	(-16.47,-4.91) (-17.67,-4.91)
	Sobrecarga de uso	Lineal	6.41	(-17.67,-8.91) (-15.07,-8.91)
	Sobrecarga de uso	Lineal	6.32	(-15.07,-3.74) (-17.67,-3.74)
	Sobrecarga de uso	Superficial	14.00	(19.27,28.72) (26.85,28.72) (26.85,22.98) (19.29,22.98)

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
Baja	Peso propio	Lineal	17.18	(9.27,-1.95) (9.27,-3.55)
	Peso propio	Lineal	26.94	(13.97,-3.55) (13.97,-0.30)
	Peso propio	Lineal	9.24	(23.76,22.58) (23.76,21.38)
	Peso propio	Lineal	8.61	(-19.61,19.79) (-19.61,20.99)
	Peso propio	Lineal	27.78	(-24.14,20.99) (-24.14,19.79)
	Peso propio	Lineal	26.89	(-24.02,19.66) (-22.82,19.66)
	Peso propio	Lineal	7.22	(22.45,20.99) (22.45,19.79)
	Peso propio	Lineal	28.41	(27.00,19.79) (27.00,20.99)
	Peso propio	Lineal	30.78	(27.00,21.55) (27.00,22.75)
	Peso propio	Lineal	12.60	(-17.67,-8.39) (-16.47,-8.39)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-15.27,7.37) (-15.27,15.63)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-15.22,7.37) (-7.65,7.37)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-7.67,7.40) (-7.67,15.61)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-15.22,15.63) (-7.65,15.63)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-0.34,15.63) (6.95,15.63)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-0.09,7.40) (-0.09,15.61)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-0.34,7.37) (6.95,7.37)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(6.96,7.40) (6.96,15.61)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-7.57,27.40) (-7.57,23.00)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-0.32,27.40) (-0.32,23.00)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(7.08,27.40) (7.08,23.00)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(14.43,27.40) (14.43,22.90)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(27.11,23.05) (27.11,28.90)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(14.43,27.45) (21.57,27.45)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(7.08,27.45) (14.43,27.45)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-0.27,27.45) (7.08,27.45)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-7.62,27.45) (-0.27,27.45)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-13.10,27.45) (-7.62,27.45)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-14.77,27.45) (-13.10,27.45)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(27.03,19.35) (27.03,21.98)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(27.03,15.63) (27.03,19.35)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(27.03,11.50) (27.03,15.63)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(27.03,7.37) (27.03,11.50)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(27.03,3.95) (27.03,7.37)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(26.98,-10.45) (26.98,-3.70)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-7.62,-10.72) (-0.32,-10.72)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-12.97,-10.72) (-7.62,-10.72)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-14.97,-10.65) (-12.97,-10.65)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-17.82,-10.72) (-15.77,-10.72)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-17.87,-10.52) (-17.87,-8.29)
Cargas muertas	Lineal	8.00	(-17.87,-6.80) (-17.87,-3.70)	
Cargas muertas	Lineal	8.00	(-17.87,-8.29) (-17.87,-6.80)	
Cargas muertas	Lineal	8.00	(-17.87,-3.70) (-17.87,-0.15)	
Cargas muertas	Lineal	8.00	(-17.87,-0.15) (-17.87,2.60)	
Cargas muertas	Lineal	8.00	(-17.87,3.60) (-17.87,7.37)	
Cargas muertas	Lineal	8.00	(-17.87,7.37) (-17.87,11.50)	

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-17.87,11.50) (-17.87,14.21)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-17.90,23.03) (-24.17,23.03)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(-15.28,22.89) (27.01,22.89)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(19.46,13.01) (7.33,11.49)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(-15.41,7.31) (-15.41,2.55)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(-15.52,2.50) (-0.23,2.50)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(7.05,2.47) (19.45,2.47)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(19.40,2.50) (19.40,20.57)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(19.40,20.58) (-15.45,20.58)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(-15.25,15.59) (-15.25,20.53)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(-15.00,-3.63) (-15.00,0.01)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(-14.97,0.01) (19.63,0.01)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(19.65,0.01) (25.46,0.01)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(25.41,-0.00) (27.02,-2.09)
	Cargas muertas	Lineal	12.54	(9.27,-1.95) (9.27,-3.55)
	Cargas muertas	Lineal	7.68	(13.97,-3.55) (13.97,-0.30)
	Cargas muertas	Lineal	8.02	(23.76,22.58) (23.76,21.38)
	Cargas muertas	Lineal	8.04	(-19.61,19.79) (-19.61,20.99)
	Cargas muertas	Lineal	16.56	(-24.14,20.99) (-24.14,19.79)
	Cargas muertas	Lineal	15.78	(-24.02,19.66) (-22.82,19.66)
	Cargas muertas	Lineal	6.75	(22.45,20.99) (22.45,19.79)
	Cargas muertas	Lineal	17.17	(27.00,19.79) (27.00,20.99)
	Cargas muertas	Lineal	17.07	(27.00,21.55) (27.00,22.75)
	Cargas muertas	Lineal	11.96	(-17.67,-8.39) (-16.47,-8.39)
	Cargas muertas	Superficial	3.50	(-24.17,14.21) (-24.22,14.21) (-24.22,12.83) (-24.17,12.83) (-19.62,12.83) (-19.62,14.21)
	Cargas muertas	Superficial	2.00	(6.80,-0.34) (6.80,-3.55) (9.14,-3.55) (9.14,-1.91) (6.89,-0.38)
	Cargas muertas	Superficial	2.00	(-18.47,21.56) (-23.96,21.56) (-23.96,22.75) (-18.51,22.75)
	Sobrecarga de uso	Lineal	8.33	(9.27,-1.95) (9.27,-3.55)
	Sobrecarga de uso	Lineal	5.91	(13.97,-3.55) (13.97,-0.30)
	Sobrecarga de uso	Lineal	5.19	(23.76,22.58) (23.76,21.38)
	Sobrecarga de uso	Lineal	4.64	(-19.61,19.79) (-19.61,20.99)
	Sobrecarga de uso	Lineal	9.69	(-24.14,20.99) (-24.14,19.79)
	Sobrecarga de uso	Lineal	9.19	(-24.02,19.66) (-22.82,19.66)
	Sobrecarga de uso	Lineal	3.88	(22.45,20.99) (22.45,19.79)
	Sobrecarga de uso	Lineal	10.02	(27.00,19.79) (27.00,20.99)
	Sobrecarga de uso	Lineal	9.96	(27.00,21.55) (27.00,22.75)
	Sobrecarga de uso	Lineal	6.75	(-17.67,-8.39) (-16.47,-8.39)
Primera	Peso propio	Lineal	14.60	(9.02,-0.30) (9.02,-1.90)
	Peso propio	Lineal	7.75	(-19.59,21.55) (-19.59,22.75)
	Peso propio	Lineal	7.38	(22.40,22.75) (22.40,21.55)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-24.35,29.43) (-14.77,29.43)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-14.77,29.40) (21.57,29.40)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(21.57,29.43) (27.23,29.43)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(27.23,23.05) (27.23,28.90)

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(27.03,19.35) (27.03,22.23)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(27.03,15.63) (27.03,19.35)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(27.03,11.50) (27.03,15.63)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(27.03,7.37) (27.03,11.50)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(27.03,7.37) (27.03,3.95)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(27.03,-3.70) (27.03,3.95)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(26.98,-10.50) (26.98,-3.70)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(26.94,-10.72) (21.56,-10.72)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(14.43,-10.52) (21.56,-10.52)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(7.08,-10.52) (14.43,-10.52)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-0.27,-10.52) (7.08,-10.52)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-7.62,-10.52) (-0.27,-10.52)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-14.97,-10.52) (-7.62,-10.52)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-17.87,-10.52) (-14.97,-10.52)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-24.17,-10.52) (-17.87,-10.52)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-24.17,-10.52) (-24.17,-3.70)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-24.17,-3.70) (-24.17,-0.15)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-24.17,-0.15) (-24.17,3.20)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-24.17,3.20) (-24.17,9.85)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-24.17,9.85) (-24.17,15.63)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-24.17,15.63) (-24.17,19.55)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-24.17,19.55) (-24.17,22.65)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-24.35,23.00) (-24.35,28.95)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-15.22,15.63) (-7.73,15.63)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-15.27,7.37) (-15.27,15.63)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-15.27,7.37) (-7.73,7.37)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-0.27,15.63) (7.00,15.63)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(7.00,15.63) (12.72,15.63)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(12.72,15.63) (19.33,15.63)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(12.72,7.37) (19.33,7.37)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(7.00,7.37) (12.72,7.37)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-0.27,7.37) (7.00,7.37)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-7.67,15.61) (-0.43,15.61)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-7.59,7.38) (-0.44,7.38)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(19.37,7.40) (19.37,15.43)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(-15.18,22.80) (19.43,22.80)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(19.51,20.50) (-15.46,20.50)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(-15.39,20.61) (-15.39,15.85)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(19.51,20.52) (19.51,15.69)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(-17.69,19.62) (-17.69,-3.65)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(-15.43,2.48) (19.50,2.48)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(-15.32,2.38) (-15.32,7.22)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(19.45,2.51) (19.45,7.25)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(21.83,17.30) (21.83,-3.67)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(-15.09,0.03) (19.61,0.03)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(-15.04,-0.13) (-15.04,-3.65)

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(19.64,-3.71) (19.64,0.03)
	Cargas muertas	Lineal	12.10	(9.02,-0.30) (9.02,-1.90)
	Cargas muertas	Lineal	7.25	(-19.59,21.55) (-19.59,22.75)
	Cargas muertas	Lineal	6.92	(22.40,22.75) (22.40,21.55)
	Sobrecarga de uso	Lineal	7.91	(9.02,-0.30) (9.02,-1.90)
	Sobrecarga de uso	Lineal	4.17	(-19.59,21.55) (-19.59,22.75)
	Sobrecarga de uso	Lineal	3.97	(22.40,22.75) (22.40,21.55)
	Sobrecarga de uso	Superficial	-4.00	(31.72,-0.46) (36.20,3.51) (35.73,4.07) (35.29,4.65) (34.88,5.26) (34.50,5.88) (27.03,3.65) (27.03,-2.77) (31.08,0.28)

### 14.3 Estados límite.

E.L.U. de rotura. Hormigón	CTE
E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones	Cota de nieve: Altitud inferior o igual a 1000 m
Tensiones sobre el terreno	Acciones características
Desplazamientos	

### 14.4 Situaciones de proyecto.

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Situaciones persistentes o transitorias.
  - Con coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

- Sin coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

- Situaciones sísmicas
  - Con coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{AE} A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

- Sin coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{AE} A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

Donde:

- G<sub>k</sub> Acción permanente
- P<sub>k</sub> Acción de pretensado
- Q<sub>k</sub> Acción variable
- A<sub>E</sub> Acción sísmica
- γ<sub>G</sub> Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes
- γ<sub>P</sub> Coeficiente parcial de seguridad de la acción de pretensado



- $\gamma_{Q,1}$  Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal
- $\gamma_{Q,i}$  Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento
- $\gamma_{AE}$  Coeficiente parcial de seguridad de la acción sísmica
- $\psi_{p,1}$  Coeficiente de combinación de la acción variable principal
- $\psi_{a,i}$  Coeficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento

- Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ ) y coeficientes de combinación ( $\psi$ ).

Para cada situación de proyecto y estado límite los coeficientes a utilizar serán:

- o E.L.U. de rotura. Hormigón: EHE-08

<b>Persistente o transitoria</b>				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )
Carga permanente (G)	1.000	1.350	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.500	1.000	0.700
Viento (Q)	0.000	1.500	1.000	0.600

<b>Sísmica</b>				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	0.300	0.300
Viento (Q)	0.000	1.000	0.000	0.000
Sismo (E)	-1.000	1.000	1.000	0.300 <sup>(1)</sup>

*Notas:*  
<sup>(1)</sup> Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.

- o E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones: EHE-08 / CTE DB-SE C

<b>Persistente o transitoria</b>				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )
Carga permanente (G)	1.000	1.600	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600	1.000	0.700
Viento (Q)	0.000	1.600	1.000	0.600

<b>Sísmica</b>				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	0.300	0.300
Viento (Q)	0.000	1.000	0.000	0.000
Sismo (E)	-1.000	1.000	1.000	0.300 <sup>(1)</sup>

<b>Sísmica</b>				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )
<i>Notas:</i>				
<i>(1) Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.</i>				

- o Tensiones sobre el terreno

<b>Característica</b>				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000
Viento (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000

<b>Sísmica</b>				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000
Viento (Q)				
Sismo (E)	-1.000	1.000	1.000	0.000

- o Desplazamientos

<b>Característica</b>				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000
Viento (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000

<b>Sísmica</b>				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000
Viento (Q)				
Sismo (E)	-1.000	1.000	1.000	0.000

- Combinaciones.
  - o Nombres de las hipótesis

PP          Peso propio

- CM Cargas muertas
- Qa Sobrecarga de uso
- V(+X exc.+) Viento +X exc.+
- V(+X exc.-) Viento +X exc.-
- V(-X exc.+) Viento -X exc.+
- V(-X exc.-) Viento -X exc.-
- V(+Y exc.+) Viento +Y exc.+
- V(+Y exc.-) Viento +Y exc.-
- V(-Y exc.+) Viento -Y exc.+
- V(-Y exc.-) Viento -Y exc.-

- E.L.U. de rotura. Hormigón

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)
1	1.00 0	1.00 0									
2	1.35 0	1.35 0									
3	1.00 0	1.00 0	1.50 0								
4	1.35 0	1.35 0	1.50 0								
5	1.00 0	1.00 0		1.500							
6	1.35 0	1.35 0		1.500							
7	1.00 0	1.00 0	1.05 0	1.500							
8	1.35 0	1.35 0	1.05 0	1.500							
9	1.00 0	1.00 0	1.50 0	0.900							
10	1.35 0	1.35 0	1.50 0	0.900							
11	1.00 0	1.00 0			1.500						
12	1.35 0	1.35 0			1.500						
13	1.00 0	1.00 0	1.05 0		1.500						
14	1.35 0	1.35 0	1.05 0		1.500						
15	1.00 0	1.00 0	1.50 0		0.900						
16	1.35 0	1.35 0	1.50 0		0.900						
17	1.00 0	1.00 0				1.500					
18	1.35 0	1.35 0				1.500					
19	1.00 0	1.00 0	1.05 0			1.500					
20	1.35 0	1.35 0	1.05 0			1.500					
21	1.00 0	1.00 0	1.50 0			0.900					
22	1.35 0	1.35 0	1.50 0			0.900					
23	1.00 0	1.00 0					1.500				

MEMORIA DE CALCULO DE ESTRUCTURAS. NUEVO CONSERVATORIO PROFESIONAL DE MÚSICA EN LA ANTIGUA UNIVERSIDAD LABORAL DE ZAMORA.

Comb .	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)
24	1.350	1.350					1.500				
25	1.000	1.000	1.050				1.500				
26	1.350	1.350	1.050				1.500				
27	1.000	1.000	1.500				0.900				
28	1.350	1.350	1.500				0.900				
29	1.000	1.000						1.500			
30	1.350	1.350						1.500			
31	1.000	1.000	1.050					1.500			
32	1.350	1.350	1.050					1.500			
33	1.000	1.000	1.500					0.900			
34	1.350	1.350	1.500					0.900			
35	1.000	1.000							1.500		
36	1.350	1.350							1.500		
37	1.000	1.000	1.050						1.500		
38	1.350	1.350	1.050						1.500		
39	1.000	1.000	1.500						0.900		
40	1.350	1.350	1.500						0.900		
41	1.000	1.000								1.500	
42	1.350	1.350								1.500	
43	1.000	1.000	1.050							1.500	
44	1.350	1.350	1.050							1.500	
45	1.000	1.000	1.500							0.900	
46	1.350	1.350	1.500							0.900	
47	1.000	1.000									1.500
48	1.350	1.350									1.500
49	1.000	1.000	1.050								1.500
50	1.350	1.350	1.050								1.500
51	1.000	1.000	1.500								0.900
52	1.350	1.350	1.500								0.900

- Desplazamientos

Comb .	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)
1	1.00 0	1.00 0									
2	1.00 0	1.00 0	1.00 0								
3	1.00 0	1.00 0		1.000							
4	1.00 0	1.00 0	1.00 0	1.000							
5	1.00 0	1.00 0			1.000						
6	1.00 0	1.00 0	1.00 0		1.000						
7	1.00 0	1.00 0				1.000					
8	1.00 0	1.00 0	1.00 0			1.000					
9	1.00 0	1.00 0					1.000				
10	1.00 0	1.00 0	1.00 0				1.000				
11	1.00 0	1.00 0						1.000			
12	1.00 0	1.00 0	1.00 0					1.000			
13	1.00 0	1.00 0							1.000		
14	1.00 0	1.00 0	1.00 0						1.000		
15	1.00 0	1.00 0								1.000	
16	1.00 0	1.00 0	1.00 0							1.000	
17	1.00 0	1.00 0									1.000
18	1.00 0	1.00 0	1.00 0								1.000

Datos geométricos de grupos y plantas.

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
5	Cubierta2	5	Cubierta2	1.98	12.48
4	Cubierta1	4	Cubierta1	4.29	10.50
3	Primera	3	Primera	4.73	6.21
2	Baja	2	Baja	5.27	1.48
1	Sótano -1	1	Sótano -1	4.61	-3.79
0	Cimentación				-8.40

#### 14.5 Datos geométricos de pilares, pantallas y muros.

- Pilares.

GI: grupo inicial

GF: grupo final

Ang: ángulo del pilar en grados sexagesimales

Datos de los pilares

Referencia	Coord(P.Fijo)	GI- GF	Vinculación exterior	Ang.	Punto fijo	Canto de apoyo
MET1	( 12.72, 7.37)	3-4	Sin vinculación exterior	0.0	Centro	
MET2	( 12.72, 15.63)	3-4	Sin vinculación exterior	0.0	Centro	
MET3	( 32.58, 0.87)	2-3	Sin vinculación exterior	0.0	Centro	
MET4	( 35.41, 3.35)	2-3	Sin vinculación exterior	0.0	Centro	
MET5	( 34.23, 5.12)	2-3	Sin vinculación exterior	0.0	Centro	
P1	(-24.32,-10.67)	2-5	Sin vinculación exterior	0.0	Esq. inf. izq.	
P2	(-18.02,-10.67)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Esq. inf. izq.	0.60
P3	(-14.97,-10.67)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad inferior	1.05
P4	( -7.62,-10.67)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad inferior	1.05
P5	( -0.12,-10.67)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Esq. inf. der.	1.05
P6	( 7.08,-10.45)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Mitad superior	1.05
P6A	( 6.93, -9.59)	2-3	Sin vinculación exterior	-3.1	Esq. inf. izq.	
P6B	( 7.08,-10.67)	3-5	Sin vinculación exterior	0.0	Mitad inferior	
P7	( 14.63,-10.45)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. der.	1.05
P7A	( 14.43, -9.99)	2-3	Sin vinculación exterior	-3.1	Mitad inferior	
P7B	( 14.43,-10.67)	3-5	Sin vinculación exterior	0.0	Mitad inferior	
P8	( 21.78,-10.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. izq.	0.85
P8a	( 21.98,-10.40)	2-3	Arranca sobre el pilar P8	-3.1	Mitad inferior	
P8b	( 21.98,-10.66)	3-5	Arranca sobre el pilar P8a	0.0	Mitad inferior	
P9	( 27.09,-10.66)	0-5	Con vinculación exterior	-3.1	Esq. inf. der.	0.85
P10	(-17.72, -6.80)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	0.60
P11	(-24.32, -3.70)	2-5	Sin vinculación exterior	0.0	Mitad izquierda	
P12	(-17.72, -3.70)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	0.80
P13	(-15.02, -3.70)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad izquierda	0.80
P14	( -7.77, -3.85)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Esq. inf. izq.	0.60
P15	( 6.75, -3.70)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad izquierda	0.80
P16	( 14.58, -3.55)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. der.	0.70
P17	( 19.23, -3.55)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. izq.	0.70
P17a	( 19.23, -3.55)	2-5	Arranca sobre el pilar P17	0.0	Esq. sup. der.	
P18	( 21.83, -3.70)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad izquierda	0.70
P19	( 27.18, -3.70)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	0.70
P20	(-24.32, -0.15)	2-5	Sin vinculación exterior	0.0	Mitad izquierda	
P21	(-17.72, -0.15)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	0.60
P22	(-14.82, 0.00)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. der.	1.20
P23	( -7.77, 0.00)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. izq.	1.20
P24	( 0.00, -0.00)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. der.	0.70
P25	( 7.41, 0.05)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. der.	1.20
P26	( 14.63, 2.45)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Esq. inf. der.	0.60
P26a	( 14.43, 2.45)	2-4	Arranca sobre el pilar P26	0.0	Mitad inferior	
P27	( 19.23, 2.75)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. izq.	0.60
P27a	( 19.53, 2.45)	2-5	Arranca sobre el pilar P27	0.0	Esq. inf. der.	
P28	( 21.83, 2.45)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Esq. inf. izq.	0.60
P29	( 27.18, 3.95)	2-5	Sin vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	
P30	(-24.32, 3.20)	2-5	Sin vinculación exterior	0.0	Mitad izquierda	
P31	(-17.72, 2.60)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	0.60
P32	(-17.72, 7.37)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	0.70
P33	(-15.42, 7.52)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. izq.	0.70
P34	( -7.25, 7.22)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Esq. inf. der.	0.80
P34a	( -7.40, 7.52)	2-4	Arranca sobre el pilar P34	0.0	Esq. sup. der.	

Referencia	Coord(P.Fijo)	GI- GF	Vinculación exterior	Ang.	Punto fijo	Canto de apoyo
P35	( 0.06, 7.22)	0-4	Con vinculación exterior	0.0	Esq. inf. der.	0.80
P36	( 7.35, 7.22)	0-4	Con vinculación exterior	0.0	Esq. inf. der.	0.80
P37	( 14.63, 7.52)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. der.	0.60
P38	( 19.13, 7.57)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. izq.	0.60
P39	( 21.83, 7.37)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad izquierda	0.60
P40	( 27.18, 7.37)	2-5	Sin vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	
P41	(-24.32, 9.85)	2-5	Sin vinculación exterior	0.0	Mitad izquierda	
P42	(-18.02, 11.50)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad izquierda	0.60
P43	( 14.64, 12.21)	0-3	Con vinculación exterior	5.6	Esq. inf. der.	0.60
P44	( 19.28, 11.65)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. izq.	0.60
P45	( 21.83, 11.50)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad izquierda	0.60
P46	( 27.18, 11.50)	2-5	Sin vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	
P47	(-24.32, 15.63)	2-5	Sin vinculación exterior	0.0	Mitad izquierda	
P48	(-17.55, 15.63)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	0.70
P48a	(-17.72, 15.63)	1-5	Arranca sobre el pilar P48	0.0	Mitad derecha	
P49	(-15.42, 15.48)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Esq. inf. izq.	0.70
P50	( -7.25, 15.78)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. der.	0.80
P50a	( -7.40, 15.48)	2-4	Arranca sobre el pilar P50	0.0	Esq. inf. der.	
P51	( 0.06, 15.78)	0-4	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. der.	0.80
P52	( 7.35, 15.78)	0-4	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. der.	0.80
P53	( 14.63, 15.78)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. der.	0.60
P54	( 19.13, 15.43)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Esq. inf. izq.	0.60
P55	( 21.83, 15.63)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad izquierda	0.60
P56	( 27.18, 15.63)	2-5	Sin vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	
P57	(-24.32, 19.55)	2-5	Sin vinculación exterior	0.0	Mitad izquierda	
P58	(-17.72, 19.70)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. der.	0.60
P59	( 14.48, 20.40)	0-4	Con vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	0.60
P60	( 19.23, 19.70)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. izq.	0.70
P61	( 21.83, 19.64)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. izq.	0.70
P62	( 27.18, 19.55)	2-5	Sin vinculación exterior	0.0	Esq. sup. der.	
P63	(-24.32, 22.85)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Esq. inf. izq.	0.00
P64	(-17.72, 22.85)	2-5	Sin vinculación exterior	0.0	Esq. inf. der.	
P65	(-15.42, 22.85)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Esq. inf. izq.	0.70
P66	( -7.82, 22.85)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Esq. inf. izq.	0.80
P67	( -0.07, 22.85)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Esq. inf. der.	0.80
P68	( 7.08, 22.85)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad inferior	0.70
P69	( 12.78, 23.15)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. der.	0.60
P70	( 19.23, 23.00)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad izquierda	0.60
P71	( 21.98, 22.85)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Mitad inferior	0.60
P72	( 26.88, 22.85)	2-5	Sin vinculación exterior	0.0	Esq. inf. izq.	
P73	(-24.32, 29.10)	0-5	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. izq.	0.00
P74	(-17.87, 28.95)	2-5	Sin vinculación exterior	0.0	Centro	
P75	(-15.42, 28.95)	2-5	Sin vinculación exterior	0.0	Mitad izquierda	
P76	( -7.62, 27.60)	2-5	Sin vinculación exterior	0.0	Mitad superior	
P77	( -0.27, 27.60)	2-5	Sin vinculación exterior	0.0	Mitad superior	
P78	( 7.08, 27.60)	2-5	Sin vinculación exterior	0.0	Mitad superior	
P79	( 14.43, 27.60)	2-5	Sin vinculación exterior	0.0	Mitad superior	
P80	( 21.98, 29.10)	2-5	Sin vinculación exterior	0.0	Mitad superior	
P81	( 27.18, 29.10)	2-5	Sin vinculación exterior	0.0	Esq. sup. der.	



- Pantallas.

- Las coordenadas de los vértices inicial y final son relativas al punto de inserción.
- Las dimensiones están expresadas en metros.
- Las coordenadas del punto de inserción son absolutas.

Geometría de las pantallas tipo usadas

Tipo pantalla	GI- GF	Lado	Vértices		Planta	Dimensiones Izquierda+Derecha=Total
			Inicial	Final		
PAN2	0-3	1	( 0.13, 0.00)	( 0.13, 1.75)	3	0.13+0.13=0.25
					2	0.13+0.13=0.25
					1	0.13+0.13=0.25
PAN1	0-3	1	(-0.10, 0.00)	(-0.10, 1.75)	3	0.10+0.10=0.20
					2	0.10+0.10=0.20
					1	0.10+0.10=0.20
PAN4	0-5	1	(-0.00, 0.13)	(-3.36, 0.13)	5	0.13+0.13=0.25
					4	0.13+0.13=0.25
					3	0.13+0.13=0.25
					2	0.13+0.13=0.25
					1	0.13+0.13=0.25
PAN3	0-5	1	(-0.00, -0.12)	(-3.36, -0.12)	5	0.13+0.13=0.25
					4	0.13+0.13=0.25
					3	0.13+0.13=0.25
					2	0.13+0.13=0.25
					1	0.13+0.13=0.25

Datos de las pantallas usadas en la obra

Referencia	Pantalla tipo	Ang.	Coord.pto.inserción	Vinculación exterior	Canto de apoyo
PAN2	PAN2	0.0	(-13.17,-7.45)	Con vinculación exterior	0.00
PAN1	PAN1	0.0	(-14.82,-7.45)	Con vinculación exterior	0.00
PAN4	PAN4	0.0	(-0.09,-1.00)	Con vinculación exterior	0.00
PAN3	PAN3	0.0	(-0.09,-3.60)	Con vinculación exterior	0.00

- Muros.

- Las coordenadas de los vértices inicial y final son absolutas.
- Las dimensiones están expresadas en metros.

Referencia	Tipo muro	GI- GF	Vértices		Planta	Dimensiones Izquierda+Derecha=Total
			Inicial	Final		
M3	Muro de hormigón armado	0-2	(-24.17, -3.70)	(-24.17, -0.15)	2 1	0.25+0.15=0.4 0.25+0.15=0.4
M4	Muro de hormigón armado	0-2	(-24.17,-10.52)	(-24.17, -3.70)	2 1	0.25+0.15=0.4 0.25+0.15=0.4
M6	Muro de hormigón armado	0-2	(-21.49,-15.42)	(-10.33,-16.00)	2 1	0.15+0.15=0.3 0.15+0.15=0.3
M7	Muro de hormigón armado	0-2	(-24.17,-15.20)	(-21.49,-15.42)	2 1	0.15+0.15=0.3 0.15+0.15=0.3
M8	Muro de hormigón armado	0-2	(-10.33,-16.00)	(-2.51,-16.46)	2 1	0.15+0.15=0.3 0.15+0.15=0.3
M9	Muro de hormigón armado	0-2	(-2.51,-16.46)	( 1.45,-16.67)	2 1	0.15+0.15=0.3 0.15+0.15=0.3

Referencia	Tipo muro	GI-GF	Vértices		Planta	Dimensiones Izquierda+Derecha=Total
			Inicial	Final		
M10	Muro de hormigón armado	0-2	( 1.45,-16.67)	( 14.45,-17.38)	2 1	0.15+0.15=0.3 0.15+0.15=0.3
M11	Muro de hormigón armado	0-2	( 14.45,-17.38)	( 27.03,-18.10)	2 1	0.15+0.15=0.3 0.15+0.15=0.3
M5	Muro de hormigón armado	0-2	( 27.03, -1.07)	( 27.03, 21.98)	2 1	0.15+0.15=0.3 0.15+0.15=0.3
M12	Muro de hormigón armado	2-3	( 7.08, -9.48)	( 21.56,-10.25)	3	0.125+0.125=0.25
M15	Muro de hormigón armado	2-3	( 26.98,-10.45)	( 26.98, -3.70)	3	0.125+0.125=0.25
M20	Muro de hormigón armado	2-3	(-24.35, 29.43)	(-14.77, 29.43)	3	0.125+0.125=0.25
M17	Muro de hormigón armado	2-3	(-14.77, 27.60)	(-14.77, 29.43)	3	0.125+0.125=0.25
M18	Muro de hormigón armado	0-3	( 27.11, 22.23)	( 27.11, 28.95)	3 2 1	0+0.25=0.25 0.25+0.25=0.5 0.25+0.25=0.5
M19	Muro de hormigón armado	2-3	( 21.57, 29.43)	( 27.23, 29.43)	3	0.125+0.125=0.25
M21	Muro de hormigón armado	2-3	( 21.57, 27.60)	( 21.57, 29.43)	3	0.125+0.125=0.25
M23	Muro de hormigón armado	0-2	(-23.61, 28.95)	(-14.77, 28.95)	2 1	0.15+0.15=0.3 0.15+0.15=0.3
M24	Muro de hormigón armado	0-2	(-14.77, 28.95)	( 21.57, 28.95)	2 1	0.15+0.15=0.3 0.15+0.25=0.4
M25	Muro de hormigón armado	0-2	( 21.57, 28.95)	( 27.11, 28.95)	2 1	0.15+0.15=0.3 0.15+0.25=0.4
M1	Muro de hormigón armado	2-3	( 27.23, 28.90)	( 27.23, 29.43)	3	0.125+0.125=0.25
M2	Muro de hormigón armado	0-2	(-24.17, -0.15)	(-24.17, 3.20)	2 1	0.25+0.15=0.4 0.25+0.15=0.4
M26	Muro de hormigón armado	0-2	(-24.17, 3.60)	(-24.17, 12.83)	2 1	0.25+0.15=0.4 0.25+0.15=0.4
M27	Muro de hormigón armado	0-2	(-24.17, 12.83)	(-24.17, 14.21)	2 1	0.25+0.15=0.4 0.25+0.15=0.4
M28	Muro de hormigón armado	0-2	(-24.17, 14.21)	(-24.17, 19.55)	2 1	0.25+0.15=0.4 0.25+0.15=0.4
M29	Muro de hormigón armado	0-2	(-24.17, 19.55)	(-24.17, 22.25)	2 1	0.25+0.15=0.4 0.25+0.15=0.4
M22	Muro de hormigón armado	0-2	(-24.17,-15.20)	(-24.17,-11.02)	2 1	0.25+0.15=0.4 0.25+0.15=0.4
M16	Muro de hormigón armado	0-3	(-24.35, 22.65)	(-24.35, 29.43)	3 2 1	0.15+0.15=0.3 0.15+0.15=0.3 0.15+0.15=0.3
M13	Muro de hormigón armado	1-2	(-24.00, 26.25)	(-21.34, 28.95)	2	0.15+0.15=0.3
M30	Muro de hormigón armado	2-3	( 22.41,-10.29)	( 26.89,-10.53)	3	0.125+0.125=0.25
M31	Muro de hormigón armado	1-2	( 27.41, 3.08)	( 34.61, 5.24)	2	0.125+0.125=0.25
M32	Muro de hormigón armado	1-2	( 34.61, 5.24)	( 35.70, 3.60)	2	0.125+0.125=0.25
M14	Muro de hormigón armado	1-2	( 30.91, -0.60)	( 35.70, 3.60)	2	0.125+0.125=0.25

**14.6 Dimensiones, coeficientes de empotramiento y coeficientes de pandeo para cada planta.**

<b>P1, P11</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	30x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	30x30	1.00	0.50	1.00	1.00	2.00

<b>P20, P30, P41, P47, P57, P74, P75, P17a, P27a</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	30x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P63</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	30x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	30x30	1.00	0.30	1.00	1.00	2.00
2	30x30	0.30	0.30	1.00	1.00	2.00
1	30x30	0.30	0.30	1.00	1.00	2.00

<b>P2, P3, P18, P21, P28, P39, P45, P55</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	30x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P4</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	30x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	50x35	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P5</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	30x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	50x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	60x35	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P6, P7, P8</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
2	40x50	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
1	40x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P9</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	30x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P6A</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
3	30x25	0.30	1.00	0.00	0.00	2.00

<b>P6B, P7B, P8b</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	30x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P7A, P8a</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
3	30x25	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00

P10						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
2	30x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
1	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

P12, P13						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	35x25	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	35x25	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	35x25	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	40x25	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	40x25	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

P14						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	30x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	45x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

P15						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	65x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	65x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	65x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	65x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	65x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

P16						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	30x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	65x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	65x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P17, P27</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
2	50x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	50x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P22</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	30x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P23</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	40x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	45x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	50x35	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	50x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P24</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	55x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	55x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	55x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	55x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	55x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P25</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	50x25	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	50x25	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	60x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	60x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	60x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P31</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	30x40	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	30x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	30x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P26, P37, P53</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
2	65x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	65x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P26a</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
4	35x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
3	35x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P29, P40, P46, P56, P62, P72, P81</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	30x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P32</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	30x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	30x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	30x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00



<b>P33</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	30x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	50x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	60x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P38, P54</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	40x50	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	40x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	40x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	60x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	60x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P42</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	25x40	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	25x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	25x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	25x60	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	25x60	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P43</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
3	65x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
2	65x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	65x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P48</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
1	60x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P48a</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	30x35	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	30x35	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	30x35	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	30x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P49</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	40x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	45x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	50x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P58</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	30x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	30x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	40x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P64</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	25x40	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	25x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	25x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P66</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	40x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	55x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	70x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	70x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P67</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	40x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	50x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	70x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	70x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P68</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	40x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	50x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	70x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	80x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P59</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
4	35x35	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
3	35x35	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	35x60	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	35x65	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P69</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	40x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	50x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	60x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	60x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P70</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	40x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	40x70	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	40x70	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P76, P77, P78, P79</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	30x40	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P80</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	40x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P60</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	30x35	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	30x35	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	35x35	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	35x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	35x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P61</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	40x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	60x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	60x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P71</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	40x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	40x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	50x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	60x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P34, P50</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
2	80x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	80x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P34a, P50a</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
4	60x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
3	65x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P35, P51</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
4	60x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
3	65x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	80x35	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	80x35	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P36, P52</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
4	70x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
3	70x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	80x35	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	80x35	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>MET1, MET2</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
4	2xUPN 140([])	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P19</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	30x40	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P19</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
1	30x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P73</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	30x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	30x30	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P65</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	35x35	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	35x35	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	35x35	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	40x60	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	40x80	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>P44</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
5	25x35	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
4	25x35	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	25x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	45x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	45x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

<b>MET3, MET4, MET5</b>						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
3	O-200x8	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

14.7 Zapatas.

Referencias	Datos de cálculo
M14	Zapata corrida Vuelo a la izquierda: 90.0 cm Vuelo a la derecha: 0.0 cm No se considera la interacción
M31	Zapata corrida Vuelo a la izquierda: 0.0 cm Vuelo a la derecha: 65.0 cm No se considera la interacción
P2	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 180.0 cm Ancho zapata Y: 200.0 cm No se considera la interacción
P3	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 310.0 cm Ancho zapata Y: 310.0 cm No se considera la interacción
P4	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 310.0 cm Ancho zapata Y: 310.0 cm No se considera la interacción
P5	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 310.0 cm Ancho zapata Y: 310.0 cm No se considera la interacción
P6	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 310.0 cm Ancho zapata Y: 310.0 cm No se considera la interacción
P7	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 310.0 cm Ancho zapata Y: 310.0 cm No se considera la interacción
P8	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 230.0 cm Ancho zapata Y: 320.0 cm No se considera la interacción
P9	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 160.0 cm Ancho zapata Y: 320.0 cm No se considera la interacción
P10	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 120.0 cm Ancho zapata Y: 160.0 cm No se considera la interacción
P12-P13	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 470.0 cm Ancho zapata Y: 140.0 cm No se considera la interacción
P14	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 220.0 cm Ancho zapata Y: 220.0 cm No se considera la interacción



Referencias	Datos de cálculo
P15	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 320.0 cm Ancho zapata Y: 250.0 cm No se considera la interacción
P16	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 300.0 cm Ancho zapata Y: 280.0 cm No se considera la interacción
P17-P18	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 460.0 cm Ancho zapata Y: 200.0 cm No se considera la interacción
P19	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 120.0 cm Ancho zapata Y: 230.0 cm No se considera la interacción
P21	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 150.0 cm Ancho zapata Y: 180.0 cm No se considera la interacción
P22	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 340.0 cm Ancho zapata Y: 340.0 cm No se considera la interacción
P23	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 340.0 cm Ancho zapata Y: 340.0 cm No se considera la interacción
P24-PAN4-PAN3	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 440.0 cm Ancho zapata Y: 480.0 cm No se considera la interacción
P25	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 340.0 cm Ancho zapata Y: 340.0 cm No se considera la interacción
P26	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 280.0 cm Ancho zapata Y: 240.0 cm No se considera la interacción
P27-P28	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 450.0 cm Ancho zapata Y: 190.0 cm No se considera la interacción
P31	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 180.0 cm Ancho zapata Y: 200.0 cm No se considera la interacción
P32-P33	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 500.0 cm Ancho zapata Y: 210.0 cm No se considera la interacción
P34	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 350.0 cm Ancho zapata Y: 300.0 cm No se considera la interacción

Referencias	Datos de cálculo
P35	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 350.0 cm Ancho zapata Y: 300.0 cm No se considera la interacción
P36	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 350.0 cm Ancho zapata Y: 300.0 cm No se considera la interacción
P37	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 200.0 cm Ancho zapata Y: 180.0 cm No se considera la interacción
P38-P39	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 450.0 cm Ancho zapata Y: 180.0 cm No se considera la interacción
P42	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 220.0 cm Ancho zapata Y: 220.0 cm No se considera la interacción
P43	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 220.0 cm Ancho zapata Y: 200.0 cm No se considera la interacción
P45-P44	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 400.0 cm Ancho zapata Y: 150.0 cm No se considera la interacción
P48-P49	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 470.0 cm Ancho zapata Y: 200.0 cm No se considera la interacción
P50	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 350.0 cm Ancho zapata Y: 300.0 cm No se considera la interacción
P51	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 350.0 cm Ancho zapata Y: 300.0 cm No se considera la interacción
P52	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 350.0 cm Ancho zapata Y: 300.0 cm No se considera la interacción
P53	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 200.0 cm Ancho zapata Y: 180.0 cm No se considera la interacción
P55-P54	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 440.0 cm Ancho zapata Y: 180.0 cm No se considera la interacción
P58	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 220.0 cm Ancho zapata Y: 220.0 cm No se considera la interacción

Referencias	Datos de cálculo
P59	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 250.0 cm Ancho zapata Y: 210.0 cm No se considera la interacción
P60-P61	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 400.0 cm Ancho zapata Y: 150.0 cm No se considera la interacción
P65	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 260.0 cm Ancho zapata Y: 300.0 cm No se considera la interacción
P66	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 300.0 cm Ancho zapata Y: 300.0 cm No se considera la interacción
P67	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 300.0 cm Ancho zapata Y: 300.0 cm No se considera la interacción
P68	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 310.0 cm Ancho zapata Y: 260.0 cm No se considera la interacción
P69	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 260.0 cm Ancho zapata Y: 230.0 cm No se considera la interacción
P70-P71	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 450.0 cm Ancho zapata Y: 200.0 cm No se considera la interacción
PAN2-PAN1	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 310.0 cm Ancho zapata Y: 275.0 cm No se considera la interacción

-Tensión admisible en situaciones persistentes: 0.392 MPa

-Tensión admisible en situaciones accidentales: 0.589 MPa

#### 14.8 Materiales utilizados.

- Hormigones

Elemento	Hormigón	$f_{ck}$ (MPa)	$\gamma_c$	Árido		$E_c$ (MPa)
				Naturaleza	Tamaño máximo (mm)	
Todos	HA-30	30	1.50	Cuarcita	15	28577

- Aceros por elemento y posición
  - Aceros en barras

Elemento	Acero	$f_{yk}$ (MPa)	$\gamma_s$
Todos	B 500 S	500	1.00 a 1.15

- Aceros en perfiles

Tipo de acero para perfiles	Acero	Límite elástico (MPa)	Módulo de elasticidad (GPa)
Acero conformado	S235	235	210
Acero laminado	S275	275	210
Acero de pernos	B 500 S, $\gamma_s = 1.15$ (corrugado)	500	206

- Muros de fábrica

Con rigidez a cortante

Módulo de cortadura (G): 400 MPa

Módulo de elasticidad (E): 1000 MPa

Peso específico: 15.0 kN/m<sup>3</sup>

Tensión de cálculo en compresión: 2.00 MPa

Tensión de cálculo en tracción: 0.20 MPa