



Escuela
Universitaria
Ingeniería
Técnica
Industrial
ZARAGOZA

PROYECTO FIN DE CARRERA

Diseño y cálculo de una plaza de toros con cubierta,
de estructura mixta hormigón-acero.

Realizado por:

Rubén Pérez Preciado

Dirigido por:

Dr. Luis Gracia Villa

TOMO 1/2 (MEMORIA)

Ingeniería Técnica Industrial, especialidad Mecánica

Departamento de Ingeniería Mecánica

Área de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras

Escuela Universitaria de Ingeniería Técnica Industrial, Universidad de Zaragoza

Zaragoza, Febrero de 2013

<u>MEMORIA</u>	4
I.- Objeto del proyecto	5
II.- Necesidades del proyecto.....	5
III.- Descripción de la parcela.....	5
IV.- Descripción del proyecto	5
V.- Construcción y materiales	8
VI.- Accesibilidad	11
VII.- Acciones en la edificación.....	11
VIII.- Cumplimiento del documento básico db su del cte	11
IX.- Cumplimiento del documento básico db si del cte.....	11
X.- Presupuesto	11
XI.- Normativa aplicada.....	12
<u>ANEXO I. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS</u>	14
1.- Introducción.....	15
2.- Acciones.....	17
2.1.- Acciones en la estructura metálica.....	17
2.2.- Acciones en la estructura de hormigón.....	18
3.- Combinación de acciones	20
3.1.- Combinación de acciones estructura metálica (DB SE).....	20
3.2.- Combinación de acciones estructura de hormigón (EHE).....	21
4.- Minoración de materiales	23
4.1.- Resistencia de cálculo estructura metálica (DB SE-A)	23
4.2.- Resistencia de cálculo estructura de hormigón (EHE) ·	23
5.- Durabilidad	24
6.- Cálculo	25
6.1.- Cálculo de la estructura metálica	25
6.1.1.- Cálculo de barras	25
6.1.2.- Cálculo de uniones.....	28
Cálculo de la placa atornillada.....	28
Cálculo de la placa de anclaje.....	30
6.2.- Cálculo de la estructura de hormigón.....	31
6.2.1.- Introducción.....	31
6.2.2.- Cálculo de la armadura longitudinal.....	32
Cuantías mínimas.....	34
Anclaje barras.....	35
6.2.3.- Cálculo de la armadura transversal.....	36
Cuantías mínimas.....	37
6.2.4.- Cálculo de ménsulas	38
6.2.5.- Comprobación de la estructura a pandeo.....	41
6.2.6.- Comprobación Estado Límite de fisuración	44
6.2.7.- Comprobación Estado Límite de deformación.....	47
6.3.- Cálculo de la estructura de cimentación	49
6.4.- Cálculo de la estructura de hormigón prefabricado.....	52

<u>ANEXO II.</u> CÁLCULO DE ELEMENTOS DE CUBIERTA.....	53
<u>ANEXO III.</u> CÁLCULO DE ELEMENTOS DE UNIÓN.....	60
<u>ANEXO IV.</u> CÁLCULO DE PILARES.....	65
<u>ANEXO V.</u> CÁLCULO DE CIMENTACIÓN.....	90
<u>ANEXO VI.</u> CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN PREFABRICADO.....	96
<u>ANEXO VII.</u> CUMPLIMIENTO DEL DOCUMENTO BÁSICO DB SU DEL CTE.....	101
<u>ANEXO VIII.</u> CUMPLIMIENTO DEL DOCUMENTO BÁSICO DB SI DEL CTE.....	104
<u>PLIEGO DE CONDICIONES</u>	108
<u>ESTUDIO BÁSICO DE SEGURIDAD Y SALUD</u>	138
<u>PRESUPUESTO</u>	149

MEMORIA

I.- OBJETO DEL PROYECTO

El objeto del presente Proyecto Fin de Carrera es el diseño y cálculo estructural de una plaza de toros con cubierta metálica para el graderío.

Siendo el principal objetivo el cálculo estructural completo, se trata de asemejarlo lo más posible a un proyecto real desarrollando planos arquitectónicos del edificio, con pliego de condiciones, estudios de seguridad y salud, y dotándolo de presupuesto.

II.- NECESIDADES DEL PROYECTO

El edificio tendrá una capacidad aproximada de 3424 espectadores. Estará diseñado para poder desarrollar eventos taurinos: corridas de toros, novilladas y espectáculos de rejoneo.

III.- DESCRIPCIÓN DE LA PARCELA

La parcela en la que se ubicará la plaza de toros se encuentra en Alfaro (La Rioja), comunicada directamente con Avenida de Zaragoza y Avenida del Burgo. Los accesos están ya realizados, y la parcela explanada.

IV.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El recinto está situado en la entrada a Alfaro, colindante a dos de las calles principales (Avenida de Zaragoza y Avenida del Burgo Viejo). Para acceder a la parcela, tendrá habilitada una acera en todo el perímetro colindante con dichas calles y dos entradas para vehículos, una para entrar al parking de público, de 135 plazas; la otra entrada servirá para el acceso de camiones de ganado, así como para el transporte de los propios toreros y sus cuadrillas.

La planta baja se encuentra dividida principalmente en cuatro zonas: el espacio destinado a la acogida del público general contará con dos restaurantes, además de un amplio recibidor y unas taquillas; existirá otra zona bien diferenciada para las cuadrillas, con vestuarios, capilla y patio de caballos; por otro lado, se ubicará la enfermería y un cuarto con las instalaciones; y para terminar, habrá un cuarto de mantenimiento y todo lo relativo al ganado, con una zona de chiqueros (interior) y corrales (exterior), dotada de una plataforma superior desde la cual el operario podrá proceder a la apertura de puertas de todas y cada una de las estancias del ganado sin riesgo alguno. El acceso a la primera planta será desde las escaleras exteriores situadas alrededor de la plaza. Esta primera planta funcionará como distribuidor de público hacia su asiento, y contará con aseos cada dos vomitorios y un pequeño puesto de venta de comida y bebida por cada vomitorio. Desde esta primera planta se habilitan otras escaleras de acceso a los graderíos, con capacidad para 3424 espectadores, por medio de ocho vomitorios. Para los espectadores en silla de ruedas se dispone de un ascensor situado en la planta baja (además de unos aseos), por el cual acceden directamente a los graderíos.

Cuadro de superficies: Planta baja.

ZONA PUBLICO	Superficie
Restaurante Principal	465,20 m2
Cocina Restaurante Principal	43,31 m2
Sala Frigorífica Restaurante Principal	10,96 m2
Dispensa Restaurante Principal	10,86 m2
Aseos Señoras Zona Público	48,74 m2
Aseos Caballeros Zona Público	48,74 m2
Recepción	955,63 m2
Taquillas	83,48 m2
Restaurante Secundario	157,28 m2
Cocina Restaurante Secundario	20,42 m2
Sala Frigorífica Restaurante Secundario	7,58 m2
Dispensa Restaurante Secundario	8,87 m2
Aseos Minusválidos	41,39 m2
Cuarto Mantenimiento Ascensor	9,09 m2
ZONA TOREROS	Superficie
Patio de Caballos	87,18 m2
Desolladero y Acceso a Plaza	277,59 m2
Vestuario 1	102,69 m2
Capilla	103,24 m2
Vestuario 2	103,24 m2
Vestuario 3	102,69 m2
Pasillo Vestuarios	224,08 m2
ZONA ENFERMERÍA E INSTALACIONES	Superficie
Acceso al Ruedo de Enfermería	158,67 m2
Sala de Reconocimiento y Curas	48,19 m2
Quirófano	42,72 m2
Sala de Esterilización y Lavado	42,97 m2
Sala de Recuperación y Adaptación al Medio	38,72 m2
Aseo Sala de Recuperación	9,45 m2
Aseos Enfermería	20,50 m2
Sala Generador	25,56 m2
Pasillo Enfermería e Instalaciones	124,17 m2
Cuarto de Instalaciones	131,17 m2
ZONA MANTENIMIENTO Y GANADO	Superficie
Cuarto de Mantenimiento	333,71 m2
Acceso Ganado	43,11 m2
Corral Ganado Bravo 1	70,04 m2
Corral Ganado Bravo 2	66,69 m2
Corral Ganado Manso	19,83 m2
Chiqueros (8)	48,00 m2
Acceso de Toriles al Ruedo	35,14 m2
ZONA RUEDO	Superficie
Callejón	372,39 m2
Ruedo	1963,50 m2

Cuadro de superficies: Primera Planta

ZONA VOMITORIOS 1-5	Superficie
Pasillo de Distribución	540,04 m ²
Aseos Señoras Vomitorio 2	36,07 m ²
Aseos Caballeros Vomitorio 2	22,74 m ²
Aseos Señoras Vomitorio 4	36,07 m ²
Aseos Caballeros Vomitorio 4	22,74 m ²
Puesto de venta 1	49,40 m ²
Puesto de venta 2	36,07 m ²
Puesto de venta 3	49,40 m ²
Puesto de venta 4	36,07 m ²
Puesto de venta 5	35,94 m ²
Cuarto Mantenimiento Ascensor	8,88 m ²
ZONA VOMITORIOS 1-5	Superficie
Pasillo de Distribución	283,21 m ²
Aseos Señoras Vomitorio 6	36,07 m ²
Aseos Caballeros Vomitorio 6	19,94 m ²
Aseos Señoras Vomitorio 8	36,02 m ²
Aseos Caballeros Vomitorio 8	18,50 m ²
Puesto de venta 6	36,07 m ²
Puesto de venta 7	36,07 m ²
Puesto de venta 8	36,07 m ²
ZONA CHIQUEROS	Superficie
Rellano Chiqueros	37,25 m ²
Plataforma	41,39 m ²

Cuadro de superficies: Planta Graderíos

ZONA GRADERÍOS	Superficie	Capacidad
Graderíos Inferiores	1379,42 m ²	1544 personas
Pasillo central	630,52 m ²	NA
Graderíos Superiores	1590,29 m ²	1880 personas
TOTAL	3600,23 m²	3424 personas

Total superficie útil/construida

ÁREA	Superficie útil	Superficie construida
Planta Baja	6506,79 m ²	7231,03 m ²
Planta Primera	1454,01 m ²	1954,01 m ²
Planta Graderíos	3600,23 m ²	4015,33 m ²
Cubierta	NA	4507,48 m ²

V.- CONSTRUCCIÓN Y MATERIALES

Los sistemas constructivos y características más importantes son:

URBANIZACIÓN EXTERIOR

La urbanización exterior se corresponde con lo explicado en el apartado IV “Descripción del proyecto”

CIMENTACIÓN

Considerando un terreno con una presión admisible de 2 kg/cm² se adopta el sistema de cimentación por zapatas y vigas de atado, realizado con hormigón HA 25 y acero B500S.

Se trata de zapatas aisladas en la medida de lo posible, y 32 de ellas, que debido a su proximidad, se opta por zapatas combinadas. Están dispuestas radialmente respecto del centro de la plaza.

Bajo los elementos de cimentación se extenderá una capa de 10 cm de hormigón de limpieza.

Las soleras de 15 cm de espesor, se proyectan con una capa de zahorras de 15 cm de espesor sobre la que se dispone la capa de hormigón armado HA25 con mallazo de reparto; acabado fratasado.

ESTRUCTURA

Se tiene la estructura metálica de cubierta, y la estructura de hormigón armado compuesta por los forjados y la estructura del graderío

1.- Estructura de cubierta:

La altura de arranque de los pilares de cubierta es de 12,2 metros, iniciando la cubierta a 17,8 metros, y siendo su altura de cumbre de 21,7 metros, protegiendo todo el anillo de graderíos y dejando libre el ruedo.

Se resuelve la cubierta mediante módulos repetidos, dispuestos radialmente en torno al centro de la plaza.

Los módulos, de 20,5 metros de luz cada uno, se disponen a lo largo del perímetro de la plaza, uniformemente, colocando uno cada 15 grados. Los dos largueros principales de cada módulo (300x400x15), están unidos al pilar metálico de la cubierta mediante dos placas atornilladas (doce tornillos diámetro 24, 8.8).

Este pilar metálico, será de una geometría no genérica, disponiendo de dos placas paralelas de 30 mm de espesor, situadas a una distancia de 500 mm entre sus extremos, que estarán unidas por otras dos placas paralelas de 15 mm de espesor, situadas a 50 mm de los extremos.

Además, cada módulo dispone de diez tubos 80x80x8 distribuidos uniformemente en forma de celosía y uniendo los dos largueros principales para darle más rigidez.

Para unir los módulos entre sí, se utilizan siete correas 300x400x15 entre los largueros superiores, que posteriormente servirán como sujeción de los paneles sándwich que formarán la cubierta. Además, en el extremo contrario al pilar de la cubierta, se dispondrá una correa con tubo 300x400x15 uniendo los largueros inferiores, que, junto a la correa que une los largueros superiores, serán el soporte de una segunda celosía perimetral con cuatro tubos 80x80x8.

Las uniones de los tubos se realizan con soldadura a tope salvo las explicadas anteriormente.

El material utilizado en los tubos es el S275.

La unión de la estructura de cubierta con la estructura de hormigón se realiza mediante placas de anclaje con ocho pernos diámetro 20 mm uniendo los pilares de cubierta y pilares de hormigón.

2.- Estructura de hormigón:

Distribuidos radialmente por la plaza de toros 3 círculos de pilares, los dos más exteriores servirán como sustento del forjado de la primera planta, mientras que todos ellos ayudarán con el peso de los graderíos.

El forjado de primera planta, de 7,7 metros de luz, está formado por placas alveolares de un metro de anchura y 30 cm de canto más 5 cm de capa de compresión. Estas placas se apoyan sobre jácenas JP8025 (PRAINSA), de 80 cm de ancho y 60 cm de alto. A su vez, las jácenas van apoyadas sobre dos ménsulas del ancho de cada pilar, con una altura total de 50 cm y sobresaliendo 25 cm del pilar.

Por otro lado, el forjado sobre chiqueros, con una luz máxima de 7,8 metros, se realizará con seis placas alveolares de un metro de ancho y 30 cm de canto más 5 cm de capa de compresión. Todo ello apoyado sobre dos muros en los extremos más los dos muros de salida de toriles.

Los graderíos, están formados por dos portagradas prefabricados cada quince grados, situado uno a continuación del otro, sobre los que se apoyaran las gradas prefabricadas, con 1,3 metros de anchura útil cada una. En la unión de los dos portagradas, se situará una grada prefabricada de 2,7 metros de anchura útil, que servirá como pasillo.

El portagradas inferior se sustenta en el los dos pilares más interiores, y el superior en el pilar intermedio y en una segunda ménsula del pilar exterior (mismas dimensiones), por lo cual el pilar intermedio servirá de apoyo para los dos portagradas.

A la altura de todos los vomitorios, se sitúan dos portagradas superiores más, apoyados en 4 pilares.

Los materiales utilizados en la realización de vigas y pilares son hormigón HA 25 y acero B500S.

CERRAMIENTO

El cerramiento de cubierta se solventa en la parte superior con panel sándwich de 6 cm, anclado a las correas, y en el lateral, con policarbonato de 12 mm anclado en dos bastidores que irán soldados a los pilares de la cubierta. El policarbonato es translúcido para permitir el paso de luz hacia los graderíos.

Las fachadas están formadas por bloques prefabricados de hormigón de 20 cm, con un revestimiento de mortero monocapa en el exterior, y enlucido de yeso en el interior.

La separación interior mediante tabicón de ladrillo doble hueco de 10cm, incluido revestimiento.

CARPINTERÍA

Carpintería exterior de aluminio lacado. Se colocará mediante premarco de aluminio anodizado. Las ventanas llevarán un doble cristal con cámara interior.

Carpintería interior con premarco para encarcelar en obra y hojas de madera barnizadas; herrajes y manillas cromadas.

BARANDILLAS

Estarán formadas por tubos de acero; un tubo circular superior de 50 mm, y cuatro tubos de 20 mm, separados 20 cm entre ellos, protegiendo los huecos con cristal.

REVESTIMIENTO DE PAREDES Y TECHOS

Enfoscado de cemento y enlucido de yeso blanco en paramentos verticales hasta el falso techo de las salas.

Baños alicatados con baldosa cerámica de gres colocada con cemento cola sobre mortero de cemento.

PINTURA

Se darán dos manos de pintura plástica en las paredes.

PAVIMENTO

El revestimiento de suelos interiores (zona de restaurantes, enfermería, taquillas, vestuarios, aseos,...) se resolverá mediante pavimento de gres colocado mediante cemento cola sobre capa de mortero con rodapié del mismo tipo.

VI.- ACCESIBILIDAD

La plaza de toros ha sido diseñada para el fácil acceso de los usuarios en silla de ruedas. Para ello se dispone de rampa de acceso a la planta baja de la plaza atendiendo a las necesidades y exigencias expuestas en diferentes normativas como el DB SU del CTE. Así mismo, se reserva una zona en graderíos para este tipo de público, a la que podrán acceder mediante ascensor.

Los aseos para minusválidos estarán situados en la planta baja, justo al lado del ascensor para evitar largos desplazamientos.

VII.- ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN

Para el cálculo de las acciones actuantes sobre la plaza de toros se han seguido las especificaciones al respecto que contiene el DB SE-AE del CTE y consta como Anexo I a esta memoria.

Así también, en dicho Anexo se detalla el cálculo y cumplimiento del DB SE-A del CTE para la estructura de acero y de la EHE para la estructura de hormigón.

VIII.- CUMPLIMIENTO DEL DOCUMENTO BÁSICO DB SU DEL CTE

La justificación del cumplimiento de esta norma sobre la seguridad de utilización del edificio se expresa como Anexo VII a esta memoria.

IX.- CUMPLIMIENTO DEL DOCUMENTO BÁSICO DB SI DEL CTE

La justificación y cálculos correspondientes al cumplimiento de esta norma sobre seguridad en caso de incendio en el edificio se expresan como Anexo VIII a esta memoria.

X.- PRESUPUESTO

El presupuesto de la obra asciende a 4.245.412,70 €

XI.- NORMATIVA APLICADA

- EHE. “Instrucción de hormigón estructural”.
- DB SE. Documento Básico Seguridad Estructural del CTE.
- DB SE-AE. Documento Básico Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación del CTE.
- DB SE-A. Documento Básico Seguridad Estructural. Acero del CTE.
- DB SU. Documento Básico Seguridad de Utilización del CTE.
- DB SI. Documento Básico Seguridad en caso de Incendio del CTE.
- Real Decreto 145/96, de 2 de Febrero, por el que se modifica y da nueva redacción al Reglamento de Espectáculos Taurinos (BOE núm. 54, de 2 de Marzo).

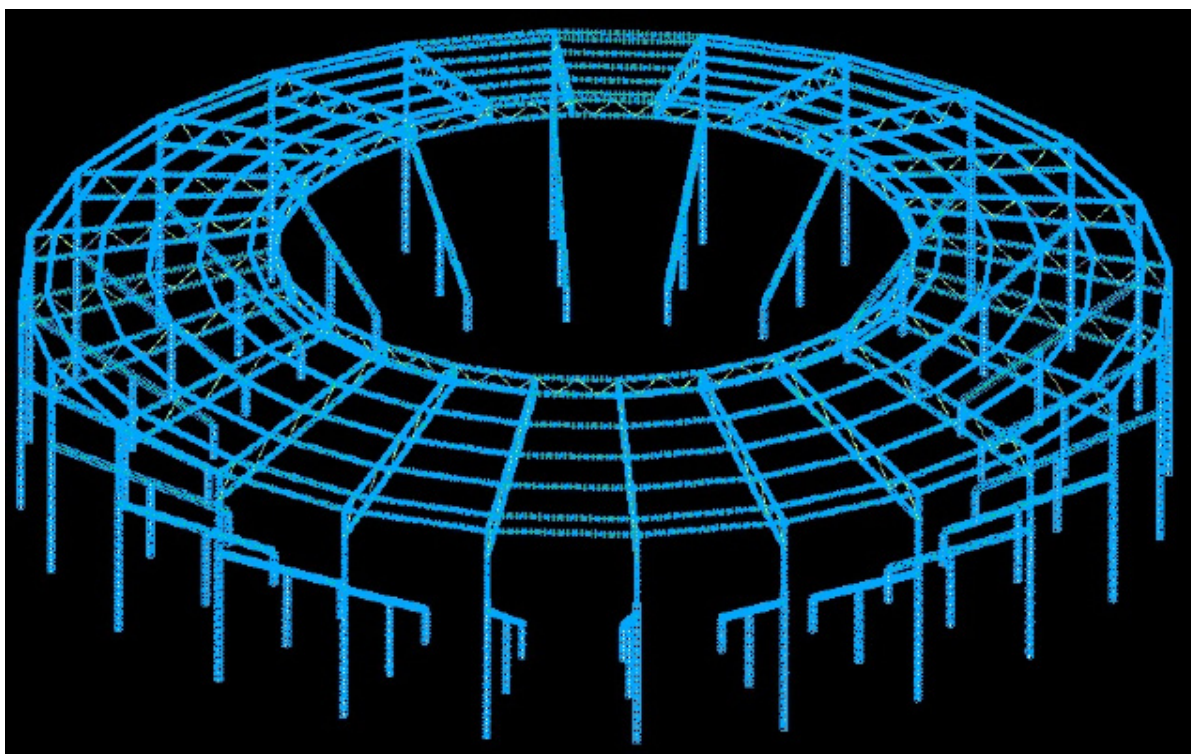
ANEXOS

ANEXO I.
CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

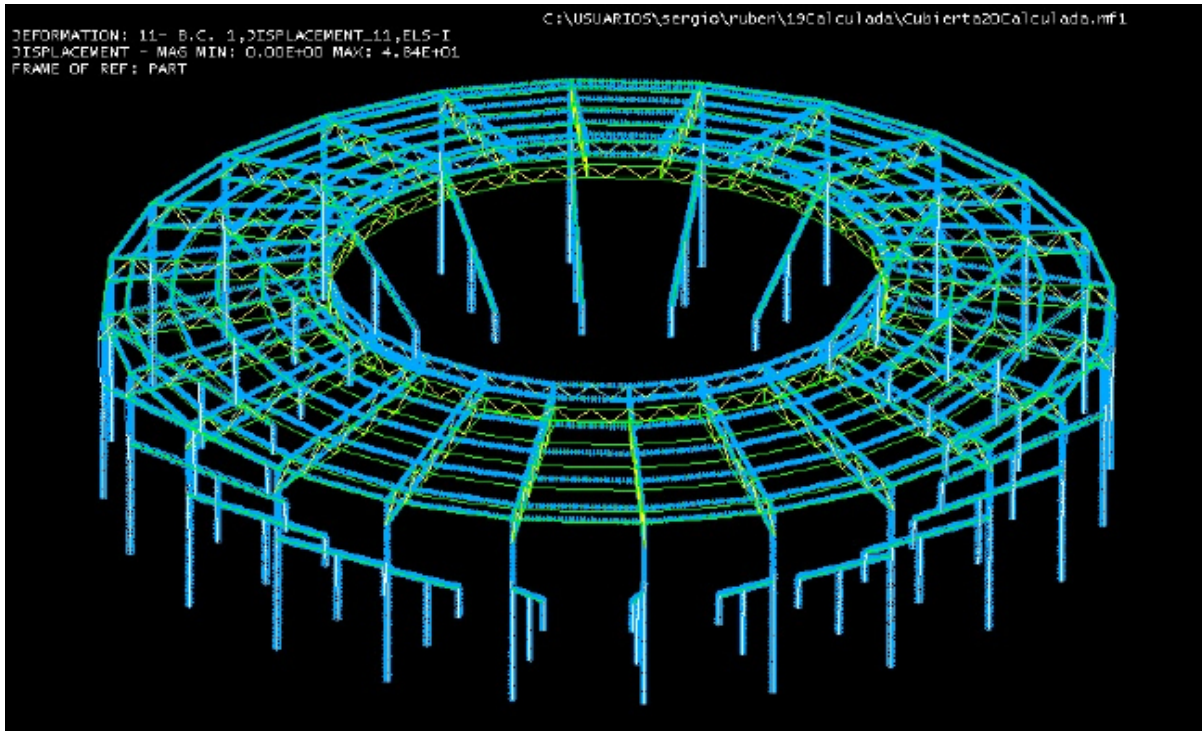
1.- INTRODUCCIÓN

En el cálculo estructural se requieren dos tipos de verificaciones de acuerdo a la normativa (tanto a la de hormigón como a la de acero). Son las relativas a la estabilidad y resistencia (Estados Límite Últimos) y las relativas a la aptitud para el servicio (Estados Límites de Servicio). Para la comprobación de dichos Estados Límite se debe evaluar previamente las acciones a las que se encuentra sometida la estructura, teniendo en cuenta las combinaciones de carga que se pueden dar. En definitiva, se exige comprobar que la respuesta dada por la estructura (minorada) es mayor a la solicitación a la que se expone (mayorada), y que el edificio es apto para el uso para el cual ha sido construido, no afectando al confort y al bienestar de los usuarios o de terceras personas.

El cálculo de esfuerzos se ha realizado con el programa IDEAS, programa de elementos finitos. Consta de módulos en los que se llevan a cabo los diferentes pasos para el cálculo de la estructura: primeramente se realiza el diseño del modelo estructural en el módulo *master modeler*. Tras el diseño se pasa al módulo *meshing* en el que se crean los elementos barra y se les asigna la sección correspondiente (creadas en el módulo *beam sections*), así como el material; mallando la estructura que vemos a continuación:



En el bloque *boundary conditions* se introducen las condiciones de apoyo de los nudos de la estructura así como las cargas a las que está sometida (previamente calculadas según DB SE-AE). Una vez diseñada e introducidas las cargas y restringidos los apoyos se lanza el cálculo mediante el bloque *model solution* y se trabaja con los resultados en el módulo *postprocesing* obteniendo resultados listados o gráficos como el que sigue (representado el desplazamiento por la acción del peso propio y la carga permanente):



Tras la obtención de los resultados (en forma de listado de esfuerzos en los extremos de cada elemento), se comprueba mediante la programación de hojas EXCEL, que la estructura cumple la normativa correspondiente al acero (DB SE-A) y al hormigón (EHE).

2.- ACCIONES

El cálculo de acciones se lleva a cabo según lo expuesto en el DB SE-AE del CTE. Las acciones en la edificación se dividen en dos grupos: acciones permanentes (peso propio y cargas permanentes), y acciones variables (sobrecarga de uso, viento y nieve). Los pesos propios de los elementos prefabricados utilizados en el proyecto (paneles sándwich) se obtienen de los catálogos de los fabricantes de dichos elementos.

2.1.- Acciones en la estructura metálica

Peso propio: Se considera una densidad de los perfiles de acero de 7820 Kg/m³.

Carga permanente: Peso de los paneles sándwich 0,10133 KN/m².

Sobrecarga de nieve: se calcula según la normativa DB SE-AE la carga por unidad de superficie en proyección horizontal como sigue

$$Q_n = \mu \cdot s_k$$

siendo:

μ coeficiente de forma de cubierta; para cubiertas de inclinación entre 0 y 30° toma el valor de 1;

s_k valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal. Teniendo en cuenta la altitud de Alfaro, tiene valor 0,6 KN/m².

Sobrecarga de viento: La acción del viento se calcula según lo expuesto en la norma anteriormente citada

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

siendo:

q_b presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse 0,5 KN/m².

c_e coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado y en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción. Se determina según la tabla 3.4 del DB SE-AE.

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	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
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

c_p coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie. Su valor se establece en el Anejo D punto 3 (tabla D.5) del DB SE-AE.

2.2.- Acciones en la estructura de hormigón

a) Pilares interiores:

Peso propio: Se considera una densidad del hormigón armado de 2500 Kg/m³.

Carga permanente: Parte correspondiente al peso del portagradas inferior y el peso de las gradas que van apoyadas sobre éste, densidad 2500 Kg/m³.

b) Pilares intermedios:

Peso propio: Se considera una densidad del hormigón armado de 2500 Kg/m³.

Carga permanente: Parte correspondiente al peso de los portagradas inferior y superior y el peso de las gradas que van apoyadas sobre estos, densidad 2500 Kg/m³.

Además, se transmiten los esfuerzos del forjado del primer piso a través de la ménsula.

c) Pilares exteriores:

Peso propio: Se considera una densidad del hormigón armado de 2500 Kg/m³.

Carga permanente: Parte correspondiente al peso del portagradas superior y el peso de las gradas que van apoyadas sobre éste, densidad 2500 Kg/m³. Además, se transmiten los esfuerzos del forjado del primer piso a través de la ménsula y los esfuerzos de la cubierta a través de la placa de anclaje.

d) Pilares auxiliares exteriores:

Peso propio: Se considera una densidad del hormigón armado de 2500 Kg/m³.

Carga permanente: Parte correspondiente al peso de las gradas que soportan dichos pilares y el correspondiente al portagradas, densidad 2500 Kg/m³

e) Pilares auxiliares interiores:

Peso propio: Se considera una densidad del hormigón armado de 2500 Kg/m³.

Carga permanente: Parte correspondiente al peso de las gradas que soportan dichos pilares y el correspondiente al portagradas, densidad 2500 Kg/m³

f) Gradas (prefabricado):

Peso propio: Se considera una densidad del hormigón armado de 2500 Kg/m³.

Sobrecarga de uso: Se considera, según normativa 500 Kp/m².

g) Portagradas (prefabricado):

Peso propio: Se considera una densidad del hormigón armado de 2500 Kg/m³.

Carga permanente: El peso de las gradas que van sobre cada portagradas, con densidad 2500 Kg/m³.

Sobrecarga de uso: Se considera, según normativa 500 Kp/m².

h) Placa alveolar (prefabricado) forjado planta primera:

Peso propio: Según modelo elegido en catálogo, 3,84 KN/m².

Carga permanente: Capa de 5 cm de hormigón, densidad 2500 Kg/m³.

Sobrecarga de uso: Se considera, según normativa 500 Kp/m².

i) Jácenas (prefabricado) forjado planta primera:

Peso propio: Según modelo elegido en catálogo, 8,13 KN/m.

Carga permanente: Cargas correspondientes al peso del forjado compuesto por la placa alveolar y la capa de 5 cm de hormigón.

3.- COMBINACIÓN DE ACCIONES

Para el cálculo de los Estados Limite se realiza la combinación de acciones según la normativa aplicable a cada elemento, dependiendo de si es acero (DB SE) u hormigón(EHE).

Esto es así debido a que se pueden tener varias acciones actuando al mismo tiempo sobre un elemento; normalmente el peso propio y la carga permanente más una o varias acciones variables, todas ellas con sus correspondientes coeficientes de mayoración y de concomitancia de acciones variables.

3.1.- Combinación de acciones estructura metálica (DB SE)

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

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

es decir, considerando la actuación simultánea de:

- a) todas las acciones permanentes, en valor de cálculo $(\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j})$;
- b) una acción variable cualquiera, en valor de cálculo $(\gamma_{Q,1} \cdot G_{k,1})$, debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- c) el resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación

$$(\gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,i} \cdot G_{k,i})$$

Los valores de los coeficientes de seguridad, γ , se establecen en la tabla 4.1 del DB SE para cada tipo de acción, atendiendo a si su efecto es desfavorable o favorable, considerada globalmente.

Los valores de los coeficientes de simultaneidad, ψ , se establecen en la tabla 4.2 del DB SE.

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones

Tipo de verificación ⁽¹⁾	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
		desestabilizadora	estabilizadora
Estabilidad	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

⁽¹⁾ Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

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

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

3.2.- Combinación de acciones estructura de hormigón (EHE)

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

Situaciones permanentes o transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

donde:

$G_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes;

$Q_{k,1}$ Valor característico de la acción variable determinante;

$\psi_{0,i} Q_{k,i}$ Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.

Los valores de los coeficientes de seguridad, γ , se establecen en la tabla 12.1.a de la EHE y en función del nivel de control de ejecución en la tabla 95.5 para cada tipo de acción, atendiendo a si su efecto es desfavorable o favorable, considerada globalmente.

Tabla 12.1.a. Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite Últimos

TIPO DE ACCIÓN	Situación persistente o transitoria		Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	-	-	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Tabla 95.5
VALORES DE LOS COEFICIENTES DE MAYORACIÓN DE ACCIONES γ_f
EN FUNCIÓN DEL NIVEL DE CONTROL DE EJECUCIÓN

TIPO DE ACCIÓN	NIVEL DE CONTROL DE EJECUCIÓN		
	INTENSO	NORMAL	REDUCIDO
PERMANENTE	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,50$	$\gamma_G = 1,60$
PRETENSADO	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
PERMANENTE DE VALOR NO CONSTANTE	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,60$	$\gamma_{G^*} = 1,80$
VARIABLE	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 1,60$	$\gamma_Q = 1,80$

4.- MINORACIÓN DE MATERIALES

Como se anticipó en la introducción del Anexo, la normativa exige la minoración de los materiales en la comprobación de los Estados Límite Últimos, estableciendo estos coeficientes de minoración.

4.1.- Resistencia de cálculo estructura metálica (DB SE-A)

Se define resistencia de cálculo del acero, f_{yd} , al cociente de la tensión de límite elástico y el coeficiente de seguridad del material:

$$f_{yd} = f_y / \gamma_M$$

Los coeficientes de seguridad adoptarán, normalmente, los siguientes valores:

- a) $\gamma_{M0} = 1,05$ coeficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material;
- b) $\gamma_{M1} = 1,05$ coeficiente parcial de seguridad relativo a los fenómenos de inestabilidad;
- c) $\gamma_{M2} = 1,25$ coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última del material o sección, y a la resistencia de los medios de unión;
- d) $\gamma_{M3} = 1,1$ coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados en Estado Límite de Servicio;
 $\gamma_{M3} = 1,25$ coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados en Estado Límite Último;
 $\gamma_{M3} = 1,4$ coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados y agujeros rasgados o con sobremedida.

4.2.- Resistencia de cálculo estructura de hormigón (EHE)

Al igual que la normativa de acero, la resistencia de cálculo del hormigón

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

La normativa establece coeficientes diferentes para los elementos del hormigón armado siendo

Tabla 15.3 Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límite Últimos

Situación de proyecto	Hormigón γ_c	Acero pasivo y activo γ_s
Persistente o transitoria	1,5	1,15
Accidental	1,3	1,0

5.- DURABILIDAD

El proyecto de la estructura de hormigón armado debe garantizar la duración de la vida útil acordada, de acuerdo a las condiciones de agresividad ambiental. Para ello se define el recubrimiento como la distancia entre la superficie exterior de la armadura (incluyendo cercos y estribos) y la superficie de hormigón más cercana. Se debe garantizar un recubrimiento mínimo en la puesta en obra de:

- a) Cuando se trata de armaduras principales, el recubrimiento deberá ser igual o superior al diámetro de dicha barra (o diámetro equivalente si se trata de un grupo de barras) y a 0,80 veces el tamaño máximo del árido, salvo que la disposición de armaduras respecto a los paramentos dificulte el paso del hormigón, en cuyo caso se tomará 1,25 veces el tamaño máximo del árido.
- b) Para cualquier clase de armaduras pasivas (incluso estribos) o armaduras activas pretensadas, el recubrimiento no será, en ningún punto, inferior a los valores mínimos recogidos en la tabla 37.2.4 en función de la clase de exposición ambiental. Para garantizar estos valores mínimos, se prescribirá en el proyecto un valor nominal del r_{nom} , donde:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r$$

siendo:

r_{nom} Recubrimiento nominal;

r_{min} recubrimiento mínimo (Tabla 37.2.4);

Δr margen de recubrimiento, en función del nivel de control de ejecución; para un control normal toma el valor 10.

Resistencia característica del hormigón [N/mm ²]	Tipo de elemento	RECUBRIMIENTO MÍNIMO [mm] SEGÚN LA CLASE DE EXPOSICIÓN (**)									
		I	Ila	Ilb	IIla	IIlb	IIlc	IV	Qa	Qb	Qc
$25 \leq f_{ck} < 40$	general	20	25	30	35	35	40	35	40	(*)	(*)
	elementos prefabricados y láminas	15	20	25	30	30	35	30	35	(*)	(*)
$f_{ck} \geq 40$	general	15	20	25	30	30	35	30	35	(*)	(*)
	elementos prefabricados y láminas	15	20	25	25	25	30	25	30	(*)	(*)

Tabla 37.2.4 Recubrimientos mínimos

En piezas hormigonadas contra el terreno el recubrimiento mínimo será 50 mm, siempre sobre capa de hormigón de limpieza. En el caso de ir directamente sobre el terreno, será de 70 mm.

6.- CÁLCULO

6.1.- CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA METÁLICA

6.1.1.- Cálculo de barras

Una vez realizado un primer cálculo con IDEAS y obtenidos los resultados, comienza un proceso iterativo en el que se trata de optimizar la estructura de la cubierta. El proceso consiste en modificar las medidas y espesores de los perfiles de cubierta, obteniendo resultados con IDEAS y comprobando, en una hoja EXCEL previamente programada, que los diferentes perfiles cumplen la normativa (DB SE-A). Si no cumple, se vuelven a modificar los perfiles. El cálculo se detalla en el Anexo II.

Las comprobaciones realizadas en la estructura de cubierta:

a) Comprobación a flexión compuesta:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} \leq 1$$

siendo

$N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$ acciones de diseño;
 $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd}$ resistencia de las secciones a tracción/compresión;
 $M_{el,Rd} = W \cdot f_{yd}$ resistencia de las secciones a flexión respecto de cada plano;

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

b) Comprobación a pandeo de las barras comprimidas:

$$N_{b,Rd} > N_{Ed}$$

siendo

$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$ capacidad a pandeo por flexión de una barra;
 N_{Ed} axil de diseño;

$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - (\bar{\lambda})^2}} \leq 1$ coeficiente de reducción por pandeo;

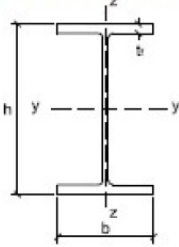
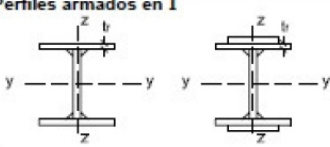


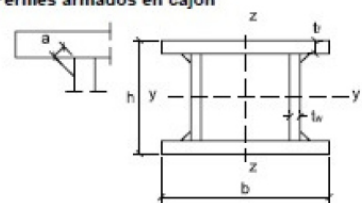
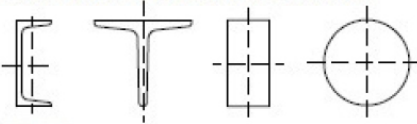

$\phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_k - 0,2) + (\bar{\lambda}_k)^2 \right]$, α coeficiente de imperfección elástica

(Tabla 6.3 DB SE-A) en función de curva de pandeo (Tabla 6.2 DB SE-A);

$\bar{\lambda}_k = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yd}}{N_{cr}}}$ esbeltez reducida, debiendo ser menor de 2;

$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I$ compresión crítica por pandeo.

Tabla 6.2 Curva de pandeo en función de la sección transversal

Tipo de sección	Tipo de acero	S235 a S355		S450		
		Eje de pandeo ⁽¹⁾				
		y	z	y	z	
Perfiles laminados en I						
	$h/b > 1,2$	$t \leq 40$ mm	a	b	a_0	a_0
		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	b	c	a	a
	$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100$ mm	b	c	a	a
		$t > 100$ mm	d	d	c	c
Perfiles armados en I						
		$t \leq 40$ mm	b	c	b	c
		$t > 40$ mm	c	d	c	d
Agrupación de perfiles laminados soldados						
			c	c	c	c
Tubos de chapa simples o agrupados						
		laminados en caliente	a	a	a_0	a_0
		conformados en frío	c	c	c	c
Perfiles armados en cajón ⁽²⁾						
		soldadura gruesa: $a/t > 0,5$ $b/t < 30$ $h/t_w < 30$	c	c	c	c
		en otro caso	b	b	b	b
Perfiles simples U, T, chapa, redondo macizo						
			c	c	c	c
Perfiles L						
			b	b	b	b

⁽¹⁾ Para el significado del eje de pandeo, y los términos h, b, t, t_w , véase anejo B

⁽²⁾ La variable a se refiere al ancho de garganta de la soldadura

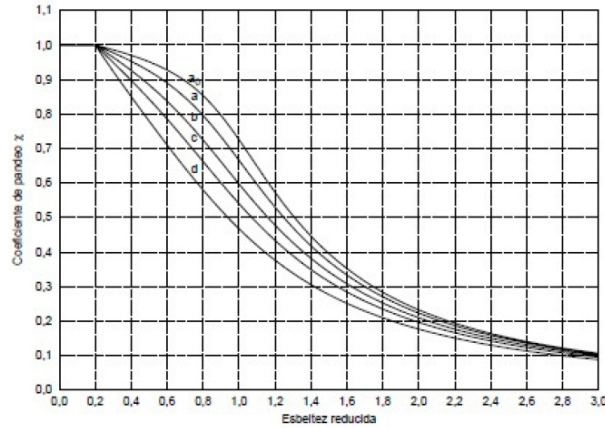


Figura 6.3 Curvas de pandeo

Tabla 6.3 Valores del coeficiente de pandeo (χ)

Esbeltez reducida	Curva de pandeo				
	a ₀	a	b	c	d
Coeficiente (α) de imperfección	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76
≤ 0,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,30	0,99	0,98	0,96	0,95	0,92
0,40	0,97	0,95	0,93	0,90	0,85
0,50	0,95	0,92	0,88	0,84	0,78
0,60	0,93	0,89	0,84	0,79	0,71
0,70	0,90	0,85	0,78	0,72	0,64
0,80	0,85	0,80	0,72	0,66	0,58
0,90	0,80	0,73	0,66	0,60	0,52
1,00	0,73	0,67	0,60	0,54	0,47
1,10	0,65	0,60	0,54	0,48	0,42
1,20	0,57	0,53	0,48	0,43	0,38
1,30	0,51	0,47	0,43	0,39	0,34
1,40	0,45	0,42	0,38	0,35	0,31
1,50	0,40	0,37	0,34	0,31	0,28
1,60	0,35	0,32	0,31	0,28	0,25
1,80	0,28	0,27	0,25	0,23	0,21
2,00 ⁽¹⁾	0,23	0,22	0,21	0,20	0,18
2,20 ⁽¹⁾	0,19	0,19	0,18	0,17	0,15
2,40 ⁽¹⁾	0,16	0,16	0,15	0,14	0,13
2,70 ⁽²⁾	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11
3,00 ⁽²⁾	0,11	0,10	0,10	0,10	0,09

⁽¹⁾ esbeltez intolerable en los elementos principales
⁽²⁾ esbeltez intolerable incluso en elementos de arriostramiento

c) Comprobación a flecha:

$$u < \frac{L}{200} \text{ siendo: } u \text{ desplazamiento,}$$

L longitud de la barra.

6.1.2.- Cálculo de uniones

En la estructura de cubierta se tienen las uniones de los largueros con los pilares de cubierta mediante placa atornillada y la unión de los pilares de cubierta con la estructura de hormigón mediante placa de anclaje. Como en los cálculos anteriores, se programa una hoja EXCEL para comprobar diferentes combinaciones de carga generadas. Las restantes uniones de la estructura de cubierta son uniones soldadas a tope, un tipo de soldadura que la norma permite no calcular ya que el material aportado siempre debe ser de mayor resistencia que el material de la barra que soldamos. Cálculo detallado en el Anexo III.

Cálculo de la placa atornillada

Se ha resuelto mediante la utilización de tornillos pretensados (apartado 8.5.3 del DB SE-A) realizando las siguientes comprobaciones:

a) Comprobación a deslizamiento:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,Cd} - 0,8 \cdot F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}}$$

siendo:

- $k_s = 1$ para agujeros de medidas normales;
- n número de superficie de rozamiento;
- μ coeficiente de rozamiento entre superficies;
- $F_{p,Cd}$ fuerza de pretensado;
- $F_{t,Ed}$ tracción de servicio en el tornillo, al que en su caso, se añadirán las tracciones debidas al efecto palanca.

b) Comprobación a cortante:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M2}} \cdot F_{p,Cd}$$

c) Disposiciones constructivas (apartado 8.5.1 del DB SE-A)

I. Distancias mínimas:

$$\begin{aligned} e_1 &\geq 1,2 \cdot d_0 \\ p_1 &\geq 2,2 \cdot d_0 \\ e_2 &\geq 1,5 \cdot d_0 \\ p_2 &\geq 3 \cdot d_0 \end{aligned}$$

Siendo d_0 el diámetro del agujero.

II. Distancias máximas:

$$e_1 \leq \min \begin{cases} 40 + 4 \cdot t \\ 12 \cdot t \\ 150 \end{cases}$$

$$p_{1,compresion} \leq \min \begin{cases} 14 \cdot t \\ 200 \end{cases}$$

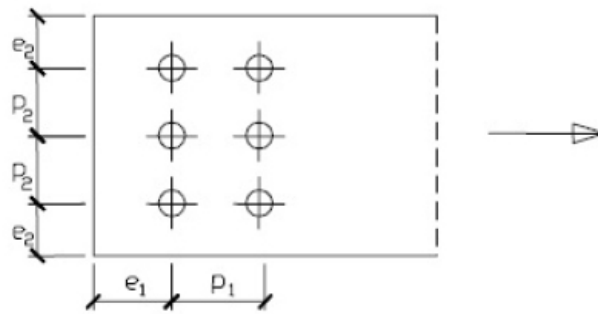
$$p_{1,traccion} \leq \min \begin{cases} 14 \cdot t \\ 200 \end{cases}$$

$$e_2 \leq \min \begin{cases} 40 + 4 \cdot t \\ 12 \cdot t \\ 150 \end{cases}$$

$$p_{2,compresion} \leq \min \begin{cases} 14 \cdot t \\ 200 \end{cases}$$

$$p_{2,traccion} \leq \min \begin{cases} 14 \cdot t \\ 200 \end{cases}$$

siendo t el espesor de la placa o perfil a unir (menor).



Cálculo de la placa de anclaje

a) Comprobación del hormigón:

$$\sigma_c \leq 0,8 \cdot f_{cd}$$

b) Comprobación de los pernos:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_p^2 + 3 \cdot \tau_p^2} \leq f_{yd}$$

siendo:

$$\sigma_p = \frac{T_p}{A_p} \quad \text{tensión normal en el perno;}$$

$$\tau_p = \frac{V}{n_{pt} \cdot A_p} \quad \text{tensión tangencial en el perno.}$$

c) Comprobación de la placa:

$$W_{placa} \geq \frac{M_{max}}{f_{yd}}$$

siendo:

$$W_{placa} = \frac{M_{max}}{\frac{b \cdot e_{placa}}{6}} \quad \begin{array}{l} \text{momento en el vuelo más desfavorable;} \\ \text{reduciéndose el espesor de la placa con el uso de cartelas.} \end{array}$$

6.2.- CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN

6.2.1.- Introducción

Previamente al dimensionado y comprobación de los pilares, de las jácenas que conforman el forjado y de las vigas portagradas es necesario conocer las acciones en cada sección de cada barra para evaluar la sección más desfavorable. Para ello, a partir de los resultados obtenidos con el programa IDEAS (esfuerzos en nudos), se programa una hoja EXCEL y se obtienen las envolventes de esfuerzos de las barras (valor máximo que alcanza el esfuerzo en cualquier punto de la barra para cualquier combinación de carga).

Una vez se conocen los esfuerzos en la sección más desfavorable de cada elemento, se dimensionan las armaduras siguiendo la normativa de hormigón EHE; el dimensionado de la armadura de flexión se fundamenta en el Artículo 42 de dicha normativa, mientras que para la armadura de corte se sigue el Artículo 44 de la misma.

Tras el dimensionado de la armadura a flexión, se comprueba la sección mediante diagramas de interacción validando de este modo la armadura para la sección de cálculo.

Posteriormente se realizan los cortes necesarios en el armado con el fin de optimizar la armadura consiguiendo un ahorro de material, con lo que esto supone en el coste. Para ello se suponen unos cortes iniciales y mediante diagramas de interacción se obtienen los esfuerzos que la sección prevista es capaz de soportar. Entonces se localiza en la envolvente del elemento, anteriormente calculada, el punto exacto en el cual se tienen dichos esfuerzos, obteniéndose así el punto teórico de corte. Finalmente se añade a este punto de corte un decalaje igual al canto útil y una longitud de anclaje dependiendo de si es armado de positivos o de negativos, siempre según normativa EHE. Así se obtiene el punto final de corte.

El cálculo de la armadura de corte sigue un proceso similar obteniéndose los máximos en las envolventes, dimensionando para esos puntos máximos y disponiendo armadura mínima cuando los esfuerzos lo permiten.

Finalmente se detalla el procedimiento seguido para la comprobación de la estructura a pandeo (pilares) y la comprobación de los Estados Límite de Servicio: flecha y fisuración. Todo ello detallado en el Anexo IV.

6.2.2.- Cálculo de la armadura longitudinal

a) Flexión compuesta recta en sección rectangular (armadura simétrica):

Mediante este método simplificado se realiza el dimensionado de los pilares de la estructura, sin armar, en la medida de lo posible, en el caso 3 ya que ante un aumento de axil pudiera haber problemas no siendo suficiente la armadura dispuesta (Anejo VII, artículo 5).

1º) $N_d < 0$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{(d - d')} - \frac{N_d}{2}$$

2º) $0 \leq N_d \leq 0,5 \cdot U_0$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{(d - d')} + \frac{N_d}{2} - \frac{N_d \cdot d}{(d - d')} \left(1 - \frac{N_d}{2 \cdot U_0}\right)$$

3º) $N_d > 0,5 \cdot U_0$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{M_d}{(d - d')} + \frac{N_d}{2} - \alpha \cdot \frac{U_0 \cdot d}{(d - d')}$$

donde:

$$\alpha = \frac{0,48 \cdot m_1 - 0,375 \cdot m_2}{m_1 - m_2} > \neq 0,5 \cdot \left(1 - \left(\frac{d'}{d}\right)^2\right)$$

$$m_1 = (N_d - 0,5 \cdot U_0)(d - d')$$

$$m_2 = 0,5 \cdot N_d \cdot (d - d') - M_d - 0,32 \cdot U_0 \cdot (d - 2,5 \cdot d')$$

siendo:

N_d, M_d esfuerzos de diseño

d canto útil

d' recubrimiento

$$U_0 = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

La comprobación de la armadura se lleva a cabo como se ha mencionado anteriormente con los diagramas de interacción.

b) Flexión simple en sección rectangular:

Como sigue se lleva a cabo el dimensionado de la armadura de las vigas de la estructura:

$$1^{\circ}) M_d \leq 0,375 \cdot U_0 \cdot d$$

$$U_{s1} = U_0 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{U_0 \cdot d}}\right)$$

No siendo necesaria armadura de compresión salvo las expresadas a continuación en el apartado “cuantías mínimas”.

$$2^{\circ}) M_d > 0,375 \cdot U_0 \cdot d$$

$$U_{s2} = \frac{M_d - 0,375 \cdot U_0 \cdot d}{d - d'}$$

$$U_{s1} = 0,5 \cdot U_0 + U_{s2}$$

Del mismo modo que en pilares se comprueba mediante diagramas de interacción la armadura.

Cuantías mínimas

Una vez obtenido el armado necesario se ha de verificar que éste es mayor que las cuantías mínimas establecidas en la normativa EHE en su artículo 42.3 que dispone:

$$\text{I. } s \leq 30\text{cm}$$

$$s \leq 3e$$

siendo:

- s separación entre dos barras longitudinales;
- e espesor bruto de la sección del elemento en la que se encuentre.

$$\text{II. } s \geq 2\text{cm}$$

$$s \geq \emptyset_{max}$$

siendo:

\emptyset_{max} diámetro de la barra longitudinal máxima.

III. Cuantía mecánica mínima

$$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

para secciones rectangulares de hormigón armado.

IV. Cuantía geométrica mínima:

$$A_s \geq \frac{\gamma}{1000} \cdot A_c \quad \text{definido } \gamma \text{ en la tabla 42.3.5 de la normativa.}$$

Tabla 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón ⁽⁶⁾

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400\text{N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500\text{N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

Para vigas, esta cuantía geométrica mínima se refiere a la armadura de tracción, debiendo disponerse a compresión un 30% de la anterior como mínimo.

Anclaje barras

Una vez establecido el punto de corte teórico explicado anteriormente en la introducción y añadido el decalaje, se prolongan las armaduras una longitud de anclaje definida a continuación:

Para barras en posición I (armadura de positivos):

$$l_{bI} = m\phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \phi$$

Para barras en posición II (armadura de negativos):

$$l_{bII} = 1,4m\phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{14} \phi$$

siendo:

- Ø diámetro de la barra;
- m coeficiente numérico, con los valores indicados en la tabla 69.5.1.2.a en función del tipo de acero y hormigón utilizado;
- f_{yk} límite elástico del acero.

Tabla 69.5.1.2.a

Resistencia característica del hormigón (N/mm ²)	m	
	B 400 S B400SD	B 500 S B 500SD
25	1,2	1,5
30	1,0	1,3
35	0,9	1,2
40	0,8	1,1
45	0,7	1,0
≥50	0,7	1,0

6.2.3.- Cálculo de la armadura transversal

En el cálculo a corte se ha de verificar:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad (1)$$

$$V_{rd} \leq V_{u2} \quad (2)$$

siendo:

V_{rd} esfuerzo cortante de cálculo;

V_{u1} esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma;

V_{u2} esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Para el caso común de disponer la armadura transversal en perpendicular con la armadura longitudinal, se comprueba la ecuación (1) siendo:

$$V_{u1} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d$$

b_0 anchura del elemento.

Para la comprobación de (2), se parte de la no necesidad de disponer armadura de cortante, es decir, se supone que el hormigón es capaz de absorber todo el cortante.

$$V_{u2} = \left[0,12 \cdot \xi (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

siendo:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d(mm)}}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < 0,02$$

Si se cumple la comprobación (2) se dispone la armadura transversal mínima; por el contrario, si no se cumple, se calcula de la manera que sigue:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

Resistencia a tracción del hormigón:

$$V_{cu} = \left[0,10 \cdot \xi (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

Resistencia de la armadura de cortante:

$$V_{su} = 0,9 \cdot A_{90} \cdot f_{y90,d} \cdot d \quad \text{para el caso de disponer la armadura de corte perpendicular a la longitudinal.}$$

siendo:

A_{90} área por unidad de longitud de armadura de corte;

$f_{y90,d} = 400 \text{ N/mm}^2$ independientemente del acero utilizado.

Cuantías mínimas

En el apartado 44.2.3.4.1 “Armaduras transversales” (EHE) referente a la disposición de las armaduras se establecen diferentes casos:

$$1^{\circ}) \text{ Si } V_{rd} \leq \frac{1}{5} V_{u1}$$

$$s_t \leq 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s_t \leq 600 \text{ mm}$$

$$2^{\circ}) \text{ Si } \frac{1}{5} V_{u1} < V_{rd} \leq \frac{2}{3} V_{u1}$$

$$s_t \leq 0,60 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s_t \leq 450 \text{ mm}$$

$$3^{\circ}) \text{ Si } V_{rd} > \frac{2}{3} V_{u1}$$

$$s_t \leq 0,30 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s_t \leq 300 \text{ mm}$$

Para poder tener en cuenta las armaduras de compresión se debe cumplir lo expuesto en el apartado 42.3.1 (EHE):

$$s_t \leq 15 \cdot \phi_{min}$$

$$\phi_t \geq \phi_{max}/4$$

$s_t \leq$ dimensión mínima de la sección.

refiriéndose los diámetros mínimos y máximos a la barra comprimida mínima y máxima.

Además se debe cumplir la cuantía mecánica mínima. Será tal que cumpla la relación

$$A_{90} \cdot f_{y90,d} \geq 0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_0$$

6.2.4.- Cálculo de ménsulas

Una vez calculadas las cargas que van a soportar cada tipo de ménsulas, se procede al cálculo de estas mediante la normativa EHE Capítulo XII, Artículo 64.1: Ménsulas cortas. Cálculo detallado en el Anexo IV.

Se definen como ménsulas cortas aquellas ménsulas cuya distancia a , entre la línea de acción de la carga vertical principal y la sección adyacente al soporte, es menor o igual que el canto útil d , en dicha sección (figura 64.1.1).

El canto útil d_1 medido en el borde exterior del área donde se aplica la carga, será igual o mayor que $0,5d$.

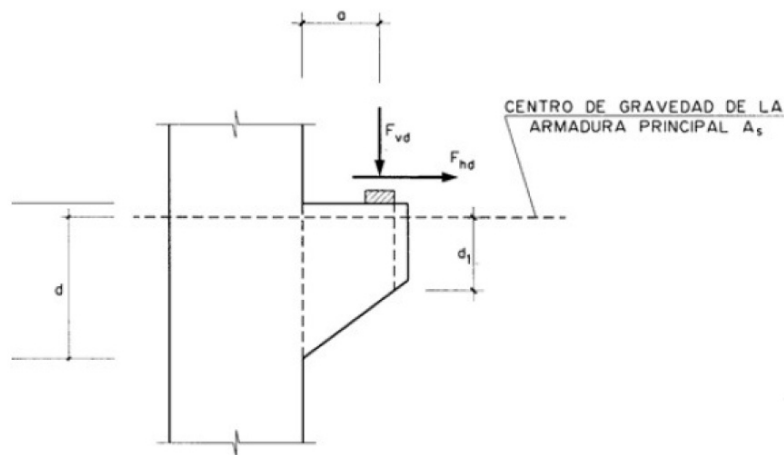


Figura 64.1.1

Comprobación de nudos y bielas y diseño de la armadura

El modelo de celosía equivalente podrá ser el indicado en la figura 64.1.2.

El ángulo θ de inclinación de las compresiones oblicuas (bielas), podrá, de acuerdo con las condiciones geométricas y de ejecución, adoptar los siguientes valores, :

$\cotg \theta = 1,4$ si se hormigona la ménsula monolíticamente con el pilar. Podrán adoptarse valores distintos de $\cotg \theta$ y nunca superiores a 2,0 previa justificación mediante estudios teóricos o experimentales adecuados.

$\cotg \theta = 1,0$ si se hormigona la ménsula sobre el hormigón del pilar endurecido

$\cotg \theta = 0,6$ para el caso anterior, pero con rugosidad débil de la superficie del hormigón endurecido.

El canto útil d de la ménsula (figuras 64.1.1 y 64.1.2) cumplirá la condición siguiente:

$$d \geq \frac{a}{0,85} \cotg \theta$$

Dimensionamiento de la armadura

La armadura principal A_s (figura 64.1.2.1.1) se dimensionará para una tracción de cálculo:

$$T_{1d} = F_{vd} \operatorname{tg} \theta + F_{hd} = A_s f_{yd}$$

con $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$.

Se dispondrán cercos horizontales (A_{se}) uniformemente distribuidos para absorber una tracción total.

$$T_{2d} = 0,20 F_{vd} = A_{se} f_{yd}$$

con $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$.

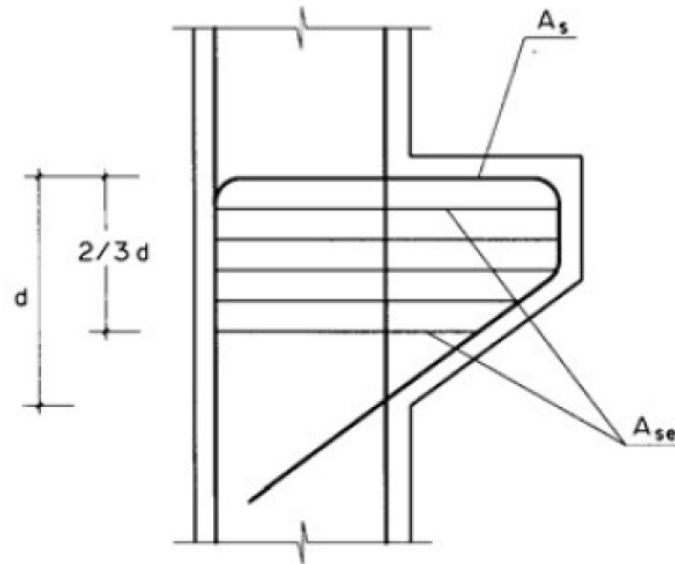


Figura 64.1.2.1.1

Comprobación de nudos y bielas

Cumpliendo las condiciones geométricas de 64.1.2.1 basta con comprobar la compresión localizada en el apoyo (nudo 1, figura 64.1.2).

$$\frac{F_{vd}}{bc} \leq f_{1cd}$$

donde:

b, c Dimensiones en planta del apoyo.

f_{1cd} Resistencia a compresión del hormigón.

$$f_{1cd} = 0,70f_{cd}$$

6.2.5.- Comprobación de la estructura a pandeo

La comprobación a pandeo de los pilares (elementos sometidos a compresión) se base en el artículo 43 de la normativa EHE.

Primeramente se calcula la esbeltez mecánica ya que se establecen en norma unos límites según los cuales si se está por debajo de 35 no es necesaria la comprobación; si se está entre 35 y 100 puede aplicarse el método simplificado; si se está por encima de 100, y siempre por debajo de 200, se debe aplicar el método general, todos ellos explicados en norma. Dicho esto, se calcula la esbeltez mecánica.

$$\lambda = \frac{\alpha \cdot l}{i}$$

siendo:

α factor de pandeo;

l longitud del elemento;

i radio de giro de la sección en el plano de pandeo

En el caso de pilares exteriores se toma $\alpha=1$ considerándolos como soportes biempotrados con extremos desplazables, mientras que en los pilares interiores se ha calculado como sigue:

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (\psi_A + \psi_B) + 1,6 \cdot \psi_A \cdot \psi_B}{7,5 + (\psi_A + \psi_B)}}$$

siendo ψ la relación de rigideces entre los soportes y las vigas que inciden en cada extremo A y B del soporte

$$\psi = \frac{\sum_{\text{soportes}} \frac{E \cdot I}{L}}{\sum_{\text{vigas}} \frac{E \cdot I}{L}}$$

Método simplificado

En el caso de utilizar el método simplificado, el soporte debe estar dimensionado para el caso de tener aplicados los esfuerzos a una excentricidad total igual a la que se indica:

$$e_{tot} = e_e + e_a \leq e_2$$

$$e_a = (1 + 0,12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50i_c}$$

siendo:

e_a excentricidad ficticia utilizada para representar los efectos de segundo orden;

e_e excentricidad de cálculo de primer orden equivalente.

$$e_e = 0,6 e_2 + 0,4 e_1 \leq 0,4e_2 \quad \text{para soportes intraslacionales;}$$

$$e_e = e_2 \quad \text{para soportes traslacionales.}$$

e_2 excentricidad de cálculo máxima de primer orden, tomada con signo positivo;

e_1 excentricidad de cálculo mínima de primer orden, tomada con el signo que le corresponda;

l_0 longitud de pandeo;

i_c radio de giro de la sección de hormigón en la dirección considerada;

h canto total de la sección de hormigón;

ε_y deformación del acero para la tensión de cálculo f_{yd} , es decir,

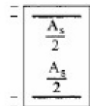
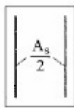
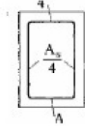

$$\varepsilon_y = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

ε parámetro auxiliar para tener en cuenta los efectos de la fluencia:

$$\varepsilon = 0,004$$

β factor de armado, dado por Tabla 43.5.1 de la EHE;

Tabla 43.5.1

Disposición de armadura	i_s^2	β
	$\frac{1}{4}(d - d')^2$	1,0
	$\frac{1}{12}(d - d')^2$	3,0
	$\frac{1}{6}(d - d')^2$	1,5
	$\frac{1}{8}(d - d')^2$	2,0

Una vez calculada la excentricidad se comprueba que la sección es capaz de absorber los esfuerzos de dicha excentricidad mediante diagrama de interacción.

6.2.6.- Comprobación Estado Límite de fisuración

La abertura característica de fisura se calcula mediante la siguiente expresión:

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

siendo:

β coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico y vale 1,3 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1,7 para el resto de los casos;

s_m separación media de fisuras, expresada en mm.

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \frac{\emptyset A_{c,eficaz}}{A_s}$$

ε_{sm} alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras;

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

c recubrimiento de hormigón;

s distancia entre barras longitudinales. Si $s > 15\emptyset$ se tomará $s = 15\emptyset$. En el caso de vigas armadas con n barras, se tomará $s = b/n$ siendo b el ancho de la viga;

k_1 coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección de valor

$$k_1 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{8\varepsilon_1}$$

donde ε_1 y ε_2 son las deformaciones máxima y mínima calculadas en sección fisurada, en los límites de la zona traccionada (figura 49.2.4.a de la EHE);

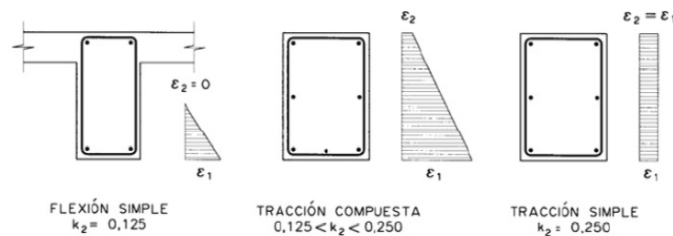


Figura 49.2.4

\emptyset diámetro de la barra traccionada más gruesa o diámetro equivalente en el caso de grupo de barras;

$A_{c,eficaz}$ área de hormigón de la zona de recubrimiento, definida en la figura 49.2.4.b, en donde las barras a tracción influyen de forma efectiva en la abertura de las fisuras;

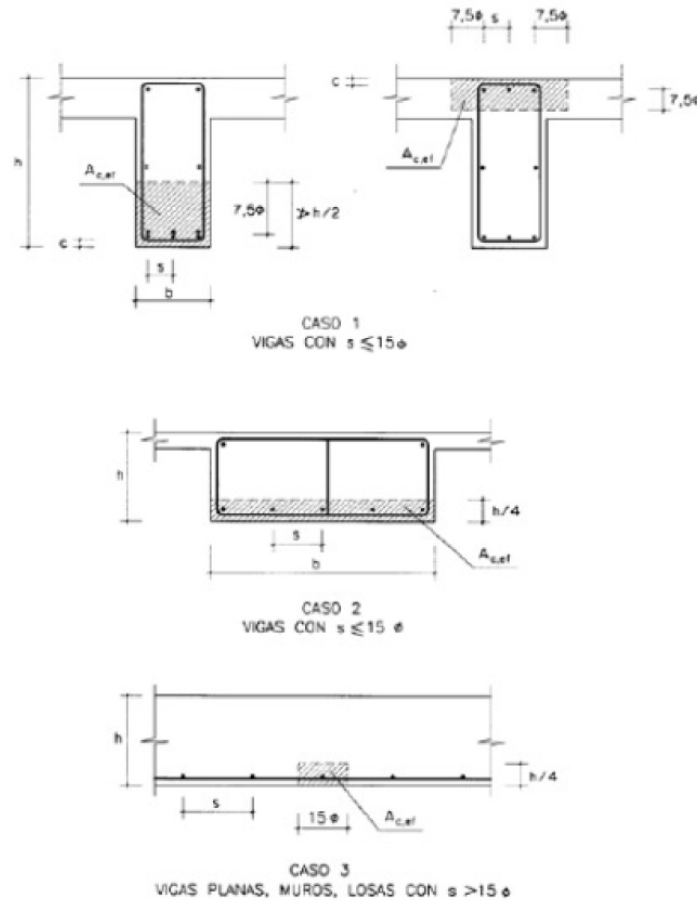


Figura 49.2.4.b

- A_s sección total de las armaduras situadas en el área $A_{c,eficaz}$;
- σ_s tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada;
- E_s módulo de deformación longitudinal del acero;
- k_2 coeficiente de valor 1,0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0,5 para los restantes;
- σ_{sr} tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón, lo cual se supone que ocurre cuando la tensión de tracción en la fibra más traccionada de hormigón alcanza el valor $f_{ct,m}$ (apartado 39.1).

El anejo 9 de la normativa EHE permite evaluar los distintos parámetros del comportamiento de secciones rectangulares en régimen lineal fisurado. En concreto las tensiones en las armaduras (σ_s , σ_{sr}) para fisuración y el momento de inercia de la sección fisurada (I_f) para el cálculo de las deformaciones.

- Tensión en el hormigón

$$\sigma_c = \frac{M \cdot x}{I_f}$$

- Tensión en la armadura traccionada

$$\sigma_{s1} = -n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

- Tensión en la armadura comprimida

$$\sigma_{s2} = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{x - d'}{x}$$

- Tensión de la armadura en el momento de la fisuración

$$\sigma_{sr} = n \cdot f_{ct,m} \cdot \frac{d - x}{h - x}$$

- Cuantía geométrica de armadura de tracción

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d}$$

- Cuantía geométrica de armadura de compresión

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{b \cdot d}$$

Para sección rectangular

$$\frac{x}{d} = n \cdot \rho_1 \cdot \left(1 + \frac{\rho_1}{\rho_2}\right) \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot \left(1 + \frac{\rho_1}{\rho_2}\right) d'}{n \cdot \rho_1 \cdot \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1}\right)^2}} \right]$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$E_c = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}} \quad \text{con} \quad f_{cm} = f_{ck} + 8$$

Con ello

$$I_f = n \cdot A_{s1} \cdot (d - x) \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right) + n \cdot A_{s2} (x - d') \cdot \left(\frac{x}{3} - d'\right)$$

Una vez calculada la abertura de fisura se debe comprobar que se encuentra por debajo de la fisura máxima admitida dependiendo de la clase de exposición de la estructura.

Clase de exposición	W _{máx} [mm]	
	Hormigón armado	Hormigón pretensado
I	0,4	0,2
Ila, IIb, H	0,3	0,2 ¹⁾
IIla, IIIb, IV, F	0,2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0,1	

Tabla 49.2.4

6.2.7.- Comprobación Estado Límite de deformación

A falta de exigencias más precisas en la normativa se establecen unos límites de flecha de L/400 en el momento en el que actúan únicamente acciones permanentes, y de L/200 cuando se tienen actuando también otras cargas.

Se define como inercia equivalente de una sección

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

con

M_a Momento flector máximo aplicado a la sección hasta el instante que se evalúa la flecha;

M_f Momento nominal de fisuración de la sección que se evalúa mediante

$$M_f = f_{ct,fl} \cdot W_b \quad \text{siendo} \quad f_{ct,fl} = 0,37 \cdot f_{ck,j}^{2/3}$$

I_b Momento de inercia de la sección bruta;

W_b Módulo resistente de la sección bruta;

I_f Momento de inercia de la sección fisurada.

Se calcula la flecha instantánea del elemento dependiendo de sus condiciones de apoyo según resistencia de materiales y la flecha diferida se obtiene

$$v_{dif} = \lambda \cdot v_{inst}$$

siendo:

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

$$\rho' = \rho_2$$

ξ Para una duración de la carga de 5 o más años toma el valor de 2.

6.3.- CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA DE CIMENTACIÓN

Ante la falta de un estudio geotécnico para conocer las características del terreno se considera como tensión admisible del terreno $0,2 \text{ N/mm}^2$, que por otra parte es el valor típico utilizado. Una vez hecha la consideración se calcula la cimentación como zapatas superficiales arriostradas por vigas de atado para impedir el desplazamiento horizontal de las mismas.

Además del dimensionado y armado del elemento de cimentación para lo que se utilizaran las combinaciones de carga más desfavorables mayoradas, será necesario realizar las siguientes comprobaciones

- a) Comprobación a vuelco: Se comprueba que el momento estabilizante es superior en un coeficiente de seguridad adecuado al momento de vuelco sin mayorar respecto del punto de vuelco.

$$\begin{aligned} M_v &= M + V \cdot h \\ M_e &= (N + W_z) \cdot d \end{aligned} \quad M_e > \gamma \cdot M_v$$

siendo:

N, V, M esfuerzos sin mayorar;
 W_z peso de la zapata;
d, h distancias de aplicación de la carga al punto de vuelco.

- b) Comprobación a deslizamiento: Se comprueba que la resultante de las fuerzas de rozamiento entre el suelo y la zapata sin mayorar es superior en un coeficiente de seguridad adecuado a las fuerzas tangenciales exteriores sin mayorar.

$$\begin{aligned} F_d &= V \\ F_r &= (N + W_z) \cdot \operatorname{tg} \frac{2}{3} \cdot \delta \end{aligned} \quad F_r > \gamma \cdot F_d$$

siendo:

V cortante sin mayorar;
 δ ángulo de rozamiento interno del terreno.

c) Comprobación de tensión admisible del terreno: Se comprueba que la tensión máxima que aparece sobre el suelo es superior a la admisible del terreno en un coeficiente de seguridad adecuado.

- Excentricidad de la carga:

$$e = \frac{M}{N + W_z}$$

Si $e > \frac{a}{6}$ (siendo a la longitud de la zapata en el plano de cálculo)

$$\sigma_{min} = 0$$

$$\sigma_{max} = \frac{4}{3} \frac{N + W_z}{b(a - 2 \cdot e)}$$

Si $e \leq \frac{a}{6}$

$$\sigma_{min} = \frac{N + W_z}{b \cdot a} \left(1 - 6 \frac{e}{a}\right)$$

$$\sigma_{max} = \frac{N + W_z}{b \cdot a} \left(1 + 6 \frac{e}{a}\right)$$

Se debe cumplir

$$\sigma_{max} < \frac{\sigma_t}{\gamma_t}$$

Una vez hechas las comprobaciones, se arma la zapata como establece la normativa EHE en su artículo 58.4 “Comprobación de elementos y dimensionamiento de la armadura”, concretamente el punto 58.4.1.1 “Zapatas rígidas”.

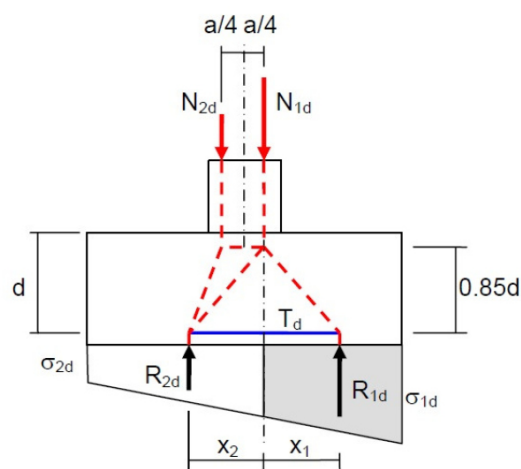


Figura 58.4.1.1.a

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85 \cdot d} (x_1 - 0,25 \cdot a') = A_s \cdot f_{yd}$$

siendo:

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

a' dimensión del pilar en el plano de cálculo.

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{1d} + \frac{\sigma_{1d} + \sigma_{2d}}{2} \frac{a}{2}}{2} \cdot b$$

$$x_1 = \frac{\frac{\sigma_{1d} + \sigma_{2d}}{2} \frac{a}{2} \frac{a}{4} + \frac{1}{2} \left(\sigma_{1d} - \frac{\sigma_{1d} + \sigma_{2d}}{2} \right) \frac{a}{2} \frac{2}{3} \frac{a}{2}}{\frac{\sigma_{1d} + \frac{\sigma_{1d} + \sigma_{2d}}{2} \frac{a}{2}}{2}}$$

Cuantías mínimas

Las establecidas en el apartado 6.2.2 en el cálculo de armaduras longitudinales.

Anclaje barras

Las armaduras se prolongarán la longitud de anclaje necesaria como se detalla en el apartado 6.2.2 anterior. Si las dimensiones de la zapata no permiten la disposición de la armadura, se prolongará en forma de patilla la longitud necesaria

6.4.- CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN PREFABRICADO

Gran parte de la estructura de hormigón que conforma el primer piso, y la totalidad del graderío será realizada con elementos prefabricados.

Para su elección, se calcularán las cargas que deben soportar y mediante las tablas que proporciona los fabricantes (ALHOSA y PRAINSA), se procede a la elección del elemento adecuado.

La sobrecarga de uso, se considera, según normativa 500 Kp/m².

Cálculo detallado en el Anexo VI.

ANEXO II.
CÁLCULO DE ELEMENTOS
DE CUBIERTA

Como se explicó en el Anexo I se realizan comprobaciones a flexión compuesta: flexión y tracción o flexión y compresión. Se comprueba también los elementos a pandeo y el Estado Límite de Servicio de flecha.

Los elementos a los que se refiere la notación en este anexo son:

Tubo 1 Tubos de los largueros (300x400x15).

Tubo 2 Tubos de las correas (300x400x15).

Tubo 3 Tubos en zig-zag de la celosía en la parte interior (80x80x8).

Tubo 4 Tubos en zig-zap de la celosía radial (80x80x8).

Pilar cubierta (Perfil armado $b=400$, $h=500$, $t_f=30$, $t_w=15$).

Comprobación a flecha

	Máxima Flecha (mm)	Longitud (mm)	Límite flecha (L/200) (mm)	¿Cumple?
Estructura global	100	20000	100	SI

Tubo 1

Dimensionado

Geometría y materiales

Base	0,3 m
Altura	0,4 m
Espesor	0,015 m
Área	0,019778 m ²

Inercia z	0,000447901 m ⁴
Inercia y	0,000286215 m ⁴
Módulo resistente z	0,002696089 m ³
Módulo resistente y	0,002209676 m ³

fyk	275 N/mm ²
Coficiente minoración	1,05
fyd	261904761,9 N/m ²

Cálculo flexocompresión-flexotracción

N _{pl,Rd}	5179978,571 N
M _{el,Rdy}	578724,6667 N.m
M _{el,Rdz}	706118,4952 N.m

Elemento más solicitado

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} = 0,15 \leq 1$$

Cálculo pandeo

L	20,56794 m
N _{cr}	3428,775259 N
lambda	1,259473752
α	0,21
Φ	1,40438181
coeficiente pandeo	0,493660859
N _{b,Rd}	2557152,671 N
máximo axil	783121,300 N

Cumple

Tubo 2

Dimensionado

Geometría y materiales

Base	0,3 m
Altura	0,4 m
Espesor	0,015 m
Área	0,019778 m ²

Inercia z	0,0004479 m ⁴
Inercia y	0,00028622 m ⁴
Módulo resistente z	0,00269609 m ³
Módulo resistente y	0,00220968 m ³

fyk	275 N/mm ²
Coefficiente minoración	1,05
fyd	261904762 N/m ²

Cálculo flexocompresión-flexotracción

Npl,Rd	5179978,57 N
Mel,Rdy	578724,667 N.m
Mel,Rdz	706118,495 N.m

Elemento más solicitado

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} = 0,28 \leq 1$$

Cálculo pandeo

L	3,344 m
Ncr	129714,366 N
lambda	0,205
α	0,210
Φ	0,521
coeficiente pandeo	0,999
Nb,Rd	5174569,529 N
máximo axil	1438280,300 N

Cumple

Tubo 3

Dimensionado

Geometría y materiales

Base	0,08 m
Altura	0,08 m
Espesor	0,008 m
Área	0,002180 m ²

Inercia z	0,000001835 m ⁴
Inercia y	0,000001835 m ⁴
Módulo resistente z	0,000057747 m ³
Módulo resistente y	0,000057747 m ³

f _{yk}	275 N/mm ²
Coefficiente minoración	1,05
f _{yd}	261904761,9 N/m ²

Cálculo flexocompresión-flexotracción

N _{pl,Rd}	571054,524 N
M _{el,Rdy}	15124,214 N.m
M _{el,Rdz}	15124,214 N.m

Elemento más solicitado

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} = 0,17 \leq 1$$

Cálculo pandeo

L	3,344 m
N _{cr}	531,426 N
lambda	1,062
α	0,21
Φ	1,155
coeficiente pandeo	0,622
N _{b,Rd}	355256,684 N
máximo axil	94051,730 N

Cumple

Tubo 4

Dimensionado

Geometría y materiales

Base	0,08	m
Altura	0,08	m
Espesor	0,008	m
Área	0,002180	m ²

Inercia z	0,000001835	m ⁴
Inercia y	0,000001835	m ⁴
Módulo resistente z	0,000057747	m ³
Módulo resistente y	0,000057747	m ³

f _{yk}	275	N/mm ²
Coefficiente minoración	1,05	
f _{yd}	261904761,9	N/m ²

Cálculo flexocompresión-flexotracción

N _{pl,Rd}	571054,524	N
M _{el,Rdy}	15124,214	N.m
M _{el,Rdz}	15124,214	N.m

Elemento más solicitado

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} = 0,52 \leq 1$$

Cálculo pandeo

L	3,344	m
N _{cr}	531,426	N
lambda	1,062	
α	0,21	
Φ	1,155	
coeficiente pandeo	0,622	
N _{b,Rd}	355256,684	N
máximo axil	293931,500	N

Cumple

Pilar cubierta

Dimensionado

Geometría y materiales

h	0,5	m
b	0,4	m
tf	0,03	m
tw	0,015	m
d	0,05	m
Área	0,037200	m ²

Inercia z	0,00058829	m ⁴
Inercia y	1,835E-06	m ⁴
Módulo resistente z	0,007092	m ³
Módulo resistente y	0,004281	m ³

fyk	275	N/mm ²
Coficiente minoración	1,05	
fyd	261904762	N/m ²

Cálculo flexocompresión-flexotracción

N _{pl,Rd}	9742857,14	N
M _{el,Rdy}	1121214,29	N.m
M _{el,Rdz}	1857428,57	N.m

Elemento más solicitado

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} = 0,05 \leq 1$$

Cálculo pandeo

L	6	m
N _{cr}	52920,999	N
lambda	0,440	
α	0,34	
Φ	0,637	
coeficiente pandeo	0,910	
N _{b,Rd}	8866160,53	N
máximo axil	458008,50	N

Cumple

**ANEXO III.
CÁLCULO DE ELEMENTOS
DE UNIÓN**

El proceso de cálculo explicado en el Anexo I se detalla a continuación, tanto el de las placas atornilladas que unen los largueros a los pilares de cubierta, como el de las placas de anclaje que garantizan la transferencia de esfuerzos de la cubierta a la estructura de hormigón.

Los elementos a calcular son los siguientes:

- Placa atornillada de larguero superior a pilar de cubierta
- Placa atornillada de larguero inferior a pilar de cubierta.
- Placa de anclaje, unión pilar de cubierta a pilar de hormigón.

CÁLCULO PLACA ANCLAJE

Esta placa se encargará de unir y transmitir las fuerzas desde el pilar de cubierta al pilar exterior de hormigón armado.

Para ello, se ha procedido a calcular la placa mediante un programa de armado de hormigón.

Características de la placa de anclaje:

Placa de 500x500mm con 8 pernos diámetro 20mm, 3 pernos por cara.

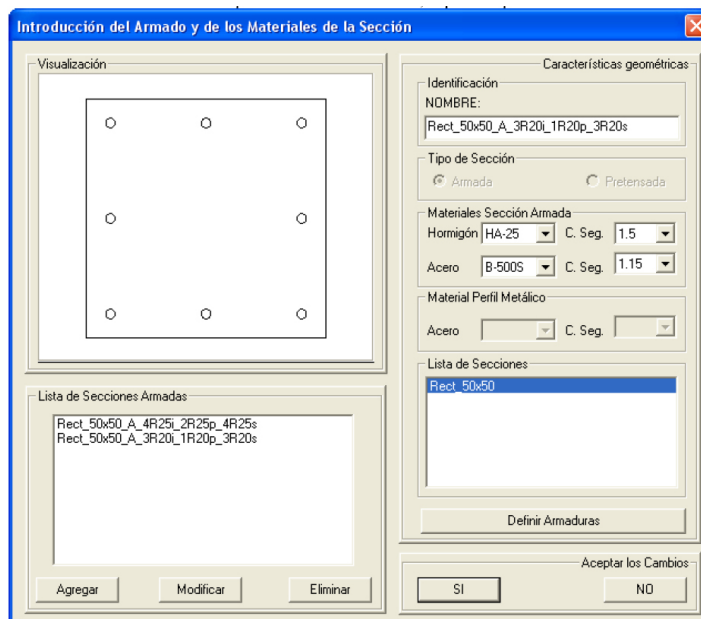
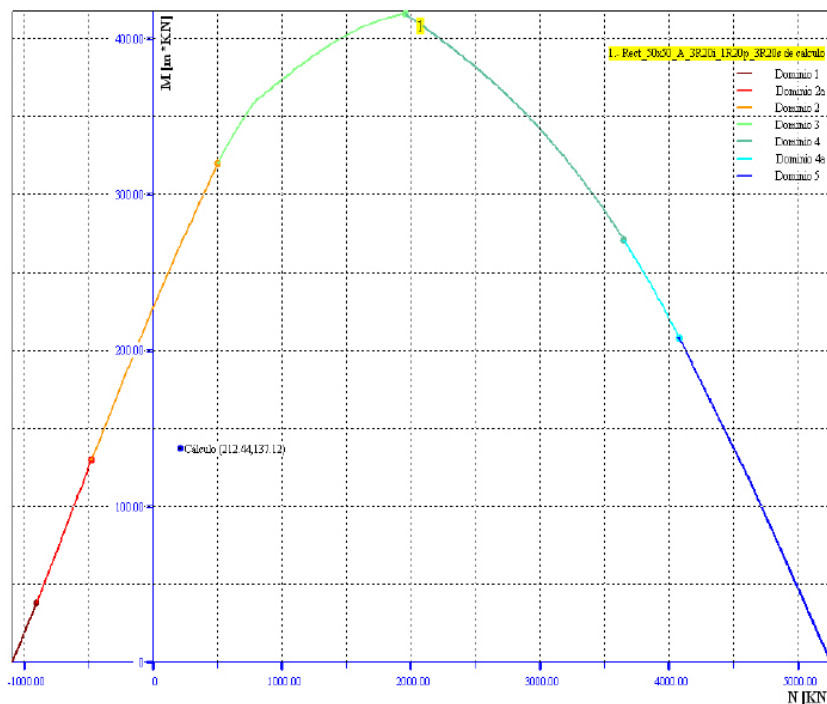


Diagrama de interacción:



ANEXO IV.
CÁLCULO DE PILARES

Según lo expuesto en el Anexo I en lo relativo a pilares, a partir de las envolventes, se calcula el armado del pilar: armadura longitudinal y armadura transversal. Finalmente se comprueba el cumplimiento a pandeo.

La notación en cuanto a los distintos pilares es la que sigue

Pilar 1: Pilar exterior (soporte cubierta, graderío superior y primera planta)

Pilar 2: Pilar intermedio (soporte graderío superior-inferior y primera planta)

Pilar 3: Pilar interior (soporte graderío inferior)

Pilar 4: Pilar auxiliar exterior

Pilar 5: Pilar auxiliar interior

Además, se dispone de varias ménsulas:

Ménsula 1: Ménsula pilar exterior, graderío superior

Ménsula 2: Ménsula pilar exterior, forjado primer piso

Ménsula 2: Ménsula pilar intermedio, forjado primer piso

El armado definitivo se indica en los planos.

Pilar 1.

Armadura principal

GEOMETRÍA Y MATERIALES

b	0,8 m
h	0,8 m
d'	0,05 m
d	0,75 m
f _{ck}	25 N/mm ²
f _{cd}	16,667 N/mm ²
f _{yk}	500 N/mm ²
f _{yd}	434,783 N/mm ²
U _o	10666666,67 N

ACCIONES

N	1632609,177 N
M _d	2908573,207 N.m

	Us1 (KN)	Us2 (KN)			
N _d <0	--	--			
0<=N _d <=0,5U _o	3356,051	3356,051			
N _d >0,5U _o	--	--	m1	m2	α
			--	--	--

CUANTÍAS MÍNIMAS

Cuantía mec. Min.	981,333 mm ²
Cuantía geo. Min.	2560 mm ²

Armamos con...	3356,051 KN
----------------	-------------

Cuántia (KN)	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
φbarra\nº barras										
16	262,255	349,673	437,091	524,509	611,928	699,346	786,764	874,182	961,601	1049,019
20	409,773	546,364	682,955	819,546	956,137	1092,728	1229,319	1365,910	1502,501	1639,092
25	640,270	853,694	1067,117	1280,540	1493,964	1707,387	1920,811	2134,234	2347,658	2561,081
32	1049,019	1398,692	1748,365	2098,038	2447,710	2797,383	3147,056	3496,729	3846,402	4196,075
40	1639,092	2185,456	2731,820	3278,184	3824,548	4370,912	4917,275	5463,639	6010,003	6556,367

φbarra\nº barras	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
16	5,56	4,17	3,34	2,78	2,38	2,09	1,85	1,67	1,52	1,39
20	3,56	2,67	2,14	1,78	1,53	1,34	1,19	1,07	0,97	0,89
25	2,28	1,71	1,37	1,14	0,98	0,85	0,76	0,68	0,62	0,57

Armadura longitudinal: 7φ40 por cara

Armadura cortante

ACCIONES

Vd	302833,9 N
----	------------

1ª comprobación: ¿Vu1>Vd?

Vu1	2100 KN	CUMPLE
-----	---------	--------

2ª comprobación: ¿Vu2>Vrd?

ζ	1,51640
---	---------

número	7	Armadura principal
Φ	40 mm ²	
As	8796,459 mm ²	

ρl	0,02932
----	---------

Vu2	228,468 KN	Necesaria armadura cortante
-----	------------	-----------------------------

ARMADURA

Vcu	190,390 KN
-----	------------

Vsu	112,444 KN
-----	------------

Us	166,584 KN/m	Armos por cuantía geométrica mínima
Cuantía mínima	133,333 N/mm	

Nº ramas	2	Ponemos separación de 300mm
φ	12 mm	
separación máxima	543,136 mm	

Comprobación pandeo

GEOMETRÍA Y MATERIALES

l	12,2 m
b	0,8 m
h	0,8 m
A	0,64 m ²

fck	25 N/mm ²
fcd	16,667 N/mm ²
Ec	27264,04 N/mm ²
Es	210000 N/mm ²
fyd	434,783 N/mm ²

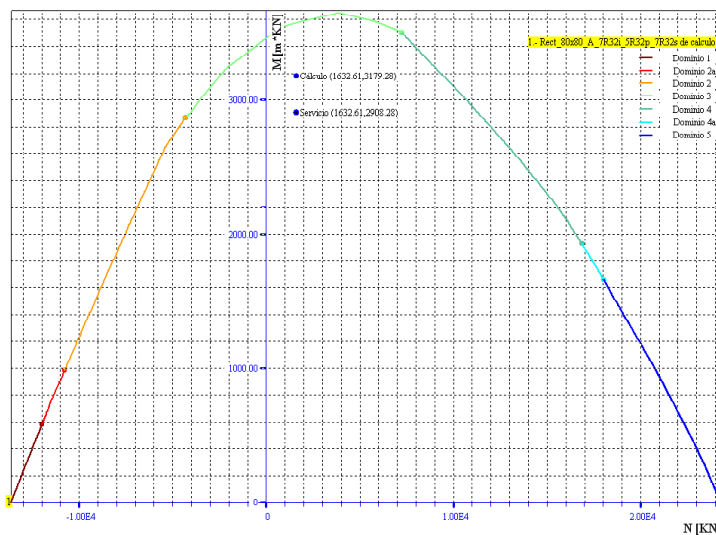
ACCIONES

	M (N.m)	N (N)	e (m)	ee (m)
Extremo inicial	2,91E+06	1,63E+06	1,78	1,78
Extremo final	1,40E+05	4,58E+05	0,31	

¿Método de cálculo?

α	β	ϵ_y	e	l _o	i _c	λ	Método simplificado
1	1,5	0,002		12,2	0,23	52,83	

ea (m)	etot (m)	N	M
0,17	1,95	1,63E+06	3,18E+06



Armadura longitudinal: 7 ϕ 32 por cara. Inferior a la armadura principal, por lo que se arma con 7 ϕ 40

Pilar 2.

Armadura principal

GEOMETRÍA Y MATERIALES

b	0,5 m
h	0,5 m
d'	0,05 m
d	0,45 m
fck	25 N/mm ²
fcd	16,667 N/mm ²
fyk	500 N/mm ²
fyd	434,783 N/mm ²
Uo	4166666,667 N

ACCIONES

N	1822048,441 N
Md	512288,6948 N.m

	Us1 (KN)	Us2 (KN)			
Nd<0	--	--			
0<=Nd<=0,5Uo	590,123	590,123			
Nd>0,5Uo	--	--	m1	m2	α
			--	--	--

CUANTÍAS MÍNIMAS

Cuantía mec. Min.	383,333 mm ²
Cuantía geo. Min.	1000 mm ²

Armamos con...	590,123 KN
----------------	------------

Cuánta (KN)	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
ϕ barra \nº barras										
16	262,255	349,673	437,091	524,509	611,928	699,346	786,764	874,182	961,601	1049,019
20	409,773	546,364	682,955	819,546	956,137	1092,728	1229,319	1365,910	1502,501	1639,092
25	640,270	853,694	1067,117	1280,540	1493,964	1707,387	1920,811	2134,234	2347,658	2561,081

ϕ barra \nº barras	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
16	1,66	1,24	0,99	0,83	0,71	0,62	0,55	0,50	0,45	0,41
20	1,06	0,80	0,64	0,53	0,45	0,40	0,35	0,32	0,29	0,27
25	0,68	0,51	0,41	0,34	0,29	0,25	0,23	0,20	0,19	0,17

Armadura longitudinal: 3 ϕ 25 por cara

Armadura cortante

ACCIONES

Vd	53890 N
----	---------

1ª comprobación: ¿Vu1 > Vd?

Vu1	337,5 KN	CUMPLE
-----	----------	--------

2ª comprobación: ¿Vu2 > Vrd?

ξ	1,66667
---	---------

número	3	Armadura principal
φ	25 mm ²	
As	1472,622 mm ²	

ρl	0,01309
----	---------

Vu2	71,968 KN	No necesaria armadura cortante
-----	-----------	--------------------------------

Separaciones máximas

Separación máxima	300 mm
-------------------	--------

φ _{min} (ar. prin.)	25 mm	Teniendo en cuenta la armadura de compresión
separación máxima	300 mm	

cuantía mínima	83,333 N/mm
----------------	-------------

ARMADURA

φ cercos	8 mm	Cumple cuantía mínima
separación	300 mm	

Comprobación pandeo

GEOMETRÍA Y MATERIALES

l	5,345 m
b	0,5 m
h	0,5 m
A	0,25 m ²

f _{ck}	25 N/mm ²
f _{cd}	16,667 N/mm ²
E _c	27264,04 N/mm ²
E _s	210000 N/mm ²
f _{yd}	434,783 N/mm ²

ACCIONES

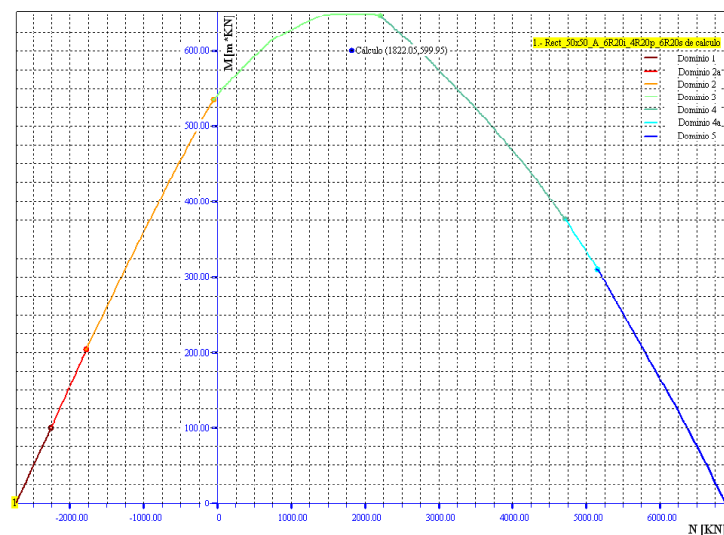
	M (N.m)	N (N)	e (m)
Extremo inicial	5,12E+05	1,82E+06	0,28
Extremo final	0,00E+00	5,56E+05	0,00

ee (m)	0,28
--------	------

¿Método de cálculo?

α	β	ϵ_y	e	l ₀	i _c	λ	Método simplificado
1	1,5	0,002		5,345	0,14	37,03	

ea (m)	etot (m)	N	M
0,05	0,33	1,82E+06	6,00E+05



Armadura longitudinal: 6 ϕ 20 por cara

Pilar 3.

Armadura principal

GEOMETRÍA Y MATERIALES

b	0,5 m
h	0,5 m
d'	0,05 m
d	0,45 m
fck	25 N/mm ²
fcd	16,667 N/mm ²
fyk	500 N/mm ²
fyd	434,783 N/mm ²
Uo	416666,667 N

ACCIONES

N	384578,4414 N
Md (+)	456336 N.m

	Us1 (KN)	Us2 (KN)			
Nd<0	--	--			
0<=Nd<=0,5Uo	920,445	920,445			
Nd>0,5Uo	--	--	m1	m2	α

CUANTÍAS MÍNIMAS

Cuantía mec. Min.	383,333 mm ²
Cuantía geo. Min.	1000 mm ²

Armos con...	920,445 KN
--------------	------------

Cuántia (KN)	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
φbarra nº barras										
16	262,255	349,673	437,091	524,509	611,928	699,346	786,764	874,182	961,601	1049,019
20	409,773	546,364	682,955	819,546	956,137	1092,728	1229,319	1365,910	1502,501	1639,092
25	640,270	853,694	1067,117	1280,540	1493,964	1707,387	1920,811	2134,234	2347,658	2561,081

φbarra nº barras	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
16	1,66	1,24	0,99	0,83	0,71	0,62	0,55	0,50	0,45	0,41
20	1,06	0,80	0,64	0,53	0,45	0,40	0,35	0,32	0,29	0,27
25	0,68	0,51	0,41	0,34	0,29	0,25	0,23	0,20	0,19	0,17

Armadura longitudinal: 5φ25 por cara

Armadura cortante

ACCIONES

Vd	253520 N
----	----------

1ª comprobación: ¿Vu1>Vd?

Vu1	562,5 KN	CUMPLE
-----	----------	--------

2ª comprobación: ¿Vu2>Vrd?

ζ	1,66667
---	---------

número	5	Armadura principal
φ	25 mm ²	
As	2454,369 mm ²	

ρl	0,02182
----	---------

Vu2	85,328 KN	Necesaria armadura cortante
-----	-----------	-----------------------------

ARMADURA

Vcu	71,107 KN
-----	-----------

Vsu	182,413 KN
-----	------------

Us	450,403 KN/m	Armamos por cuantía geométrica mínima
Cuantía mínima	83,333 N/mm	

Nº ramas	3
----------	---

φ	12 mm
---	-------

separación máxima	301,323 mm	Ponemos separación de 300mm
-------------------	------------	-----------------------------

Comprobación pandeo

GEOMETRÍA Y MATERIALES

l	1,814 m
b	0,5 m
h	0,5 m
A	0,25 m ²

fck	25 N/mm ²
fcd	16,667 N/mm ²
Ec	27264,04 N/mm ²
Es	210000 N/mm ²
f _{yd}	434,783 N/mm ²

ACCIONES

	M (N.m)	N (N)	e (m)	ee (m)
Extremo inicial	4,56E+05	3,85E+05	1,19	1,19
Extremo final	0,00E+00	5,56E+05	0,00	

¿Método de cálculo?

α	β	ϵ_y	e	l _o	i _c	λ	
1	1,5	0,002		1,814	0,14	12,57	No comprobar

Pilar 4.

Armadura principal

geometría y materiales

b	0,5 m
h	0,5 m
d'	0,05 m
d	0,45 m
fck	25 N/mm ²
fcd	16,667 N/mm ²
fyk	500 N/mm ²
fyd	434,783 N/mm ²
Uo	4166666,667 N

Acciones

N	149707,7305 N
Md (+)	86383,308 N.m

	Us1 (KN)	Us2 (KN)			
Nd<0	--	--			
0<=Nd<=0,5Uo	125,417	125,417			
Nd>0,5Uo	--	--	m1	m2	α
			--	--	--

Cuantías mínimas

Cuantía mec. Min.	383,333 mm ²
Cuantía geo. Min.	1000 mm ²

Armamos con...	1000 mm ²
----------------	----------------------

Cuánta (KN)	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
φbarranº barras	262,255	349,673	437,091	524,509	611,928	699,346	786,764	874,182	961,601	1049,019
16	409,773	546,364	682,955	819,546	956,137	1092,728	1229,319	1365,910	1502,501	1639,092
20	640,270	853,694	1067,117	1280,540	1493,964	1707,387	1920,811	2134,234	2347,658	2561,081

φbarranº barras	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
16	1,66	1,24	0,99	0,83	0,71	0,62	0,55	0,50	0,45	0,41
20	1,06	0,80	0,64	0,53	0,45	0,40	0,35	0,32	0,29	0,27
25	0,68	0,51	0,41	0,34	0,29	0,25	0,23	0,20	0,19	0,17

Armadura longitudinal: 4φ20 por cara

Armadura cortante

ACCIONES

Vd	9816,285 N
----	------------

1ª comprobación: ¿Vu1 > Vd?

Vu1	450 KN	CUMPLE
-----	--------	--------

2ª comprobación: ¿Vu2 > Vrd?

ξ	1,66667
---	---------

número	4	Armadura principal
φ	20 mm ²	
As	1256,637 mm ²	

ρl	0,01117
----	---------

Vu2	68,262 KN	No necesaria armadura cortante
-----	-----------	--------------------------------

Separaciones máximas

Separación máxima	300 mm
-------------------	--------

φmin (ar. prin.)	25 mm	Teniendo en cuenta la armadura de compresión
separación máxima	300 mm	

cuantía mínima	83,333 N/mm
----------------	-------------

ARMADURA

φ cercos	8 mm	Cumple cuantía mínima
separación	300 mm	

Comprobación pandeo

GEOMETRÍA Y MATERIALES

l	8,8 m
b	0,5 m
h	0,5 m
A	0,25 m ²

fck	25 N/mm ²
fcd	16,667 N/mm ²
Ec	27264,04 N/mm ²
Es	210000 N/mm ²
fyd	434,783 N/mm ²

ACCIONES

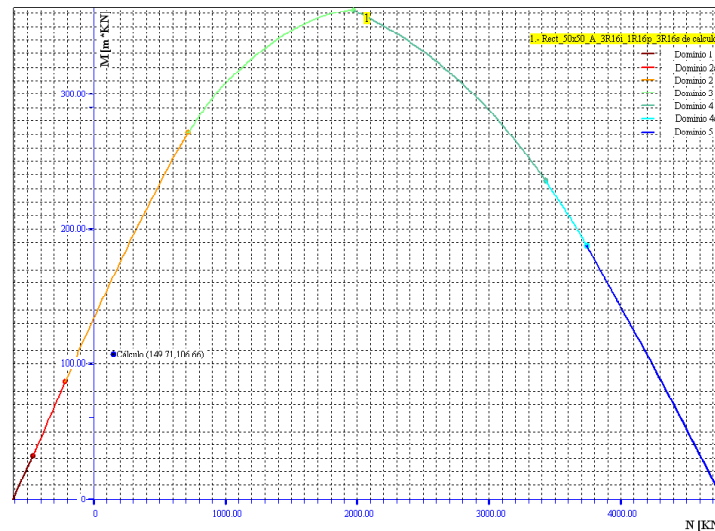
	M (N.m)	N (N)	e (m)
extremo inicial	8,64E+04	1,50E+05	0,58
extremo final	0,00E+00	1,50E+05	0,00

ee (m)
0,58

¿Método de cálculo?

α	β	ϵ_y	e	l _o	i _c	λ	Método simplificado
1	1,5	0,002		8,8	0,14	60,97	

ea (m)	etot (m)	N	M
0,14	0,71	1,50E+05	1,07E+05



Armadura longitudinal: 3φ16 por cara. Inferior a la armadura principal, por lo que se arma con 4φ20

Pilar 5.

Armadura principal

geometría y materiales

b	0,5 m
h	0,5 m
d'	0,05 m
d	0,45 m
fck	25 N/mm ²
fcd	16,667 N/mm ²
fyk	500 N/mm ²
fyd	434,783 N/mm ²
Uo	4166666,667 N

Acciones

N	149707,7305 N
Md (+)	52517,12475 N.m

	Us1 (KN)	Us2 (KN)			
Nd<0	--	--			
0<=Nd<=0,5Uo	40,751	40,751			
Nd>0,5Uo	--	--	m1	m2	α
			--	--	--

Cuantías mínimas

Cuantía mec. Min.	383,333 mm ²
Cuantía geo. Min.	1000 mm ²

Armamos con...	1000 mm ²
----------------	----------------------

Cuántia (KN)	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
ϕ barranº barras	262,255	349,673	437,091	524,509	611,928	699,346	786,764	874,182	961,601	1049,019
16	409,773	546,364	682,955	819,546	956,137	1092,728	1229,319	1365,910	1502,501	1639,092
20	640,270	853,694	1067,117	1280,540	1493,964	1707,387	1920,811	2134,234	2347,658	2561,081

ϕ barranº barras	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
16	1,66	1,24	0,99	0,83	0,71	0,62	0,55	0,50	0,45	0,41
20	1,06	0,80	0,64	0,53	0,45	0,40	0,35	0,32	0,29	0,27
25	0,68	0,51	0,41	0,34	0,29	0,25	0,23	0,20	0,19	0,17

Armadura longitudinal: 4 ϕ 20 por cara

Armadura cortante

ACCIONES

Vd	9,816285 N
----	------------

1ª comprobación: ¿Vu1 > Vd?

Vu1	450 KN	CUMPLE
-----	--------	--------

2ª comprobación: ¿Vu2 > Vrd?

ξ	1,66667
---	---------

número	4	Armadura principal
φ	20 mm ²	
As	1256,637 mm ²	

ρl	0,01117
----	---------

Vu2	68,262 KN	No necesaria armadura cortante
-----	-----------	--------------------------------

Separaciones máximas

Separación máxima	300 mm
-------------------	--------

φ _{mín} (ar. prin.)	25 mm	Teniendo en cuenta la armadura de compresión
separación máxima	300 mm	

cuantía mínima	83,333 N/mm
----------------	-------------

ARMADURA

φ cercos	8 mm	Cumple cuantía mínima
separación	300 mm	

Comprobación pandeo

GEOMETRÍA Y MATERIALES

l	5,35 m
b	0,5 m
h	0,5 m
A	0,25 m ²

f _{ck}	25 N/mm ²
f _{cd}	16,667 N/mm ²
E _c	27264,04 N/mm ²
E _s	210000 N/mm ²
f _{yd}	434,783 N/mm ²

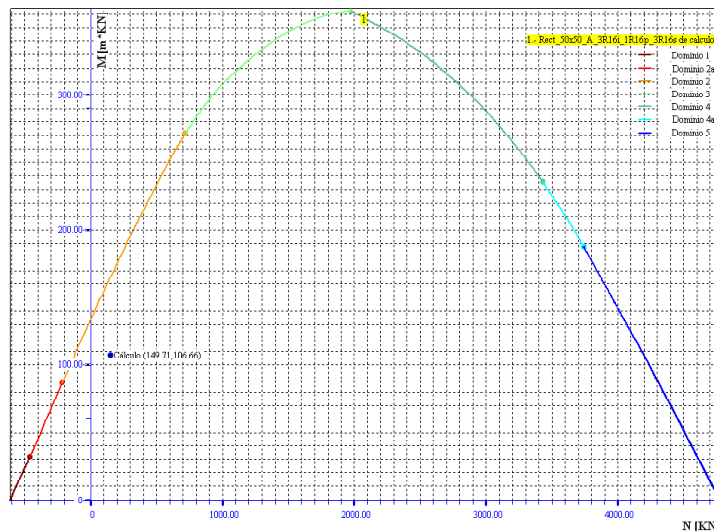
ACCIONES

	M (N.m)	N (N)	e (m)	ee (m)
extremo inicial	8,64E+04	1,50E+05	0,58	0,58
extremo final	0,00E+00	1,50E+05	0,00	

Método de cálculo

α	β	ϵ_y	e	l _o	i _c	λ	Método
1	1,5	0,002		5,35	0,14	37,07	simplificado

ea (m)	etot (m)	N	M
0,05	0,63	1,50E+05	9,39E+04



Armadura longitudinal: 3φ16 por cara. Inferior a la armadura principal, por lo que se arma con 4φ20

Ménsula 1.

GEOMETRÍA Y MATERIALES

f_{yd} acero	400 Mpa
----------------	---------

a	125 mm	
d	450 mm	CUMPLE
d _l	300 mm	CUMPLE
h	500 mm	
tg θ	0,714285714 grados	
Cotg θ	1,4	

F _{vd}	598,8309216 KN
F _{hd}	119,7661843 KN

A _s	1368,756392 mm ²
A _{se}	299,4154608 mm ²

b	800 mm
c	250 mm

Comprobación de nudos y bielas

f _{1cd}	17,5 Mpa
f _{cd}	25 Mpa

2,994154608 < f_{1cd} → CUMPLE

Ménsula 2.

GEOMETRÍA Y MATERIALES

f_{yd} acero	400 Mpa
----------------	---------

a	125 mm
d	450 mm
d1	300 mm
h	500 mm
$tg\theta$	0,714285714 grados
$Cotg\theta$	1,4

CUMPLE
CUMPLE

F_{vd}	575,7697557 KN
F_{hd}	115,1539511 KN

A_s	1316,045156 mm ²
A_{se}	287,8848779 mm ²

b	800 mm
c	250 mm

Comprobación de nudos y bielas

f_{lcd}	17,5 Mpa
f_{cd}	25 Mpa

2,878848779 < f_{lcd} → CUMPLE

Ménsula 3.

GEOMETRÍA Y MATERIALES

f _{yd} acero	400 Mpa
-----------------------	---------

a	125 mm
d	450 mm
d _l	300 mm
h	500 mm
tgθ	0,714285714 grados
Cotgθ	1,4

CUMPLE
CUMPLE

F _{vd}	575,7697557 KN
F _{hd}	115,1539511 KN

A _s	1316,045156 mm ²
A _{se}	287,8848779 mm ²

b	500 mm
c	250 mm

Comprobación de nudos y bielas

f _{lcd}	17,5 Mpa
f _{cd}	25 Mpa

4,606158046 < f_{lcd} → CUMPLE

ANEXO V.
CÁLCULO DE CIMENTACIÓN

Para el cálculo de cimentación, se ha programado una hoja Excel en la cual se obtienen tanto las medidas de la zapata, como sus necesidades de mallado.

En la plaza de toros, se tienen 6 tipos de zapatas:

- Zapata cuadrada de 5,5 metros (zapata 1).
- Zapata cuadrada de 4 metros (zapata 2).
- Zapata cuadrada de 3,5 metros (zapata 3).
- Zapatas especiales.

ZAPATA 1

Esfuerzos			Dimensiones				Vuelco				Tensión					
N	V	M	a	b	h	Peso	Mv	Me	gv	R	d	e	a/6	Tipo	Smáx	Límite
1156,94	215,98	2087,75	5,50	5,50	0,80	641,00	2260,53	4944,34	2,19	1797,94	1,49	1,26	0,92	1	146,00	150
-12,76	14,79	25,32	5,50	5,50	0,80	602,00	37,15	1620,41	43,62	589,24	2,69	0,06	0,92	0	20,82	150
19,60	10,70	14,44	5,50	5,50	0,80	602,00	23,00	1709,40	74,32	621,60	2,71	0,04	0,92	0	21,38	150

Esfuerzos			Dimensiones				Vuelco				Tensión					
N	V	M	a	b	h	Peso	Mv	Me	gv	R	d	e	a/6	Tipo	Smáx	Límite
40,78	4,46	12,14	5,50	5,50	0,80	602,00	15,708	1767,65	112,53	642,78	2,73	0,02	0,92	0	21,82	150
6,2	6,39	11,04	5,50	5,50	0,80	602,00	16,152	1672,55	103,55	608,20	2,72	0,03	0,92	0	20,69	150
26,15	10,38	21,92	5,50	5,50	0,80	602,00	30,224	1727,41	57,15	628,15	2,70	0,05	0,92	0	21,86	150

fcd	16,6666667 Mpa
Uc	68750 KN
Us	2750 KN

UsØ20	136,59098 KN
-------	--------------

Nº barras	21
-----------	----

Armado con 21 barras Ø 20

ZAPATA 2

Esfuerzos		Dimensiones				Vuelco				Tensión						
N	V	M	a	b	h	Peso	Mv	Me	gv	R	d	e	a/6	Tipo	Smáx	Límite
1288,37	39,26	369,38	4,00	4,00	0,80	354,20	400,79	3285,14	8,20	1642,57	1,76	0,24	0,67	0	140,23	150
-12,76	14,79	25,32	4,00	4,00	0,80	326,00	37,15	626,48	16,86	313,24	1,88	0,12	0,67	0	23,06	150
19,60	10,70	14,44	4,00	4,00	0,80	326,00	23,00	691,20	30,05	345,60	1,93	0,07	0,67	0	23,76	150

Esfuerzos		Dimensiones				Vuelco				Tensión						
N	V	M	a	b	h	Peso	Mv	Me	gv	R	d	e	a/6	Tipo	Smáx	Límite
40,78	4,46	12,14	4,00	4,00	0,80	326,00	15,708	733,56	46,70	366,78	1,96	0,04	0,67	0	24,40	150
6,2	6,39	11,04	4,00	4,00	0,80	326,00	16,152	664,40	41,13	332,20	1,95	0,05	0,67	0	22,28	150
26,15	10,38	21,92	4,00	4,00	0,80	326,00	30,224	704,30	23,30	352,15	1,91	0,09	0,67	0	24,84	150

fcd	16,666667 Mpa
Uc	50000 KN
Us	2000 KN

UsØ20	136,59098 KN
-------	--------------

Nº barras	15
-----------	----

Armado con 15 barras Ø 20

ZAPATA 3

Esfuerzos			Dimensiones				Vuelco				Tensión					
N	V	M	a	b	h	Peso	Mv	Mc	gv	R	d	e	a/6	Tipo	Smáx	Límite
269,07	180,76	325,37	3,50	3,50	0,80	271,70	469,98	946,34	2,01	540,77	0,88	0,87	0,58	I	116,93	150
-12,76	14,79	25,32	3,50	3,50	0,80	254,00	37,15	422,17	11,36	241,24	1,60	0,15	0,58	0	24,89	150
19,60	10,70	14,44	3,50	3,50	0,80	254,00	23,00	478,80	20,82	273,60	1,67	0,08	0,58	0	25,55	150

Esfuerzos			Dimensiones				Vuelco				Tensión					
N	V	M	a	b	h	Peso	Mv	Mc	gv	R	d	e	a/6	Tipo	Smáx	Límite
40,78	4,46	12,14	3,50	3,50	0,80	254,00	15,708	515,87	32,84	294,78	1,70	0,05	0,58	0	26,26	150
6,2	6,39	11,04	3,50	3,50	0,80	254,00	16,152	453,35	28,19	260,20	1,69	0,06	0,58	0	23,50	150
26,15	10,38	21,92	3,50	3,50	0,80	254,00	30,224	490,26	16,22	280,15	1,64	0,11	0,58	0	27,10	150

fcd	16,666667 Mpa
Uc	43750 KN
Us	1750 KN

UsØ20	136,59098 KN
-------	--------------

Nº barras 13

Armado con 13 barras Ø 20

ZAPATAS ESPECIALES

Existen varios pilares secundarios (con cargas menores que los principales), que al estar cerca de uno de los anteriores, interfieren con sus zapatas, por lo que se ha optado por alargar el armado incluyendo la superficie que necesiten estos pilares en los pilares principales. Para ver con más detalle, ir al plano de cimentación.

ANEXO VI.
CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA
DE HORMIGÓN PREFABRICADO

Según lo expuesto en la memoria, para los forjados y graderíos se utilizarán los siguientes elementos prefabricados:

- Placa alveolar
- Jácenas
- Gradadas y portagradadas

PLACA ALVEOLAR

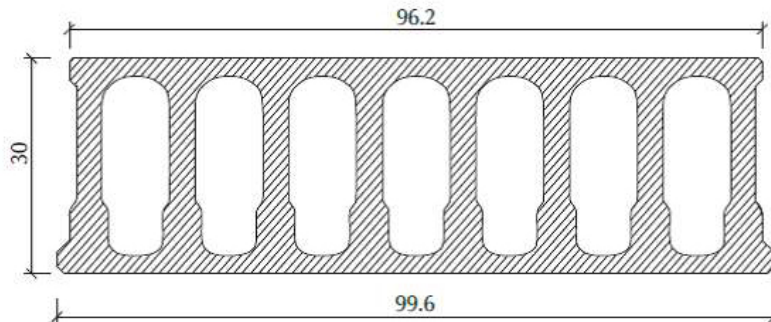
Para los forjados existentes en la plaza (forjado primer piso, forjado chiqueros,..) se ha elegido la opción de hacerlos con elementos prefabricados, para lo cual se usará placa alveolar asentada sobre jácenas.

El fabricante elegido para este tipo de elementos ha sido PRAINSA.

Para la elección de la placa, se ha dimensionado con la que recibe mayores requerimientos, es decir, la que está más acercada a la fachada en el forjado del primer piso, ya que es la que tiene mayor distancia entre sus apoyos para la misma carga superficial.

Conociendo la luz máxima de ésta, 11,42 metros, y sabiendo que en la tabla del fabricante hay que descartar el peso propio de la placa alveolar y el de la capa de compresión, únicamente quedaría aplicar la sobrecarga de uso de 500kp/m².

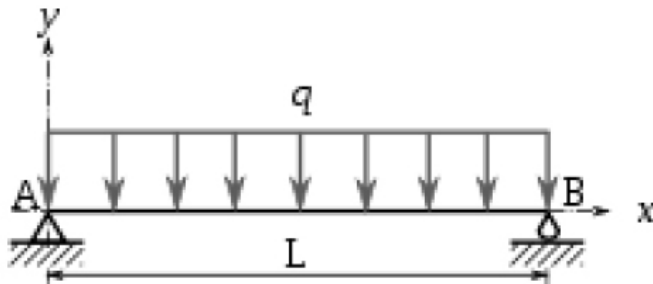
Aplicando estos dos criterios, la elección para la totalidad de la plaza es: Placa alveolar modelo FA 30 T5.



JÁCENAS

Una vez elegido el tipo de placa alveolar que asentará sobre las jácenas, conociendo así el peso de estos elementos, se pasa a calcular los esfuerzos que recaen sobre las jácenas. Para un tramo cualquiera del primer piso en el que apoyen placas alveolares por ambos lados, que es la zona con mayor requerimiento, se calculan los esfuerzos que deben resistir, así como la luz entre apoyos.

El método de cálculo es mediante la resolución de una viga apoyada en los dos extremos, mayorando los pesos propios (1,35) y la sobrecarga de uso (1,5).



Una vez calculados los requerimientos, se procede a seleccionar el elemento a decuado en la tabla del fabricante.

CARACTERÍSTICAS FORJADO

Geometría y Acciones

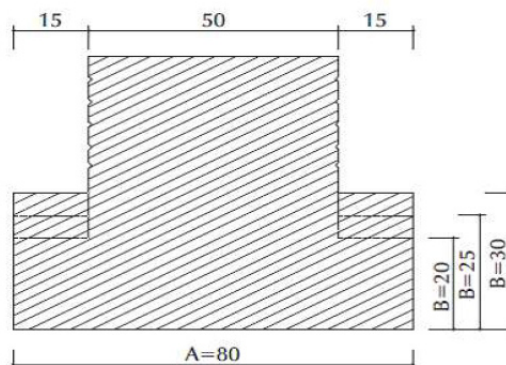
L forjado	7 m
-----------	-----

q hormigón	17,59328028 KN/m
q placa alv.	55,09333029 KN/m
q SU	79,70678571 KN/m
q TOTAL ext.	152,3933963 KN/m

Mu (KNm)	933,4095522 KNm	CUMPLE
----------	-----------------	--------

ELEMENTO COMERCIAL

Modelo	JP 8025
Tipo de armado	2503
Peso	813 KN/m
Mu máx	993 KNm
L jácena	7,725 m



GRADAS Y PORTAGRADAS

Las gradas y portagradas serán fabricadas por ALHOSA en base a los requerimientos de la plaza de toros, garantizando su seguridad para las luces y cargas de cada tramo, considerando así el número de escalones y la sobrecarga de uso empleada en este tipo de edificios, 500 kp/m².

ANEXO VII.
CUMPLIMIENTO DEL DOCUMENTO
BÁSICO DB SU DEL CTE

1.- SEGURIDAD FRENTE AL RIESGO DE CAÍDAS

Se limitará el riesgo de que los usuarios sufran caídas, para lo cual los suelos serán adecuados para favorecer que las personas no resbalen, tropiecen o se dificulte la movilidad. Asimismo se limitará el riesgo de caídas en huecos, en cambios de nivel y en escaleras y rampas.

Características de las barreras de protección

Las barreras de protección están proyectadas todas ellas a la altura de 1 metro, cumpliendo lo establecido en la normativa en la que se exige como mínimo, una altura de 900mm cuando la diferencia de cota que protegen no exceda de 6 metros y de 1100 mm en el resto de los casos. La altura se medirá verticalmente desde el nivel de suelo o, en el caso de escaleras, desde la línea de inclinación definida por los vértices de los peldaños, hasta el límite superior de la barrera.

Las barreras de protección están diseñadas, según normativa, de forma que:

- a) No puedan ser fácilmente escaladas por los niños, para lo cual no existen puntos de apoyo en la altura comprendida entre 200 mm y 700 mm sobre el nivel del suelo o sobre la línea de inclinación de una escalera, estando protegido con cristal;
- b) No tengan aberturas que puedan ser atravesadas por una esfera de 100 mm de diámetro, exceptuándose las aberturas triangulares que forman la huella y la contrahuella de los peldaños con el límite inferior de la barandilla, siempre que la distancia entre este límite y la línea de inclinación de la escalera no exceda de 50mm.

Características de las escaleras

- a) Diseño de escaleras de acceso a primera planta (de 2 y 4 metros de anchura):
La huella medirá 300 mm, superando el mínimo de 280 exigido en la normativa, y la contrahuella 185 mm, igualando el máximo de la normativa. La huella H y la contrahuella C cumplirán a lo largo de una misma escalera la relación siguiente:
$$540 \text{ mm} \leq 2C + H \leq 700 \text{ mm}$$

La altura que salva es de 4,44 metros, por encima del máximo de 2,25 metros, por lo que se ha optado por 2 tramos que salven una altura de 2,22 metros cada uno separados por una meseta con una longitud superior a la anchura de la escalera, superando así el mínimo de 1,20 metros exigido.

Además, las escaleras dispondrán de una barandilla de protección exterior de 1 metro de altura.

- b) Diseño de escaleras de acceso a graderíos (4 metros de anchura):
De características idénticas a las anteriores, exceptuando que estarán compuestas por un único tramo de 2,22 metros de altura.

Estas escaleras dispondrán de pasamanos a ambos lados.

2.- SEGURIDAD FRENTE AL RIESGO DE IMPACTO

Se limita el riesgo de que los usuarios puedan sufrir impacto con elementos fijos del edificio. Para ello, la altura libre mínima de paso en zonas de circulación es 2220 mm (más de 2500 mm en la mayor parte del edificio), superando el mínimo establecido en normativa de 2100 mm en zonas de uso restringido y 2200 en el resto de las zonas. En los umbrales de las puertas la altura libre será 2000 mm como mínimo según norma, siendo de 2100 mm en proyecto.

ANEXO VIII.
CUMPLIMIENTO DEL DOCUMENTO
BÁSICO DB SI DEL CTE

1.- OBJETO Y APLICACIÓN

El objetivo del Anexo es establecer las condiciones que debe reunir el pabellón, proyectando según el documento básico DB SI, a fin de proteger a sus ocupants frente a los riesgos originados por un incendio.

2.- COMPARTIMENTACIÓN, EVACUACIÓN Y SEÑALIZACIÓN

El edificio está compartimentado en varios sectores de incendios según lo siguiente:

- Planta baja: Zona público, constituida por los dos restaurantes, taquillas, vestíbulo y aseos pertenecientes a dicha zona. Superficie total: 1911 m²
- Planta baja: Zona toreros, correspondiente a los 3 vestuarios y la capilla. Superficie total: 636 m²
- Planta baja: Zona enfermería e instalaciones. Superficie total: 483 m²
- Planta baja: Zona de mantenimiento y ganado. Superficie total: 417 m²
- Planta primera: Zona para público, vomitorios 1 al 5. Superficie total: 873 m²
- Planta primera: Zona para público, vomitorios 6 al 8. Superficie total: 502 m²
- Planta graderíos: Sin compartimentar. Superficie total: 4015 m²

Todos los compartimentos son menores que 2500 m², a excepción de la planta graderíos, que al ser destinada a público sentado en asientos fijos y tener resuelta la evacuación mediante salidas directas del edificio a través de las escaleras del primer piso, no necesita ser compartimentado.

De la densidad de ocupación establecida de 1 persona por asiento en la zona de graderío resulta:

Nº de personas graderío: 3424

Ante lo cual, para el cálculo de las escaleras de los graderíos, el mayor número de personas para evacuar por una misma escalera es de 220 personas (evacuación ascendente).

Por ello,

$$A \geq \frac{P}{160-10h} = \frac{220}{160-10 \cdot 0,72 \cdot 6} = 1,89 \text{ m}$$

Aun así, la escalera para graderíos se ha definido con una anchura de 2,5 metros, superior al mínimo requerido.

En el sentido de evacuación descendente, el número máximo de espectadores a evacuar por una misma escalera es de 118, entonces,

$$A \geq \frac{P}{160} = \frac{118}{160} = 0,74 \text{ m}$$

Se observa que los requerimientos son mucho menores gracias al sentido de evacuación, y, por otro lado, a que el número de tramos de escaleras para evacuar es mayor en el graderío superior.

Por último, la anchura de las escaleras de salida es de 4 metros (en el caso de salida por una única dirección), 2 metros (salidas dobles, 2 por 2 metros), mayor que:

$$A \geq \frac{P}{160} = \frac{3424/7}{160} = 3,06 \text{ m}$$

* Se considera inutilizada una salida para cumplir con el CTE DB SI.

La anchura libre de puertas previstas como salida es de 4 metros (puertas correderas que quedan abiertas permanentemente), medidas que son muy superiores a las exigidas, ya que:

$$A \geq \frac{P}{200} = \frac{3424/7}{200} = 2,45 \text{ m}$$

* Se considera inutilizada una salida para cumplir con el CTE DB SI.

La longitud de los recorridos de evacuación hasta alguna salida de la plaza no excede de 50 metros.

Se utilizarán las señales de salida, de uso habitual o de emergencia, definidas en la norma UNE 23034:1988, conforme a los siguientes criterios:

- a) Las salidas de recinto, planta o edificio tendrán una señal con el rótulo “SALIDA”.
- b) La señal con el rótulo “Salida de emergencia” debe utilizarse en toda salida prevista para uso exclusivo en caso de emergencia.
- c) Deben disponerse señales indicativas de dirección de los recorridos, visibles desde todo origen de evacuación desde el que no se perciban directamente las salidas o sus señales indicativas.

3.- COMPORTAMIENTO ANTE EL FUEGO DE LOS ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS Y MATERIALES

La tabla 3.1 del apartado 3 “Elementos estructurales principales” Sección SI 6 Resistencia al fuego de la estructura del DB SI, para edificios de pública concurrencia establece una resistencia al fuego mínima RF 90, siendo superada por los elementos de hormigón proyectados y debiendo garantizarse su cumplimiento en la estructura metálica mediante aplicación de pintura adecuada a tal efecto.



Escuela
Universitaria
Ingeniería
Técnica
Industrial
ZARAGOZA

PROYECTO FIN DE CARRERA

Diseño y cálculo de una plaza de toros con cubierta,
de estructura mixta hormigón-acero.

Realizado por:

Rubén Pérez Preciado

Dirigido por:

Dr. Luis Gracia Villa

TOMO 2/2 (PLANOS)

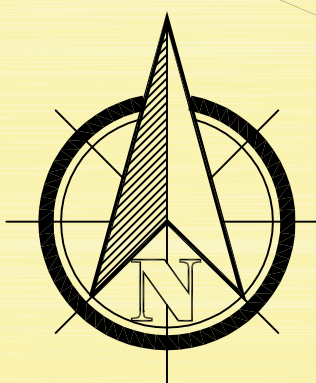
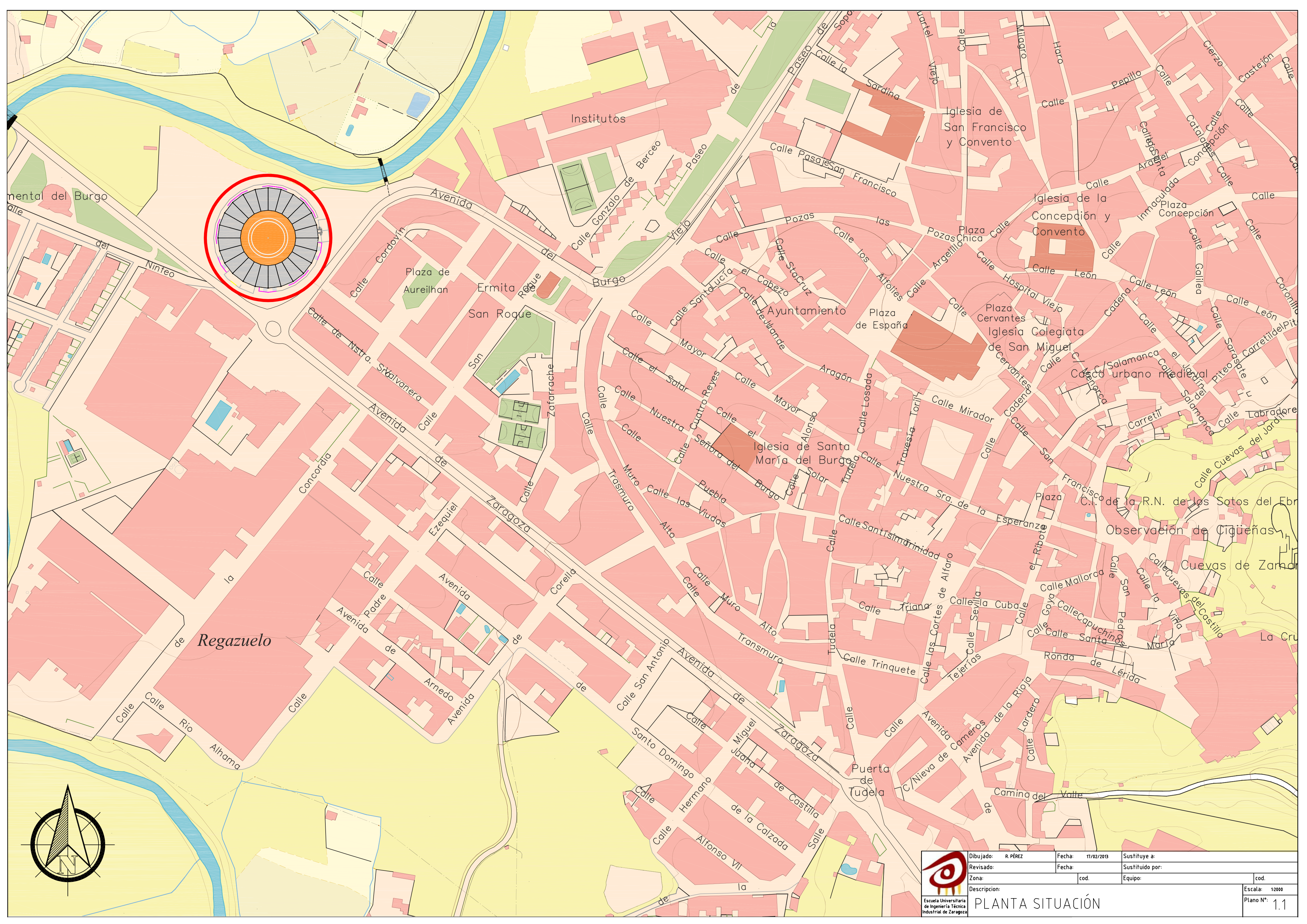
Ingeniería Técnica Industrial, especialidad Mecánica


Departamento de Ingeniería Mecánica

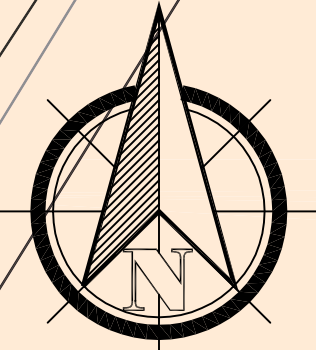
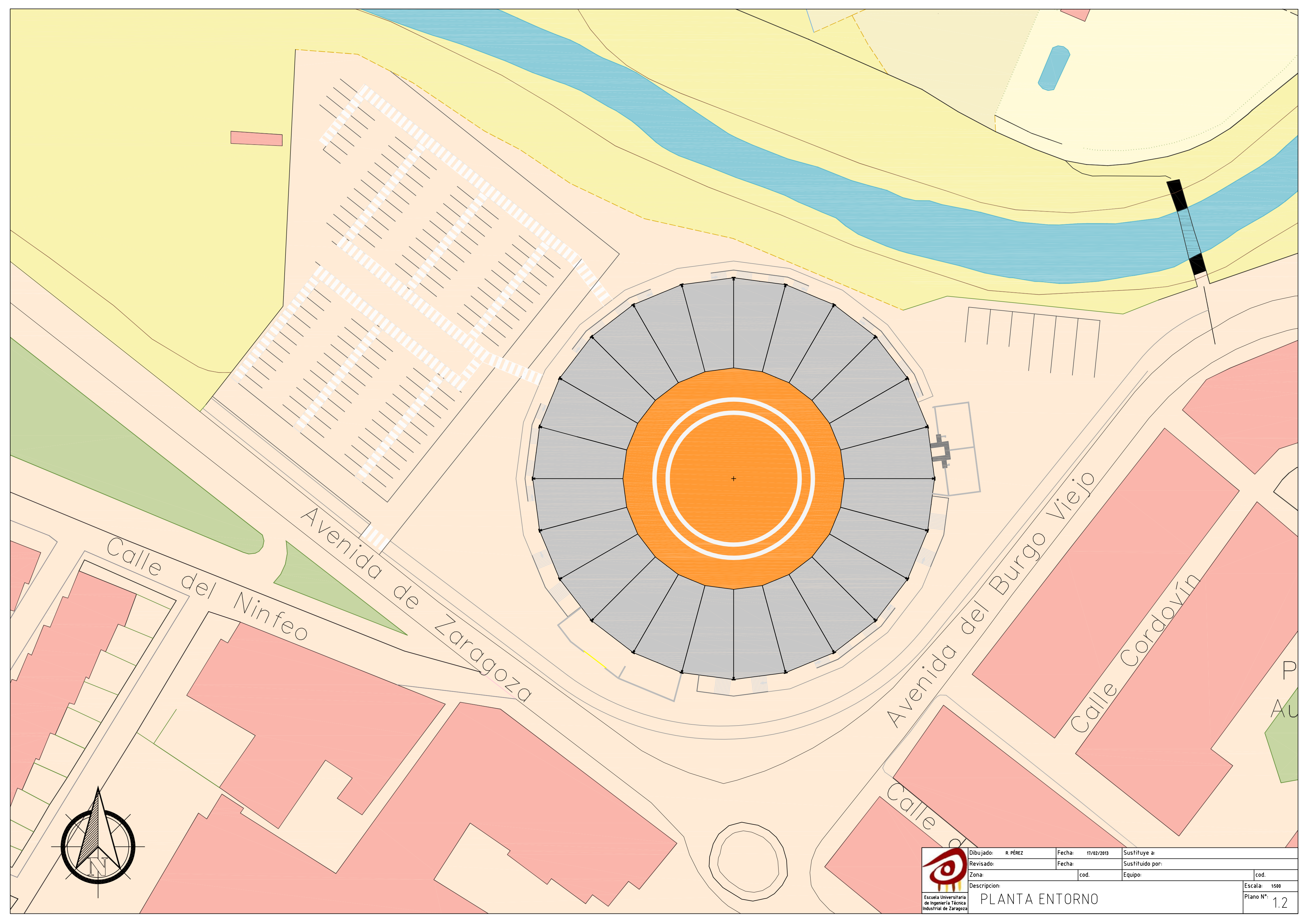
Área de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras

Escuela Universitaria de Ingeniería Técnica Industrial, Universidad de Zaragoza

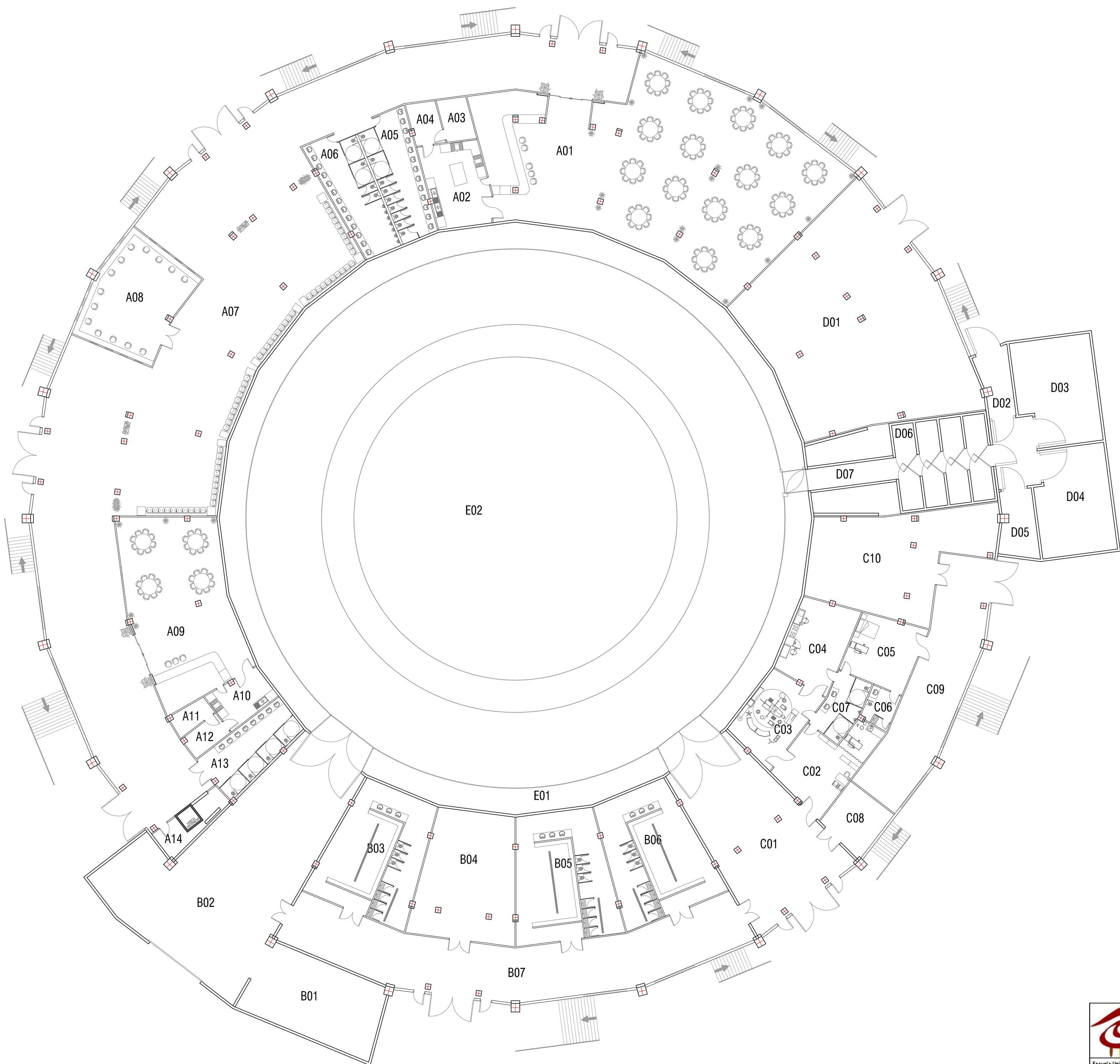
Zaragoza, Febrero de 2013



	Dibujado:	R. PÉREZ	Fecha:	17/02/2013	Sustituye a:	
	Revisado:		Fecha:		Sustituido por:	
	Zona:		cod.		Equipo:	cod.
Descripción:						Escala: 1:2000 Plano N°: 1.1
PLANTA SITUACIÓN						



Dibujado:	R. PÉREZ	Fecha:	17/02/2013	Sustituye a:	
Revisado:		Fecha:		Sustituido por:	
Zona:		cod.		Equipo:	
Descripción:					Escala:
PLANTA ENTORNO					1500
					Plano N°:
					1.2



PROGRAMA DE USOS

A ZONA PÚBLICO		
A01	RESTAURANTE PRINCIPAL	465.20 M2
A02	COCINA RESTAURANTE PRINCIPAL	43.31 M2
A03	SALA FRIGORÍFICA RESTAURANTE PRINCIPAL	10.96 M2
A04	DESPENSA RESTAURANTE PRINCIPAL	10.86 M2
A05	ASEOS SEÑORAS	48.74 M2
A06	ASEOS CABALLEROS	48.74 M2
A07	RECEPCIÓN	955.63 M2
A08	TAQUILLAS	83.48 M2
A09	RESTAURANTE SECUNDARIO	157.28 M2
A10	COCINA RESTAURANTE SECUNDARIO	20.42 M2
A11	SALA FRIGORÍFICA RESTAURANTE SECUNDARIO	7.58 M2
A12	DESPENSA RESTAURANTE SECUNDARIO	8.87 M2
A13	ASEOS MINUSVÁLIDOS	41.39 M2
A14	CUARTO MANTENIMIENTO ASCENSOR	9.09 M2

B ZONA TOREROS		
B01	PATIO DE CABALLOS	87.18 M2
B02	DESOLLADERO Y ACCESO AL RUEDO	277.59 M2
B03	VESTUARIO 1	102.69 M2
B04	CAPILLA	103.24 M2
B05	VESTUARIO 2	103.24 M2
B06	VESTUARIO 3	102.69 M2
B07	PASILLO VESTUARIOS	224.08 M2

C ZONA ENFERMERÍA / INSTALACIONES		
C01	ACCESO RUEDO ENFERMERÍA	158.67 M2
C02	SALA DE RECONOCIMIENTO Y CURAS	48.19 M2
C03	QUIRÓFANO	42.72 M2
C04	SALA DE ESTERILIZACIÓN Y LAVADO	42.97 M2
C05	SALA DE RECUPERACIÓN Y ADAPTACIÓN AL MEDIO	38.72 M2
C06	ASEO SALA DE RECUPERACIÓN	9.45 M2
C07	ASEOS ENFERMERÍA	20.50 M2
C08	SALA GENERADOR	25.56 M2
C09	PASILLO ENFERMERÍA / INSTALACIONES	124.17 M2
C10	CUARTO DE INSTALACIONES	131.17 M2

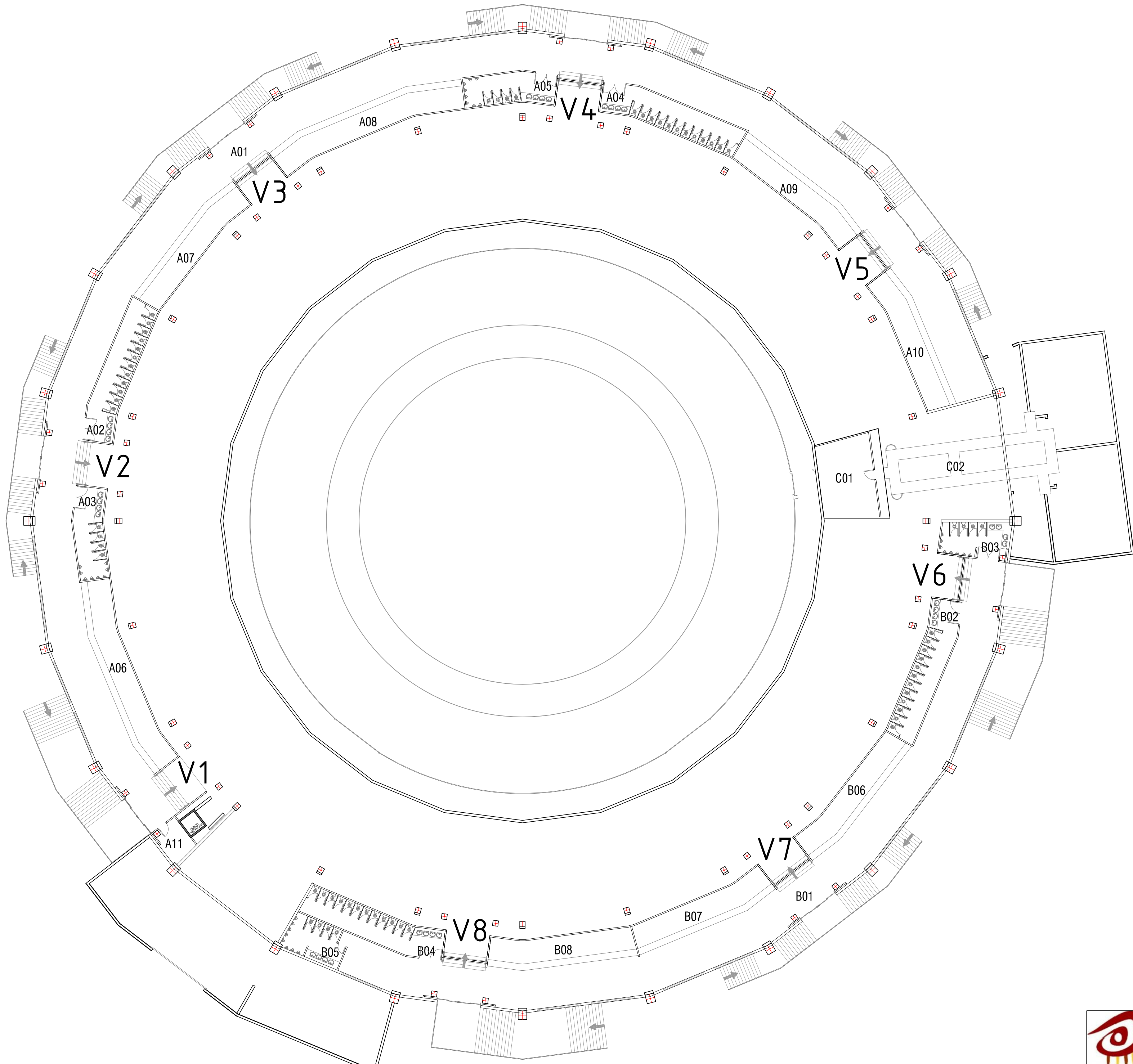
D ZONA DE GANADO / MANTENIMIENTO		
D01	CUARTO DE MANTENIMIENTO	333.71 M2
D02	ACCESO GANADO	43.11 M2
D03	CORRAL GANADO BRAVO 1	70.04 M2
D04	CORRAL GANADO BRAVO 2	66.69 M2
D05	CORRAL GANADO MANSO	19.83 M2
D06	CHIQUEROS (X8)	6.00 M2
D07	ACCESO TORILES A RUEDO	35.14 M2

E ZONA RUEDO		
E01	CALLEJÓN	372.39 M2
E02	RUEDO	1963.50 M2

TOTAL SUPERFICIE ÚTIL	6506.79 M2
TOTAL SUPERFICIE CONSTRUIDA	7231.03 M2



Dibujado:	R. PEREZ	Fecha:	17/02/2013	Sustituye a:		
Revisado:		Fecha:		Sustituido por:		
Zona:		cod.		Equipo:	cod.	
Descripción:	AMUEBLADO PLANTA BAJA				Escala:	1:250
					Plano N°:	1.3



PROGRAMA DE USOS

A ZONA VOMITORIOS 1-5

A01 PASILLO DE DISTRIBUCIÓN	540.04 M2
A02 ASEOS SEÑORAS VOMITORIO 2	36.07 M2
A03 ASEOS CABALLEROS VOMITORIO 2	22.74 M2
A04 ASEOS SEÑORAS VOMITORIO 4	36.07 M2
A05 ASEOS CABALLEROS VOMITORIO 4	22.74 M2
A06 PUESTO DE VENTA 1	49.40 M2
A07 PUESTO DE VENTA 2	36.07 M2
A08 PUESTO DE VENTA 3	49.40 M2
A09 PUESTO DE VENTA 4	36.07 M2
A10 PUESTO DE VENTA 5	35.94 M2
A11 CUARTO MANTENIMIENTO ASCENSOR	8.88 M2

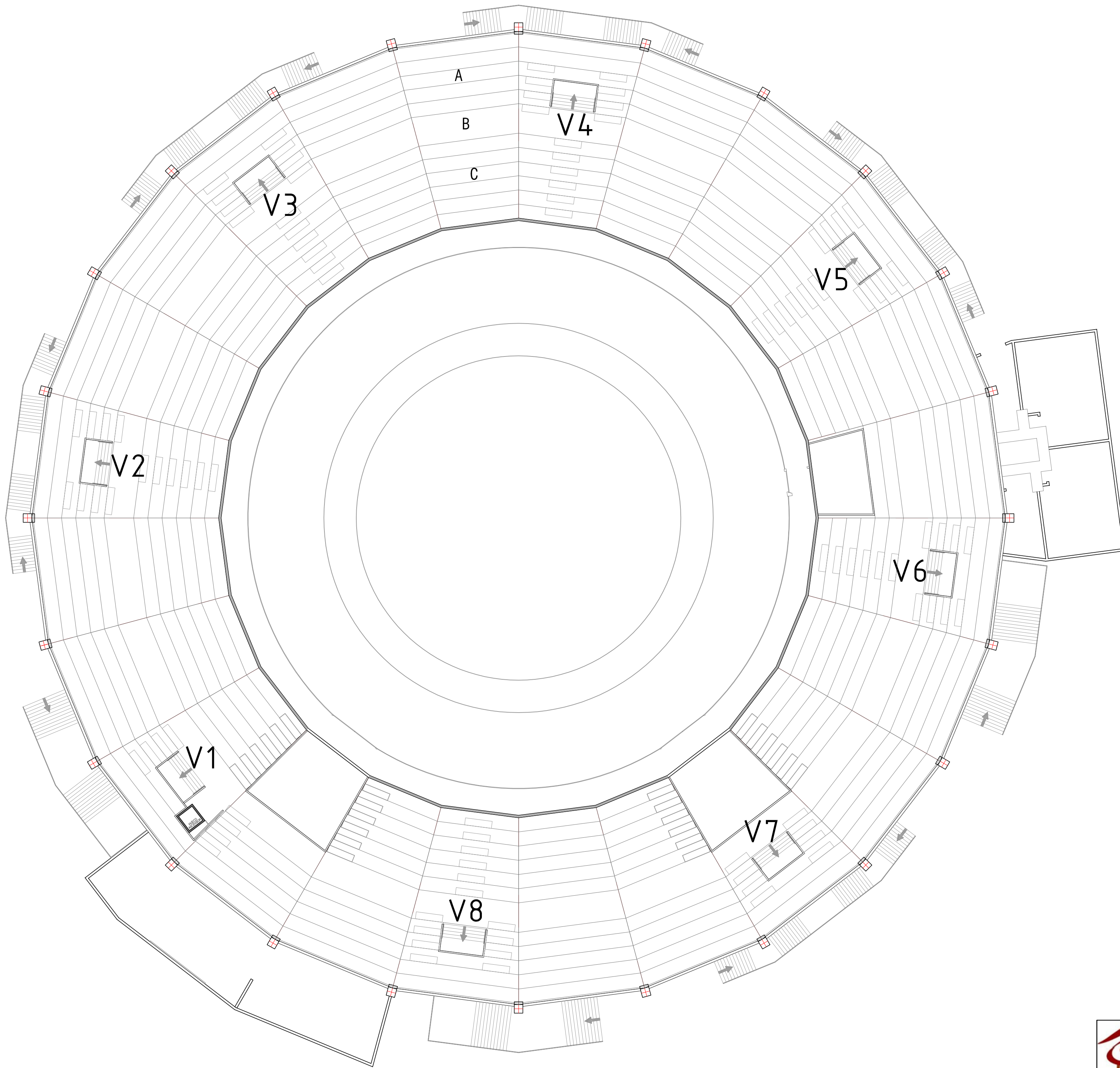
B ZONA VOMITORIOS 6-8

B01 PASILLO DE DISTRIBUCIÓN	283.21 M2
B02 ASEOS SEÑORAS VOMITORIO 6	36.07 M2
B03 ASEOS CABALLEROS VOMITORIO 6	19.94 M2
B04 ASEOS SEÑORAS VOMITORIO 8	36.07 M2
B05 ASEOS CABALLEROS VOMITORIO 8	18.50 M2
B06 PUESTO DE VENTA 6	36.07 M2
B07 PUESTO DE VENTA 7	36.07 M2
B08 PUESTO DE VENTA 8	36.07 M2

C ZONA CHIQUEROS

C01 RELANO CHIQUEROS	37.25 M2
C02 PLATAFORMA	41.39 M2


TOTAL SUPERFICIE ÚTIL 1454.01 M2
TOTAL SUPERFICIE CONSTRUIDA 1954.49 M2



PROGRAMA DE USOS

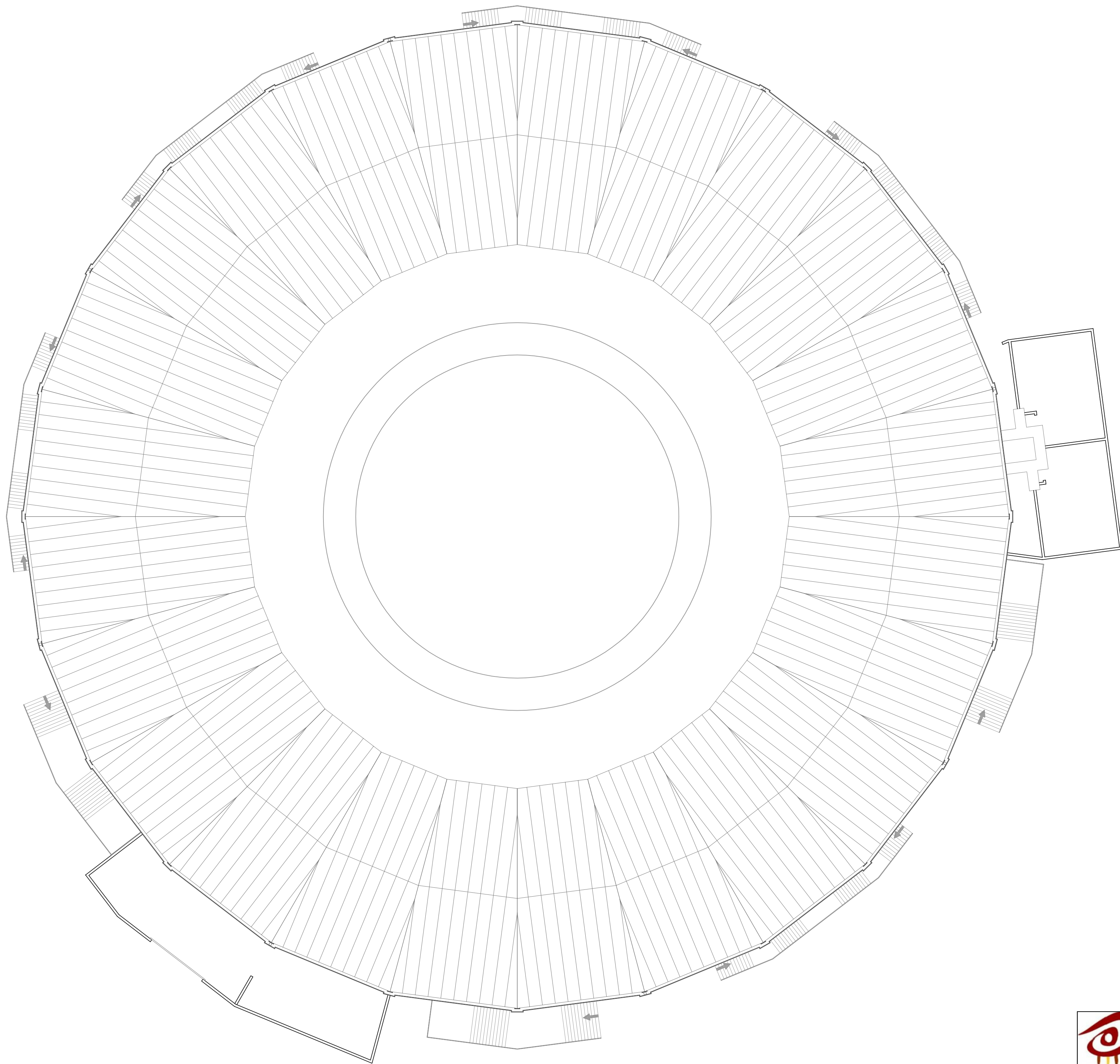
A GRADERÍOS INFERIORES	1379.42 M2
B PASILLO CENTRAL	630.52 M2
C GRADERÍOS SUPERIORES	1590.29 M2


TOTAL SUPERFICIE ÚTIL	3600.23 M2
TOTAL SUPERFICIE CONSTRUIDA	4015.33 M2

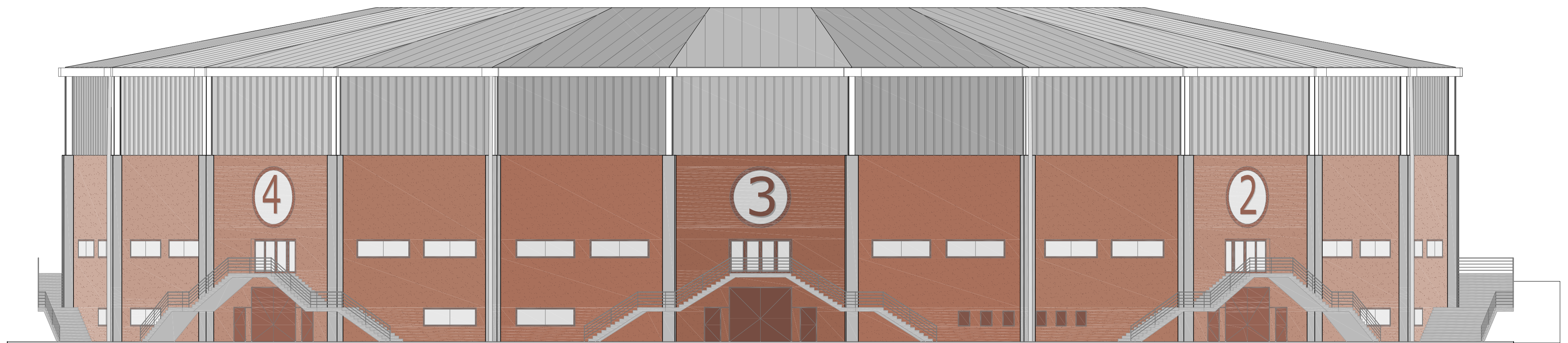
	Dibujado: R. PEREZ	Fecha: 17/02/2013	Sustituye a:	
	Revisado:	Fecha:	Sustituido por:	
	Zona:	cod.	Equipo:	cod.
	Descripción:			Escala: 1:250
AMUEBLADO GRADERÍOS			Plano N°: 1.5	

SUPERFICIE TOTAL

4507.48 M2

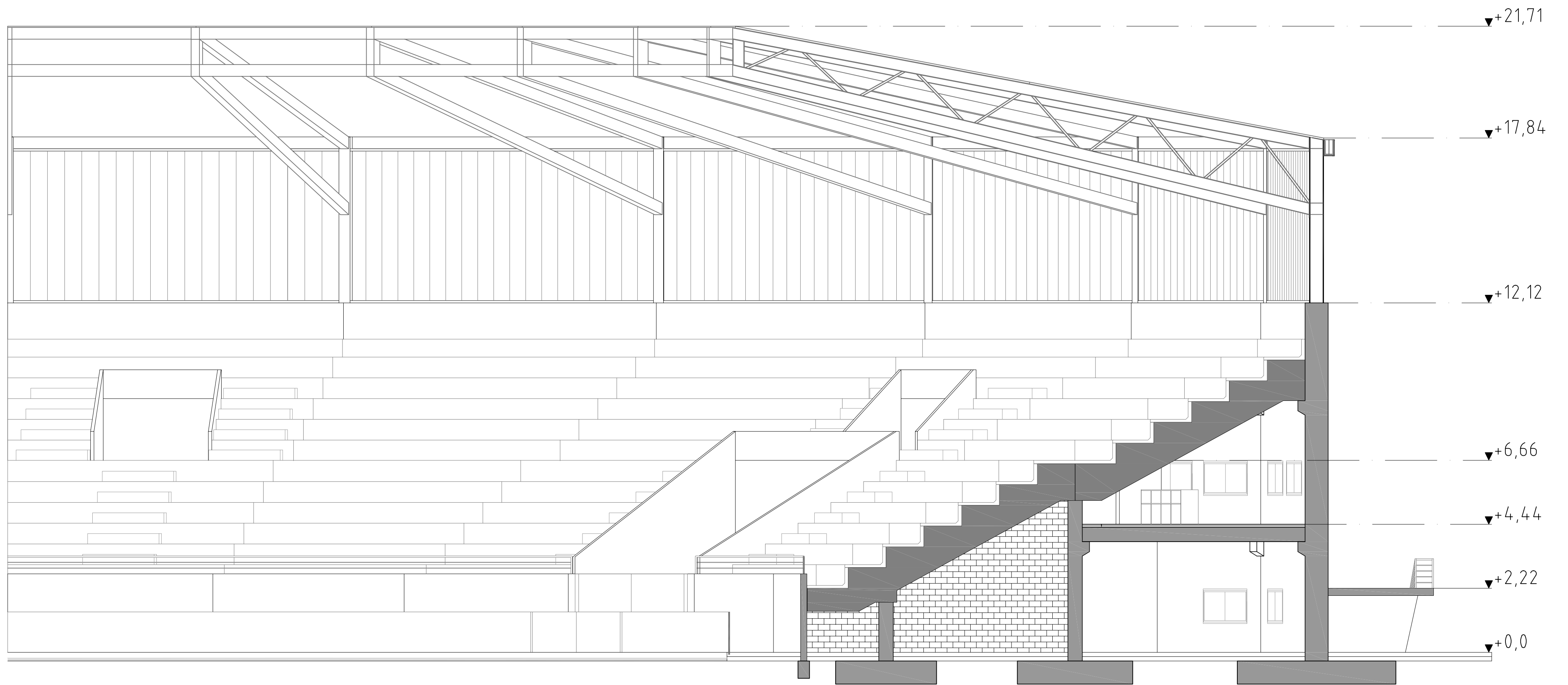


	Dibujado: R. PEREZ	Fecha: 17/02/2013	Sustituye a:	
	Revisado:	Fecha:	Sustituido por:	
	Zona:	cod.	Equipo:	cod.
	Descripción:			Escala: 1250
	AMUEBLADO CUBIERTA			Plano N°: 1.6

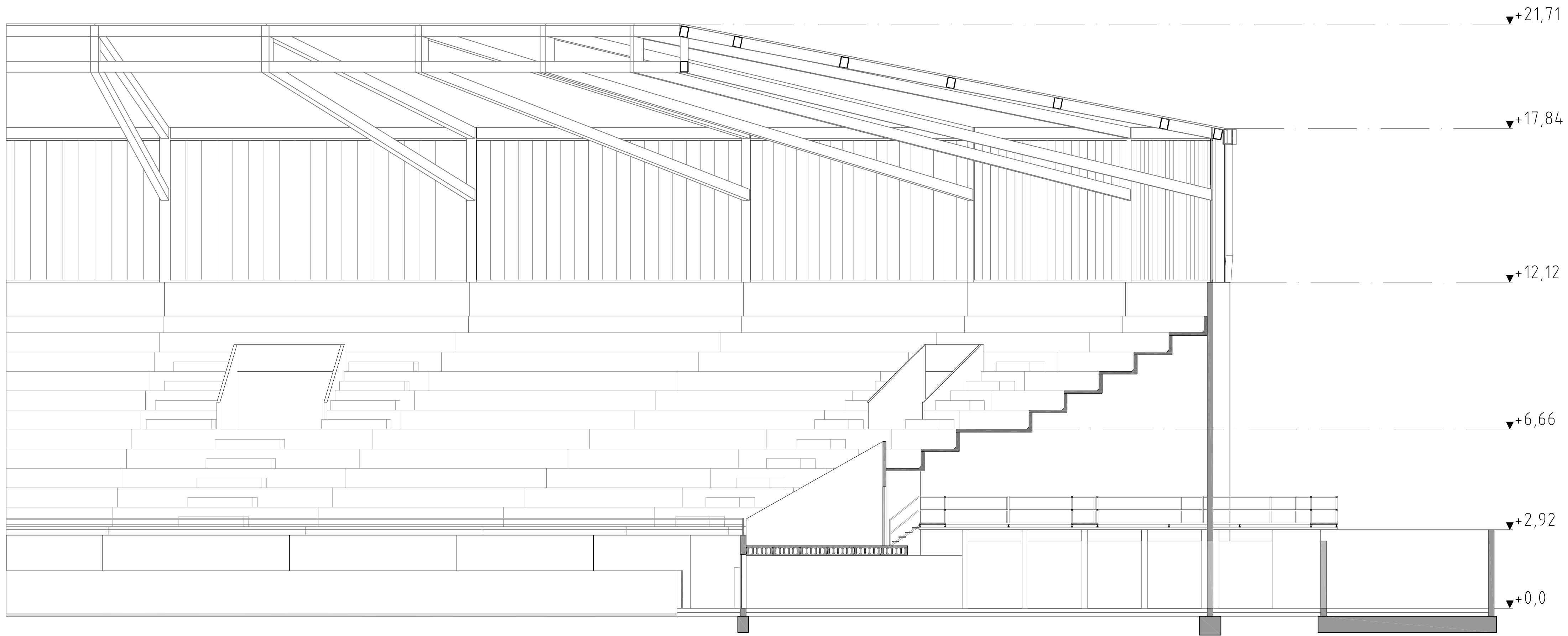


Escuela Universitaria
de Ingeniería Técnica
Industrial de Zaragoza

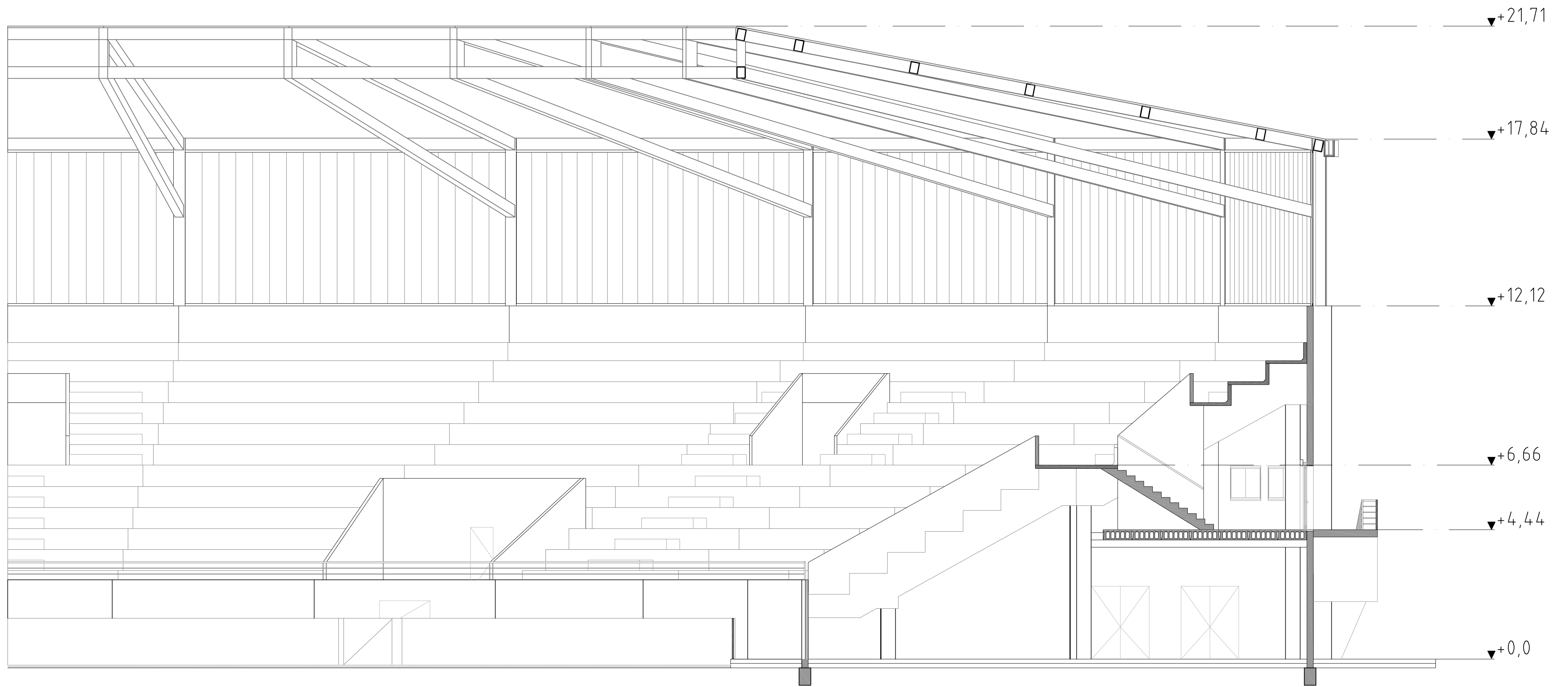
Dibujado: R. PEREZ	Fecha: 17/02/2013	Sustituye a:
Revisado:	Fecha:	Sustituido por:
Zona:	cod.	Equipo:
Descripción:		Escala: 1:200
ALZADO EXTERIOR		Plano N°: 1.7



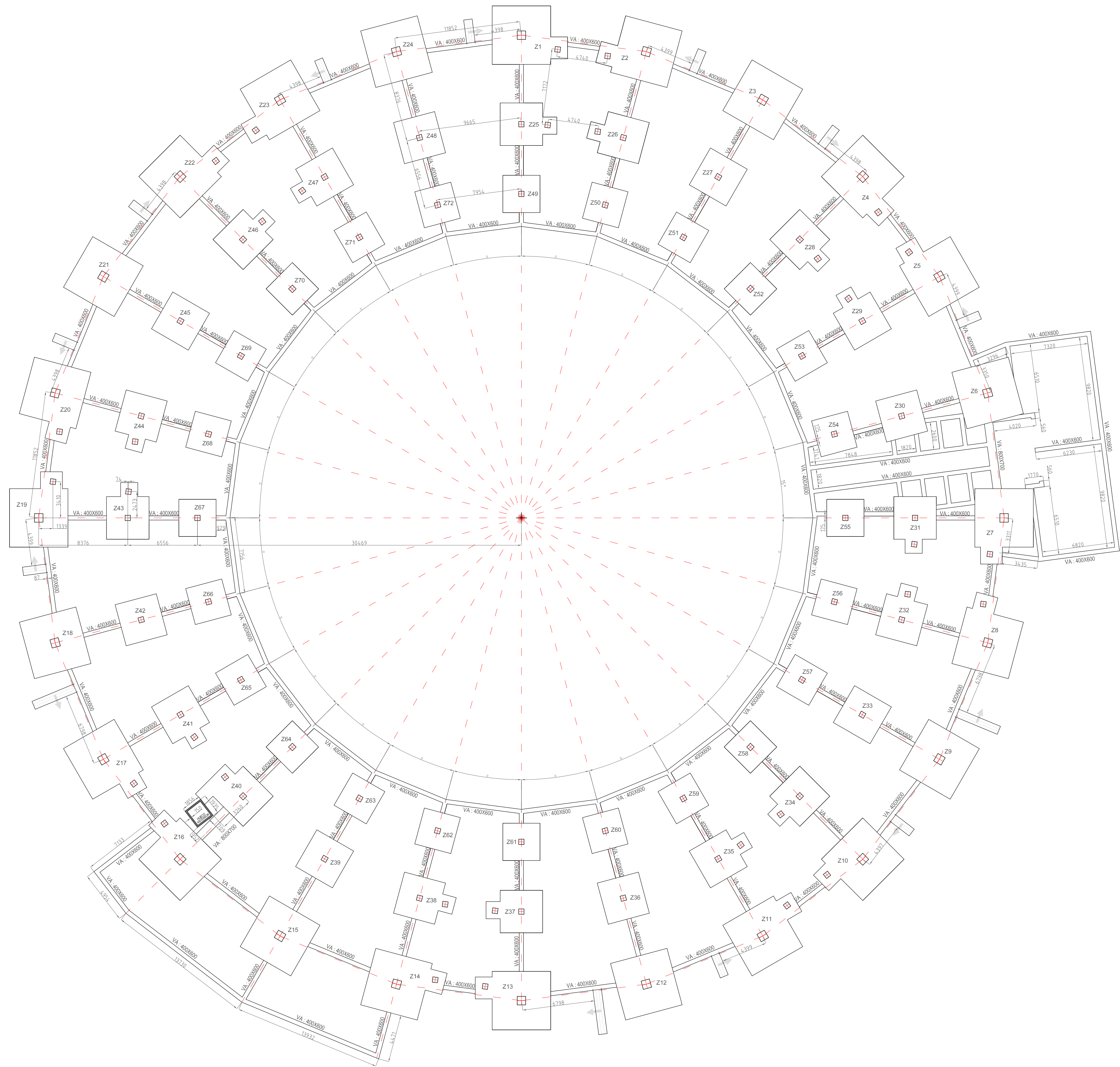
Dibujado: R. PEREZ	Fecha: 17/02/2013	Sustituye a:
Revisado:	Fecha:	Sustituido por:
Zona:	cod.	Equipo:
Descripción: S. GENERAL - CORTE EN PILARES		cod.
		Escala: 1/100
		Plano N°: 1.8



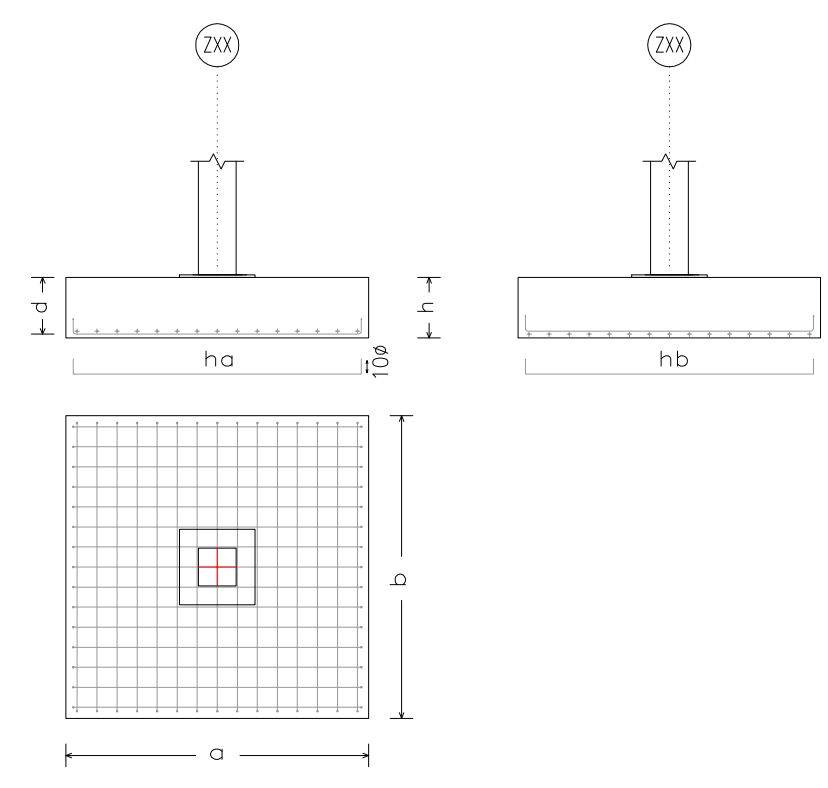
Dibujado:	R. PEREZ	Fecha:	17/02/2013	Sustituye a:	
Revisado:		Fecha:		Sustituido por:	
Zona:		cod.		Equipo:	
Descripción:					Escala: 1/100
S. GENERAL - CORTE EN CHIQUEROS					Plano N°: 1.9



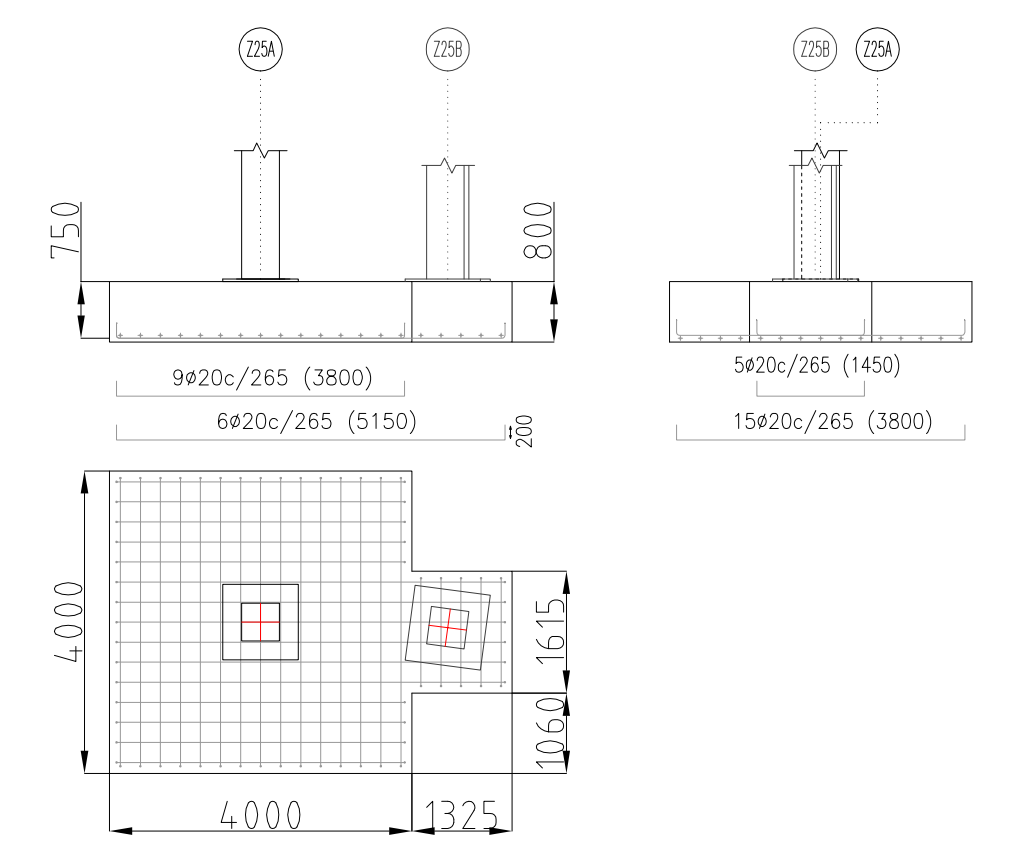
Dibujado:	R. PEREZ	Fecha:	17/02/2013	Sustituye a:	
Revisado:		Fecha:		Sustituido por:	
Zona:		cod.		Equipo:	
Descripción:					Escala: 1/100
S. GENERAL - CORTE EN VOMITORIOS					Plano N°: 1.10



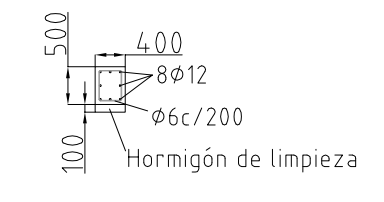
ZAPATA ZXX



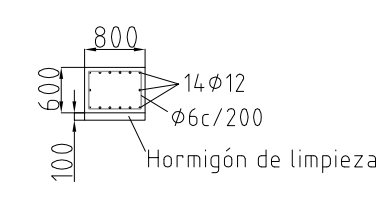
DETALLE A



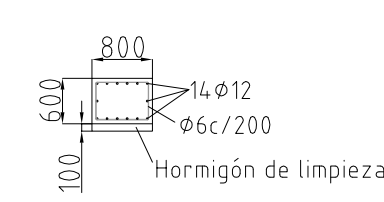
VA: 400X600



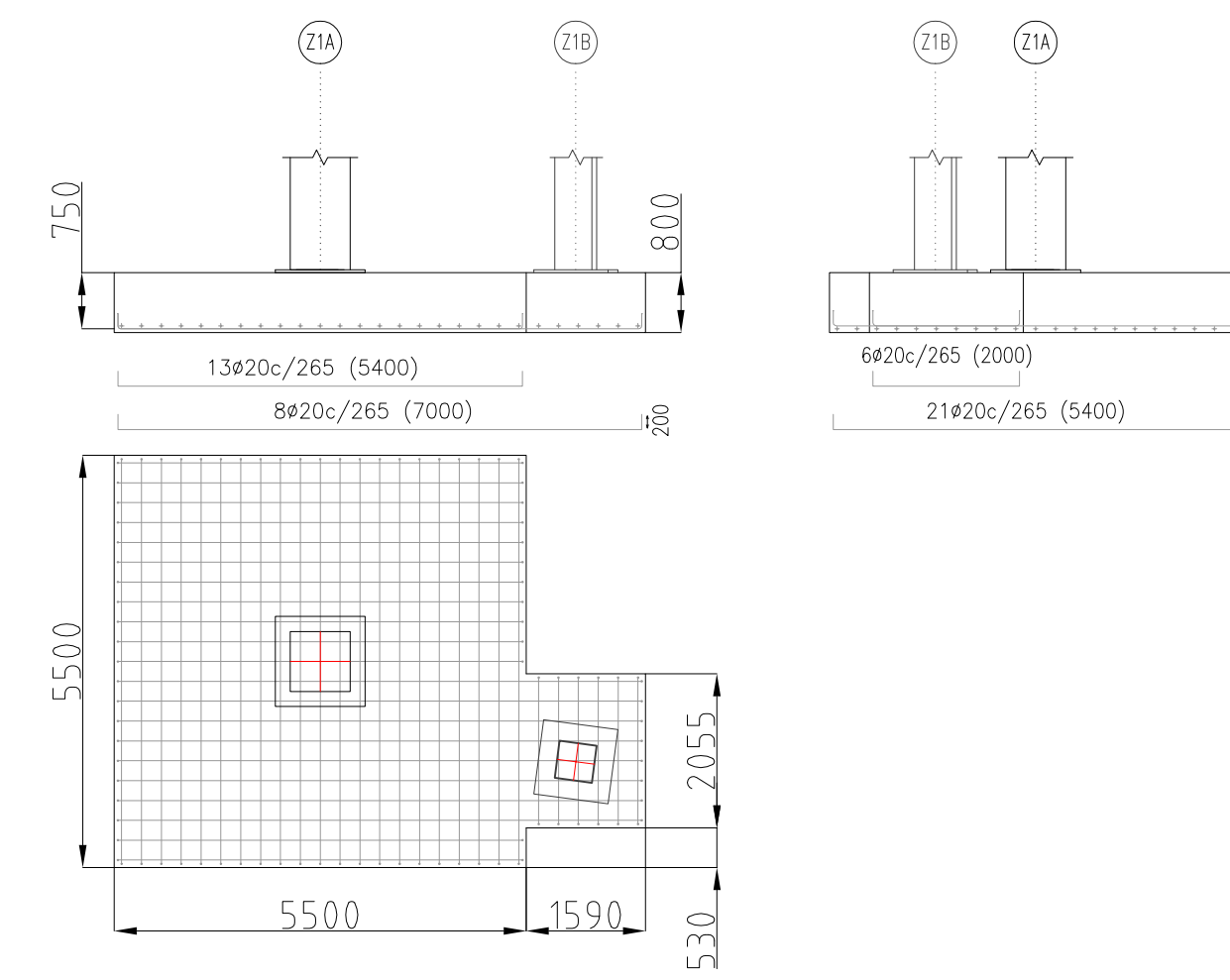
VA: 800X700



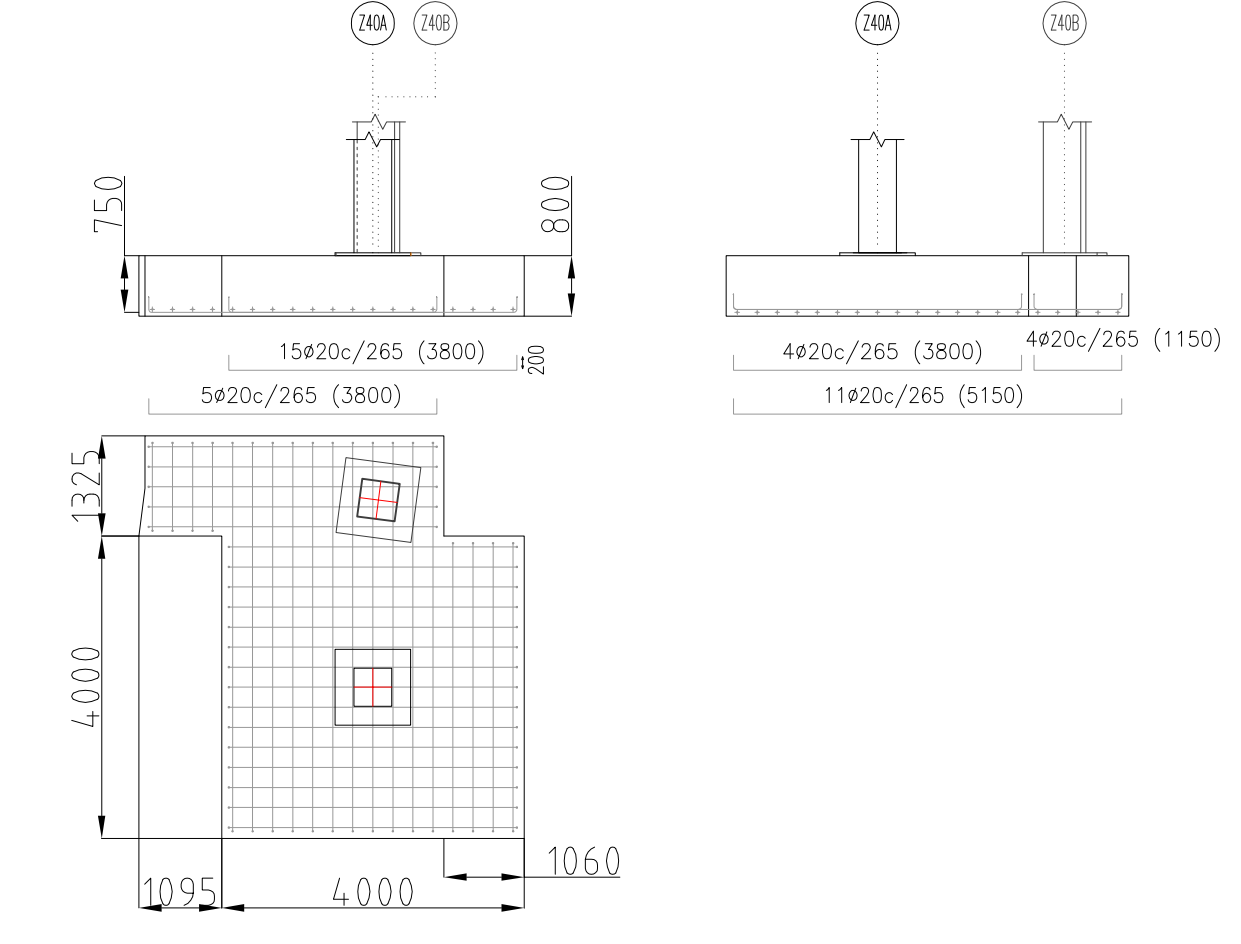
ZANCA ESCALERAS



DETALLE B



DETALLE C




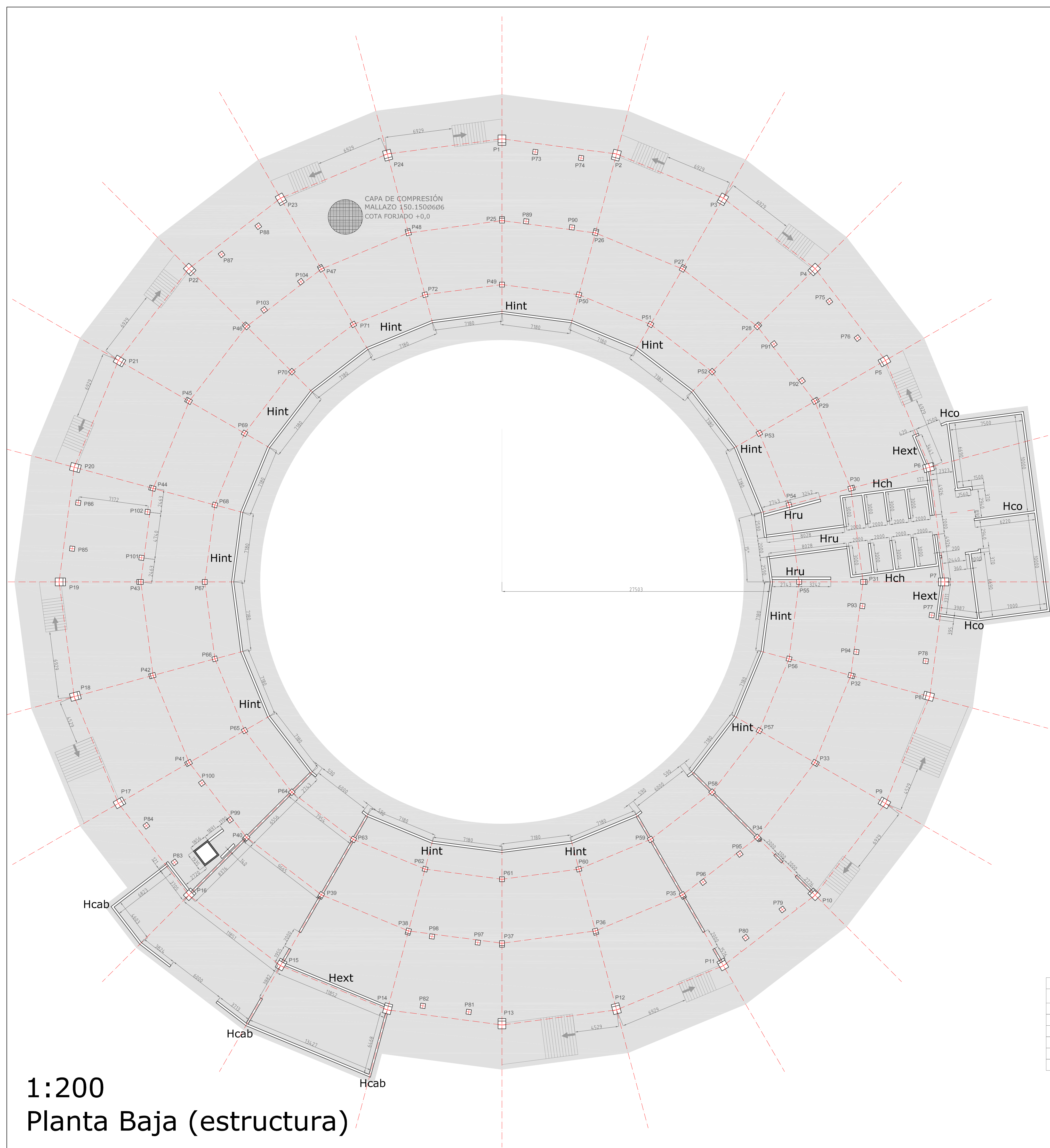
1:100
Detalles

CUADRO DE ZAPATAS		Dimensiones Zapata (mm)						
Número		a	b	h	d	ø	ha	hb
Z49-Z50-Z51-Z52-Z53-Z54-Z55-Z56-Z57-Z58-Z59-Z60-Z61-Z62-Z63-Z64-Z65-Z66-Z67-Z68-Z69-Z70-Z71-Z72		3500	3500	800	750	20	13ø20c/265 (3300)	13ø20c/265 (3300)
Z27-Z30-Z33-Z36-Z39-Z42-Z45-Z48		4000	4000	800	750	20	15ø20c/265 (3800)	15ø20c/265 (3800)
Z3-Z6-Z9-Z12-Z15-Z18-Z21-Z24		5500	5500	800	750	20	21ø20c/265 (5400)	21ø20c/265 (5400)
Z25-Z28-Z29-Z31-Z32-Z34-Z35-Z37-Z38-Z41-Z43-Z44-Z46-Z47								
Z1-Z2-Z4-Z5-Z7-Z8-Z10-Z11-Z13-Z14-Z16-Z17-Z19-Z20-Z22-Z23								
Z40								

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS SEGÚN LA INSTRUCCIÓN EHE						
HORMIGONES	LOCALIZACIÓN	TIPO DE HORMIGÓN	NIVEL DE CONTROL	COE. PARCIAL SEGURIDAD	RESISTENCIA DE CÁLCULO (N/mm ²)	RECURRIMIENTO MÍNIMO (mm)
ACERO	IGUAL TODA LA OBRA	HA-25-B-20-IIa	ESTADÍSTICO	1,5	25	30
	CIMENTACIÓN	-	-	1,5	25	50
ACERO	IGUAL TODA LA OBRA	B 500-S	NORMAL	1,15	500	-
	CIMENTACIÓN	-	-	-	-	-
EJECUCIÓN	Coeficientes parciales de seguridad (Estados límites últimos)					
	TIPO DE ACCIÓN	Efectos Favorables		Efectos desfavorables		
NIVEL DE CONTROL	Permanente	VG=1,00		VG=1,50		
	Permanente de valor no constante	VG=1,00		VG=1,60		
	Variable	VQ=1,00		VQ=1,60		
TERRENO	Cimentación sobre terreno firme. Cimentación por zapatas aisladas.					

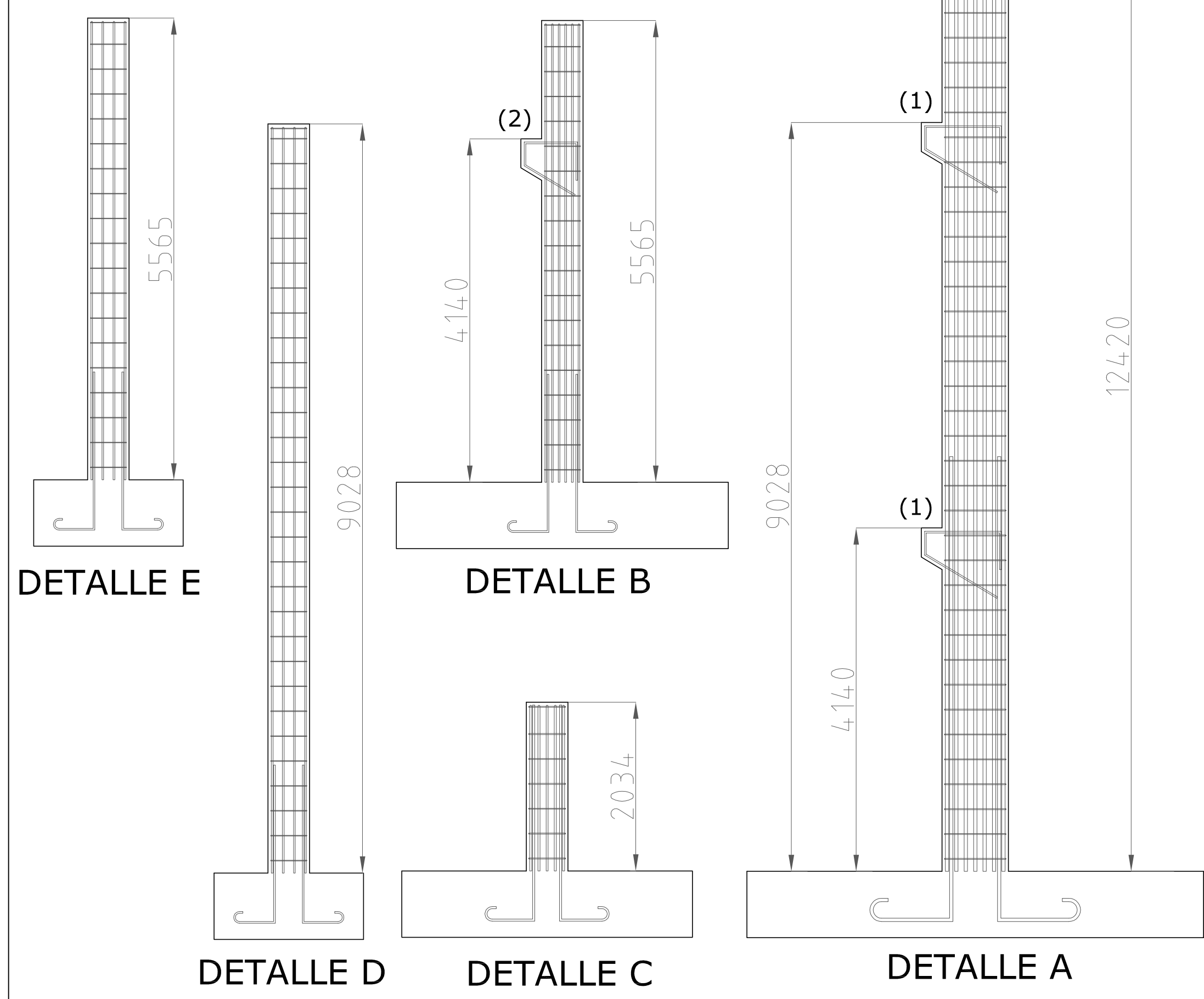
1:200
Planta de cimentación


 Dibuñado: R. PEREZ Fecha: 17/02/2011 Sustituye a: _____
 Revisado: _____ Fecha: _____ Sustituido por: _____
 Zona: _____ cod. _____ Equipo: _____
 Descripción: CIMENTACIÓN Escala: 1:200 Plano N°: 2.1



1:200
Planta Baja (estructura)

1:50
Detalles



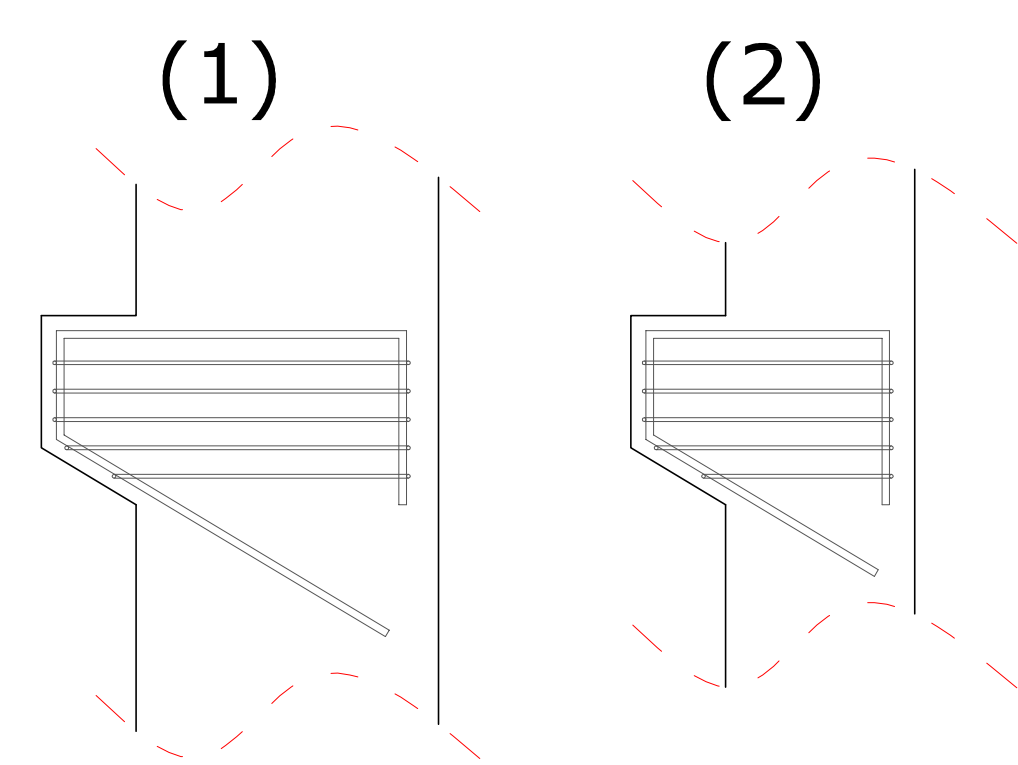
1:25
Detalles

DETALLE F

- H chiqueros (Hch): 2,92 m
- H corrales (Hco): 2,92 m
- H salida chiqueros a ruedo (Hru): 2 m
- H muro interior (Hint): 2,72 m
- H muro exterior (Hext): 6,66 m
- H patio de caballos (Hcab): 4 m

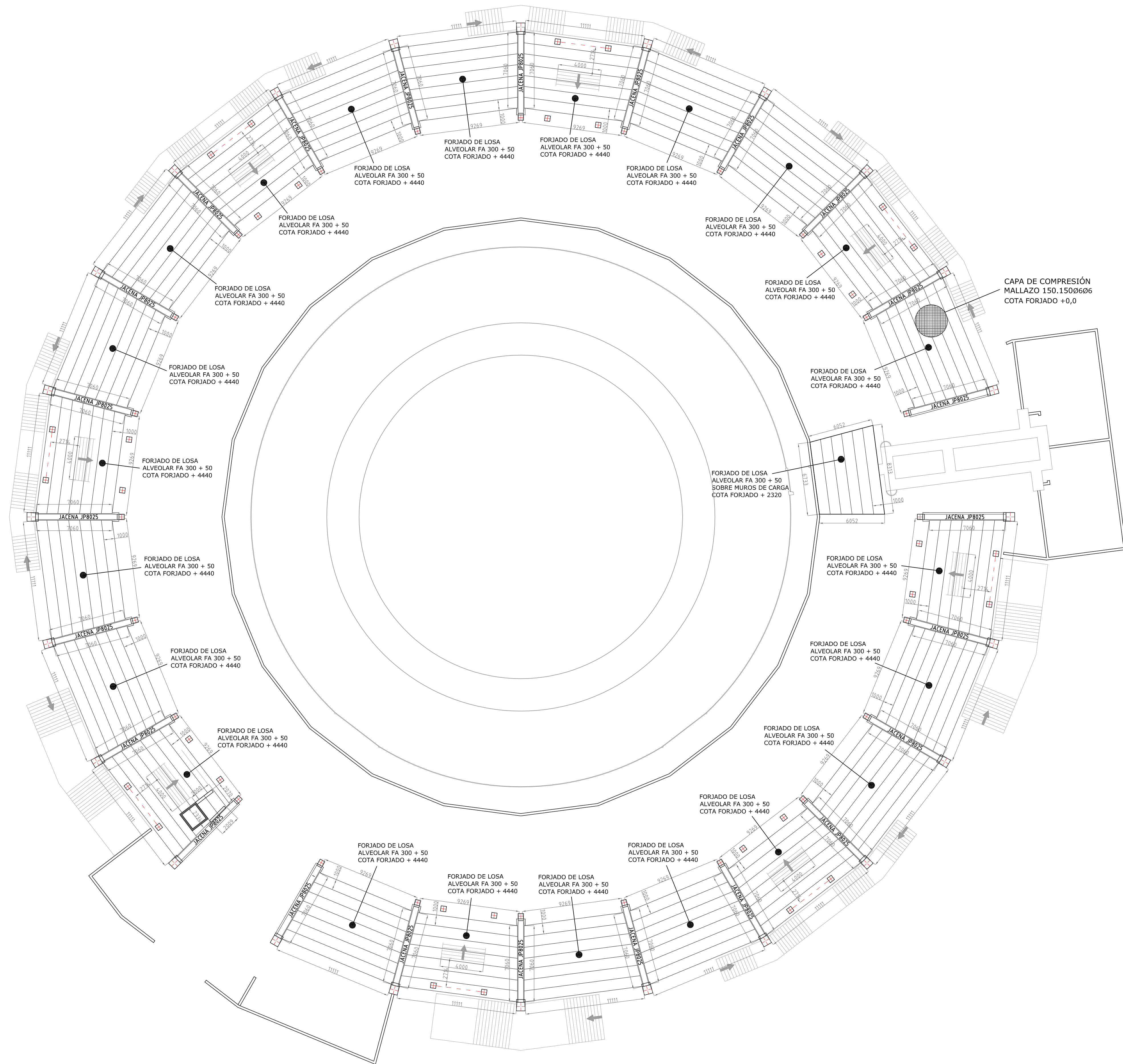
1:20
Ménsulas

Armado principal: 5Ø20
Estribos: 5Ø10



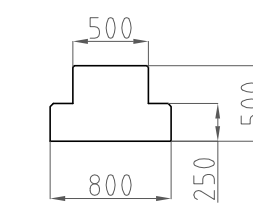
Número	Sección	Armados		Esperas				Detalle
		Longitudinal	Estribos	L. Solape	L. Patilla	R. Gancho	L. Gancho	
P1-P2...-P24	800x800	7Ø40	Ø12c/300	5000	1000	100	80	Detalle A
P25-P26...-P48	500x500	6Ø20	Ø8c/300	1300	500	50	40	Detalle B
P49-P50...-P72	500x500	5Ø25	Ø12c/300	2000	600	62,5	50	Detalle C
P73-P74...-P88	500x500	4Ø20	Ø8c/300	1300	500	50	80	Detalle D
P89-P90...-P104	500x500	4Ø20	Ø8c/300	1300	500	50	80	Detalle E
MUROS DE CARGA	220	2 Parrillas 5Ø12 por metro						Detalle F

Formigón HA-25, Control Estadístico
Acero B-500-S, Control Normal
Recubrimiento nominal 25mm



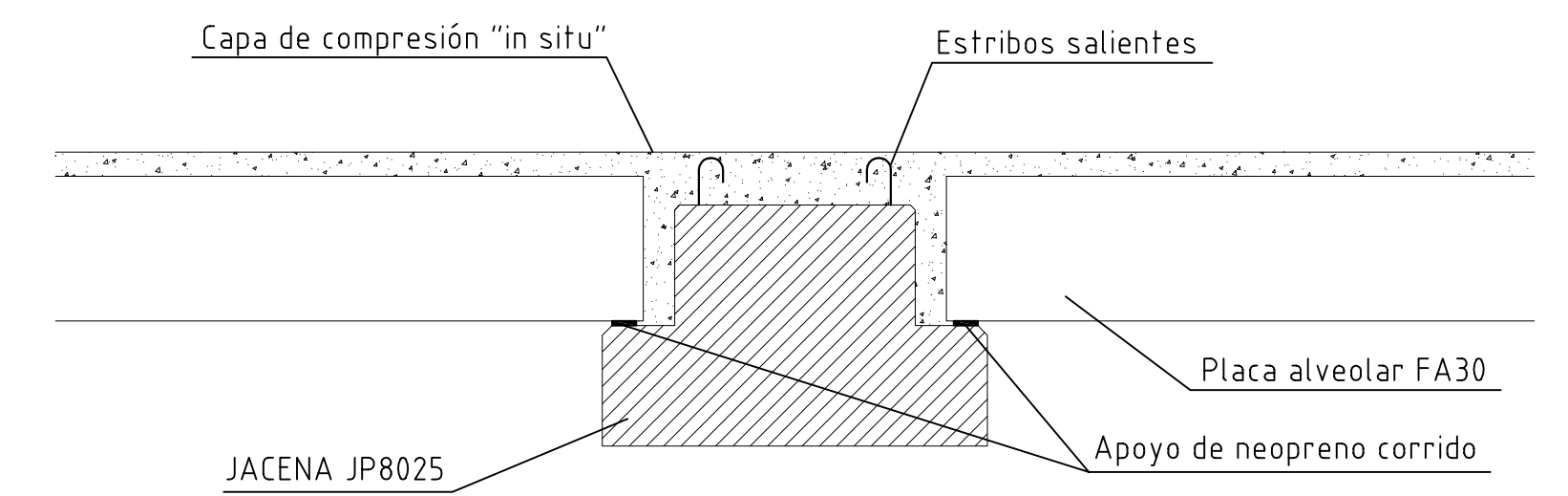
1:200
Planta Primera (estructura)

JÁCENA JP8025



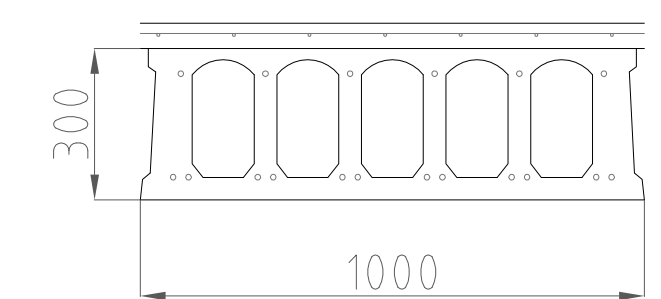
1:50
Detalle Jácenas

Detalle Forjado Primera Planta



Forjado Unidireccional de Placas Alveolares

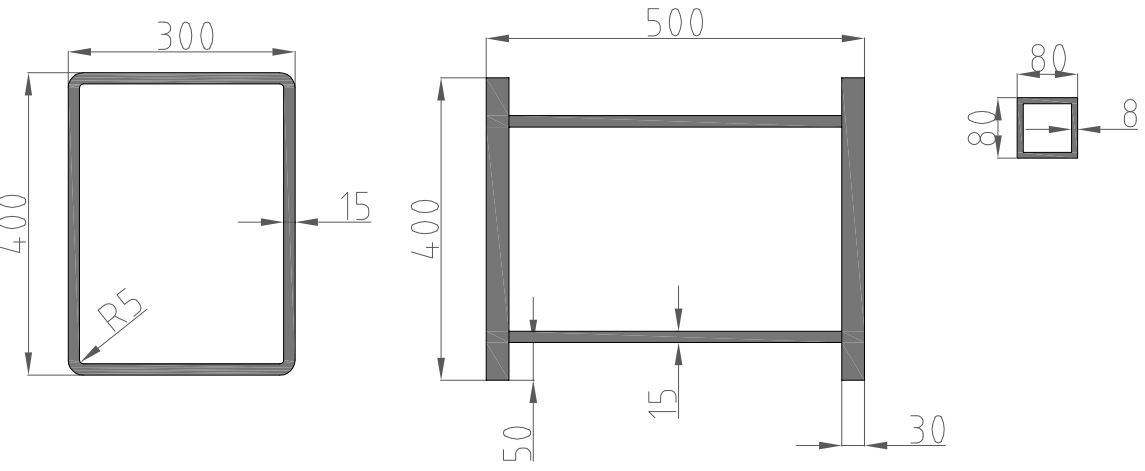
ARMADURA REFUERZO
MALLAZO 150,150,Ø6,Ø6
H: 300+50 mm
50mm: capa de compresión
Re: 25 mm



1:15
Detalles Forjado

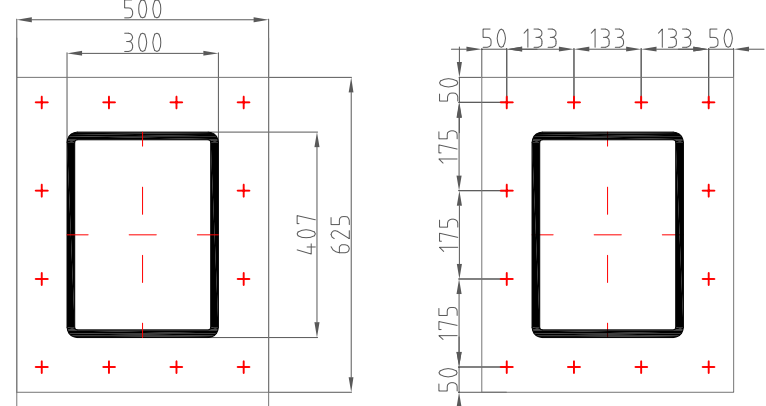
	Dibujado: R. PEREZ	Fecha: 17/02/2019	Sustituye a:
	Revisado:	Fecha:	Sustituido por:
	Zona:	cod.	Equipo:
	Descripción:	ESTRUCTURA - PLANTA PRIMERA	
Escuela Universitaria de Ingeniería Técnica Industrial de Zaragoza			Plano N°: 2.3

Secciones de Perfiles 1:10

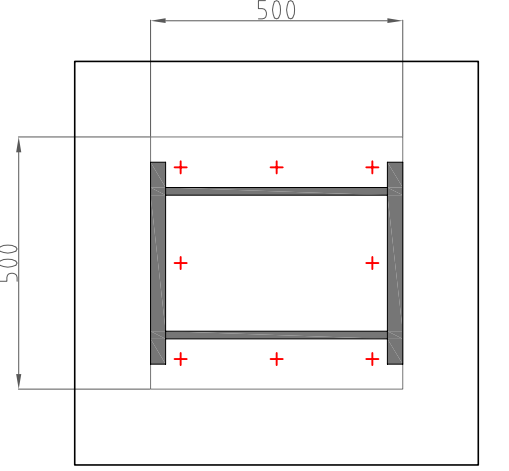


Detalle de Uniones 1:15

Placa atornillada
(unión largueros a pilar)
e: 15mm Ø pernos: 24mm

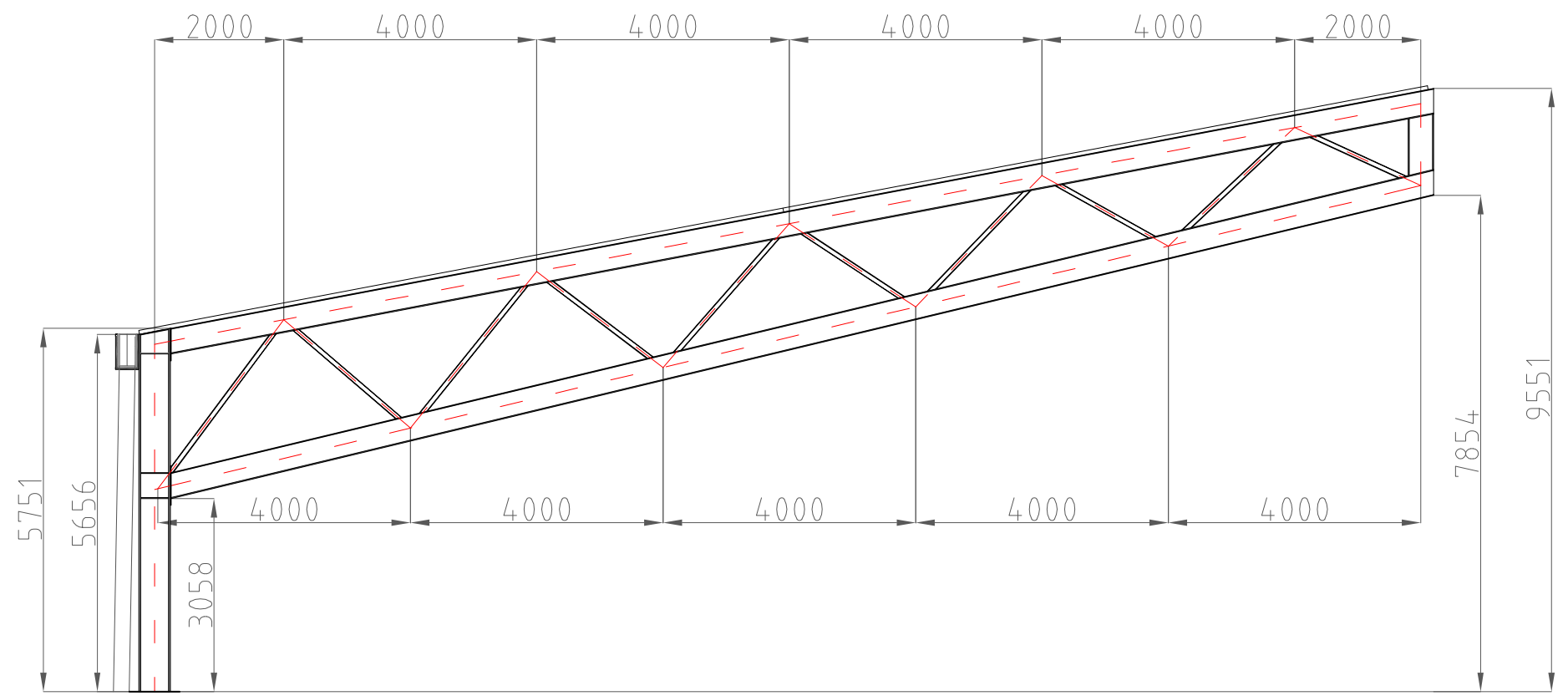


Placa de anclaje (entre pilares)
Diámetro de los pernos: 20mm

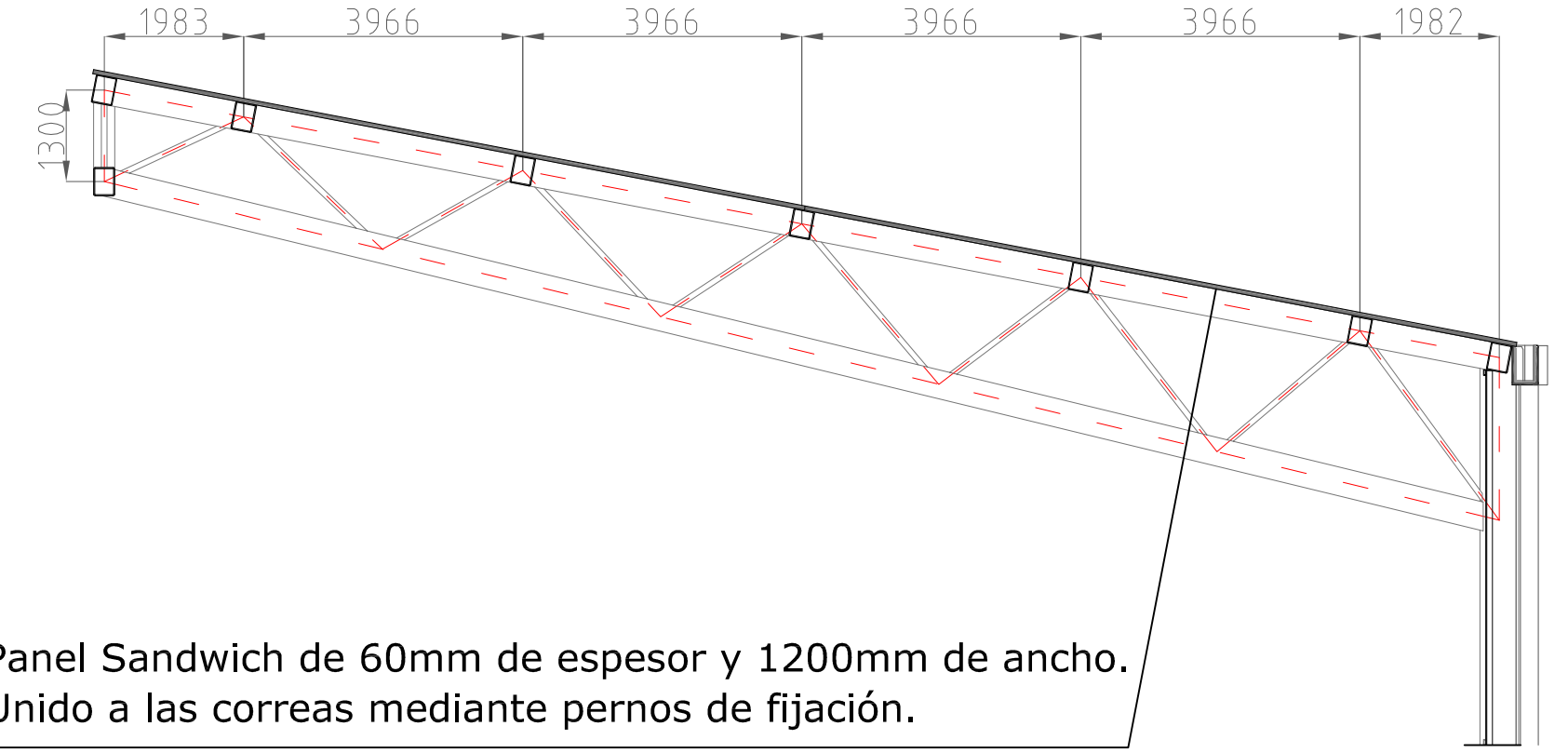


Detalle de Celosías 1:100

SECCIÓN A-A'

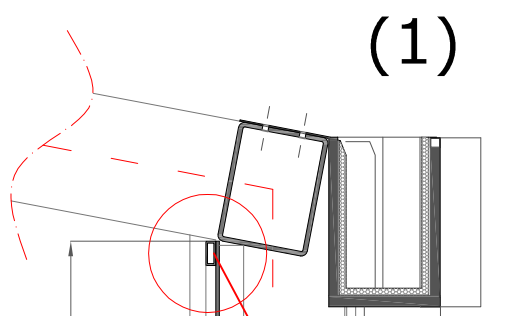


SECCIÓN B-B'



Panel Sandwich de 60mm de espesor y 1200mm de ancho.
Unido a las correas mediante pernos de fijación.

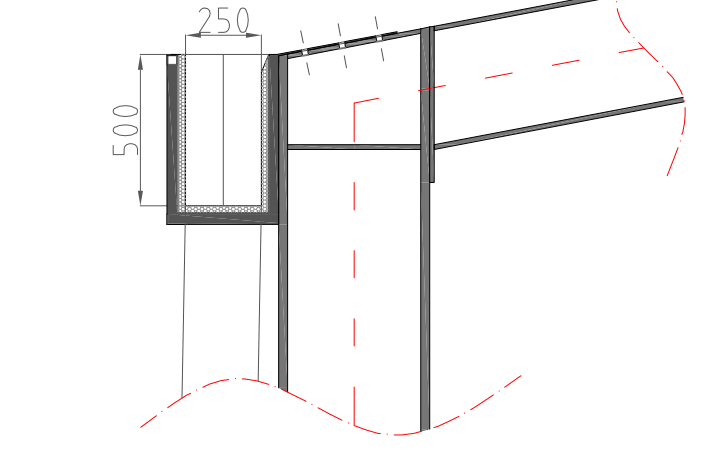
Detalle de Canalón (pluviales) 1:25



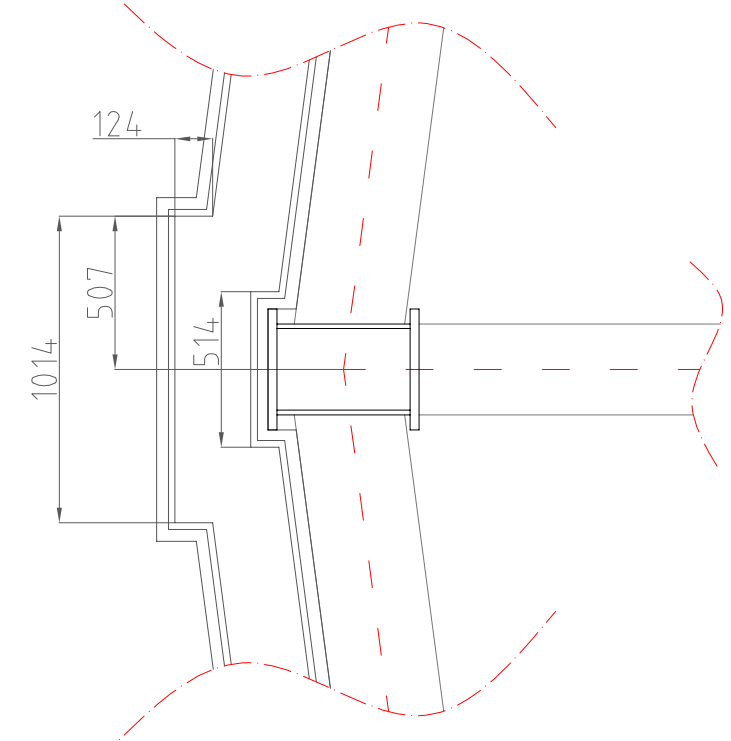
(1)

Sujeto mediante pernos (Ø25mm) a las correas exteriores (1), y a los pilares de cubierta (2)

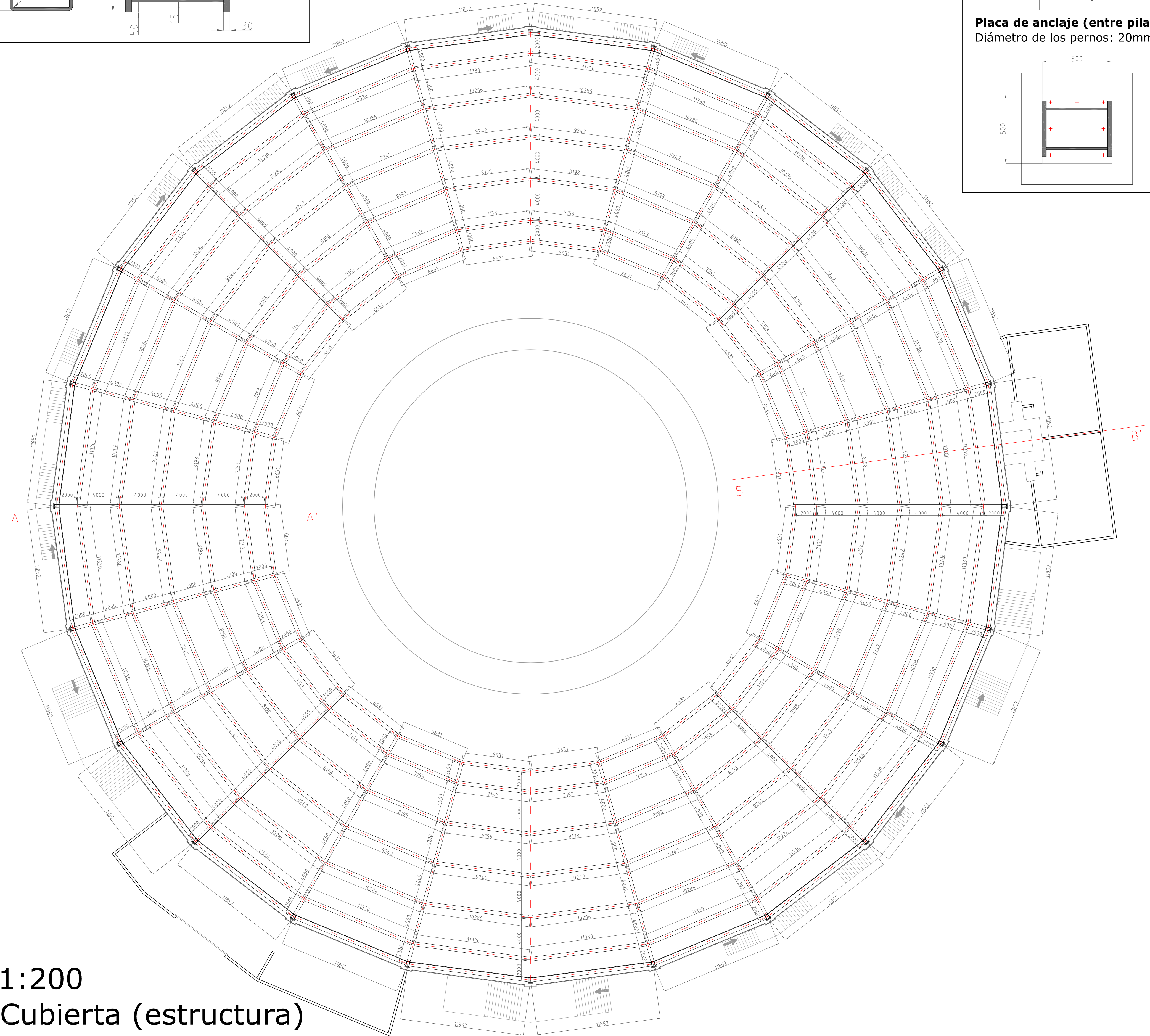
(2)



Bastidores soldados a pilares para fijación de paneles de policarbonato (e:12mm)

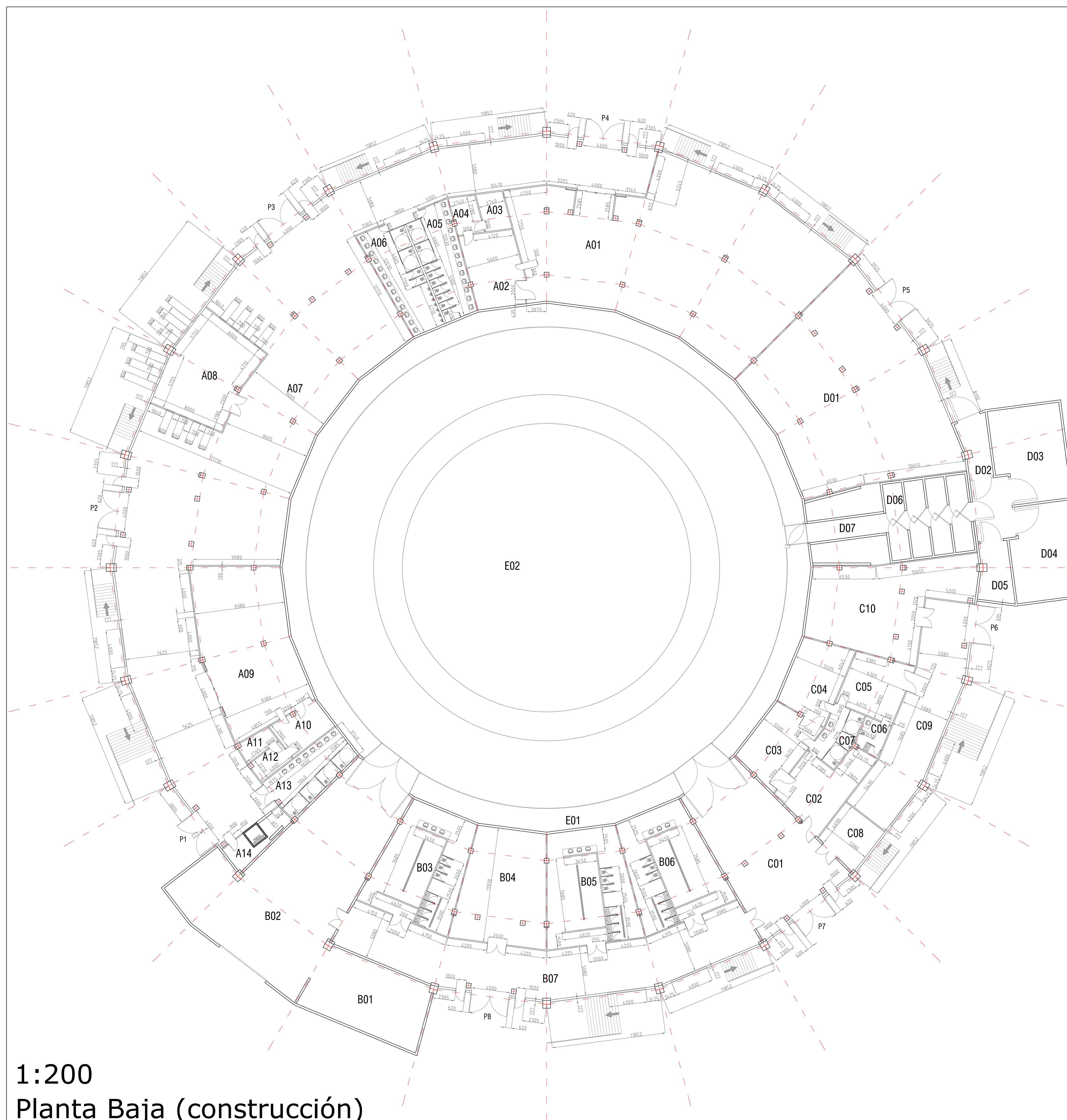
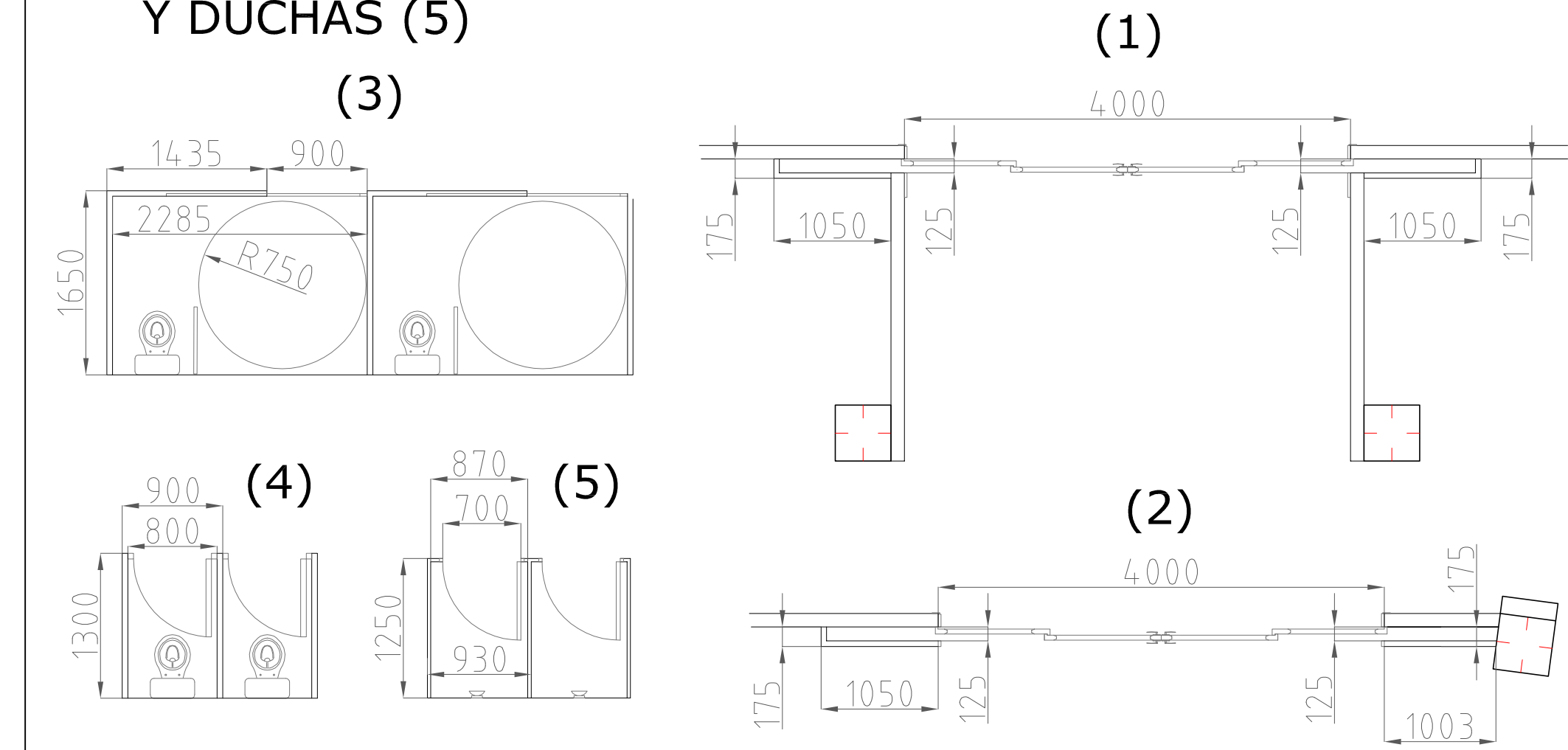


1:200 Cubierta (estructura)



	Dibujado: R. PEREZ	Fecha: 17/02/2019	Sustituye a:	
	Revisado:	Fecha:	Sustituido por:	
	Zona:	cod.	Equipo:	cod.
	Descripción: ESTRUCTURA DE CUBIERTA			Escala: 1:200
				Plano N°: 2.4

PUERTA REST. PRINCIPAL (1),
PUERTA REST. SECUNDARIO (2),
CUARTO DE BAÑO DE MINUSVÁLIDOS (3),
CUARTO DE BAÑO ESTÁNDAR (4),
Y DUCHAS (5)



PROGRAMA DE USOS

A ZONA PÚBLICO	
A01 RESTAURANTE PRINCIPAL	465.20 M2
A02 COCINA RESTAURANTE PRINCIPAL	43.31 M2
A03 SALA FRIGORÍFICA RESTAURANTE PRINCIPAL	10.96 M2
A04 DESPENSA RESTAURANTE PRINCIPAL	10.86 M2
A05 ASEOS SEÑORAS	48.74 M2
A06 ASEOS CABALLEROS	48.74 M2
A07 RECEPCIÓN	955.63 M2
A08 TAQUILLAS	83.48 M2
A09 RESTAURANTE SECUNDARIO	157.28 M2
A10 COCINA RESTAURANTE SECUNDARIO	20.42 M2
A11 SALA FRIGORÍFICA RESTAURANTE SECUNDARIO	7.58 M2
A12 DESPENSA RESTAURANTE SECUNDARIO	8.87 M2
A13 ASEOS MINUSVÁLIDOS	41.39 M2
A14 CUARTO MANTENIMIENTO ASCENSOR	9.09 M2

B ZONA TOREROS	
B01 PATIO DE CABALLOS	87.18 M2
B02 DESOLLADERO Y ACCESO AL RUEDO	277.59 M2
B03 VESTUARIO 1	102.69 M2
B04 CAPILLA	103.24 M2
B05 VESTUARIO 2	103.24 M2
B06 VESTUARIO 3	102.69 M2
B07 PASILLO VESTUARIOS	224.08 M2

C ZONA ENFERMERÍA / INSTALACIONES	
C01 ACCESO RUEDO ENFERMERÍA	158.67 M2
C02 SALA DE RECONOCIMIENTO Y CURAS	48.19 M2
C03 QUIRÓFANO	42.72 M2
C04 SALA DE ESTERILIZACIÓN Y LAVADO	42.97 M2
C05 SALA DE RECUPERACIÓN Y ADAPTACIÓN AL MEDIO	38.72 M2
C06 ASEO SALA DE RECUPERACIÓN	9.45 M2
C07 ASEOS ENFERMERÍA	20.50 M2
C08 SALA GENERADOR	25.56 M2
C09 PASILLO ENFERMERÍA / INSTALACIONES	124.17 M2
C10 CUARTO DE INSTALACIONES	131.17 M2

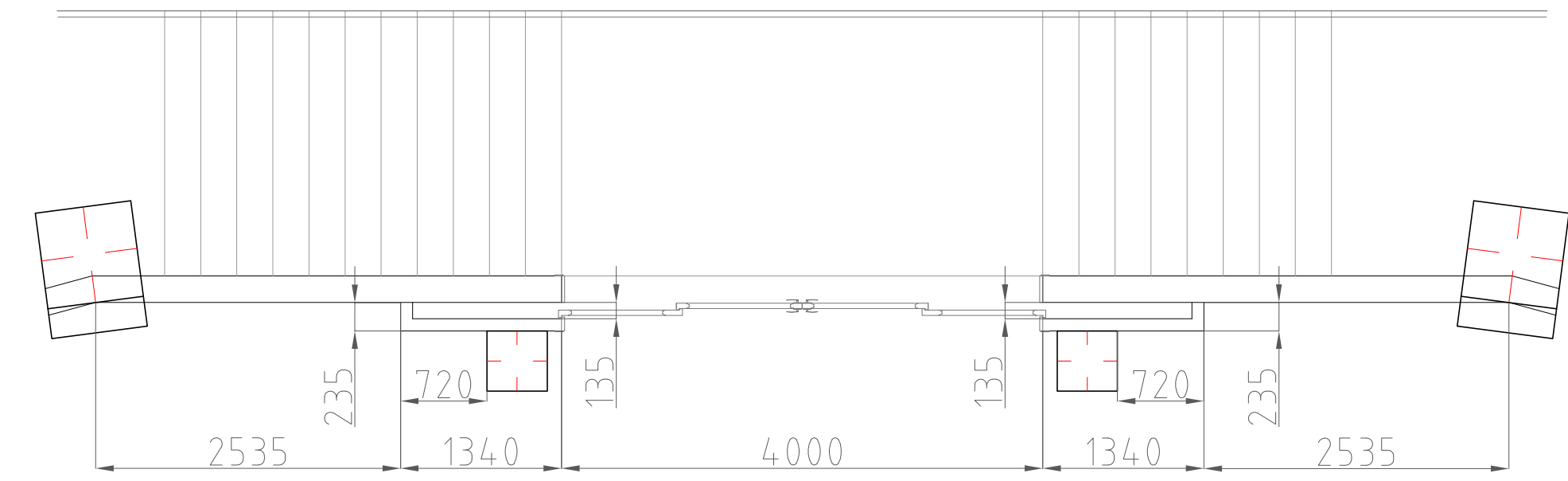
D ZONA DE GANADO / MANTENIMIENTO	
D01 CUARTO DE MANTENIMIENTO	333.71 M2
D02 ACCESO GANADO	43.11 M2
D03 CORRAL GANADO BRAVO 1	70.04 M2
D04 CORRAL GANADO BRAVO 2	66.69 M2
D05 CORRAL GANADO MANSO	19.83 M2
D06 CHIQUEROS (X8)	6.00 M2
D07 ACCESO TORILES A RUEDO	35.14 M2

E ZONA RUEDO	
E01 CALLEJÓN	372.39 M2
E02 RUEDO	1963.50 M2

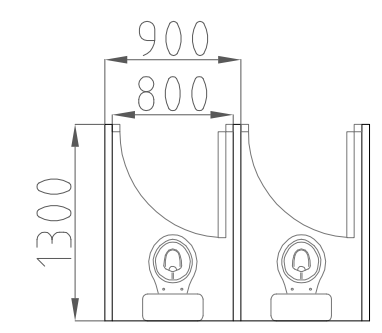
TOTAL SUPERFICIE ÚTIL	6506.79 M2
TOTAL SUPERFICIE CONSTRUIDA	7231.03 M2

1:50
Detalles

PUERTA ACCESO A PRIMER PISO



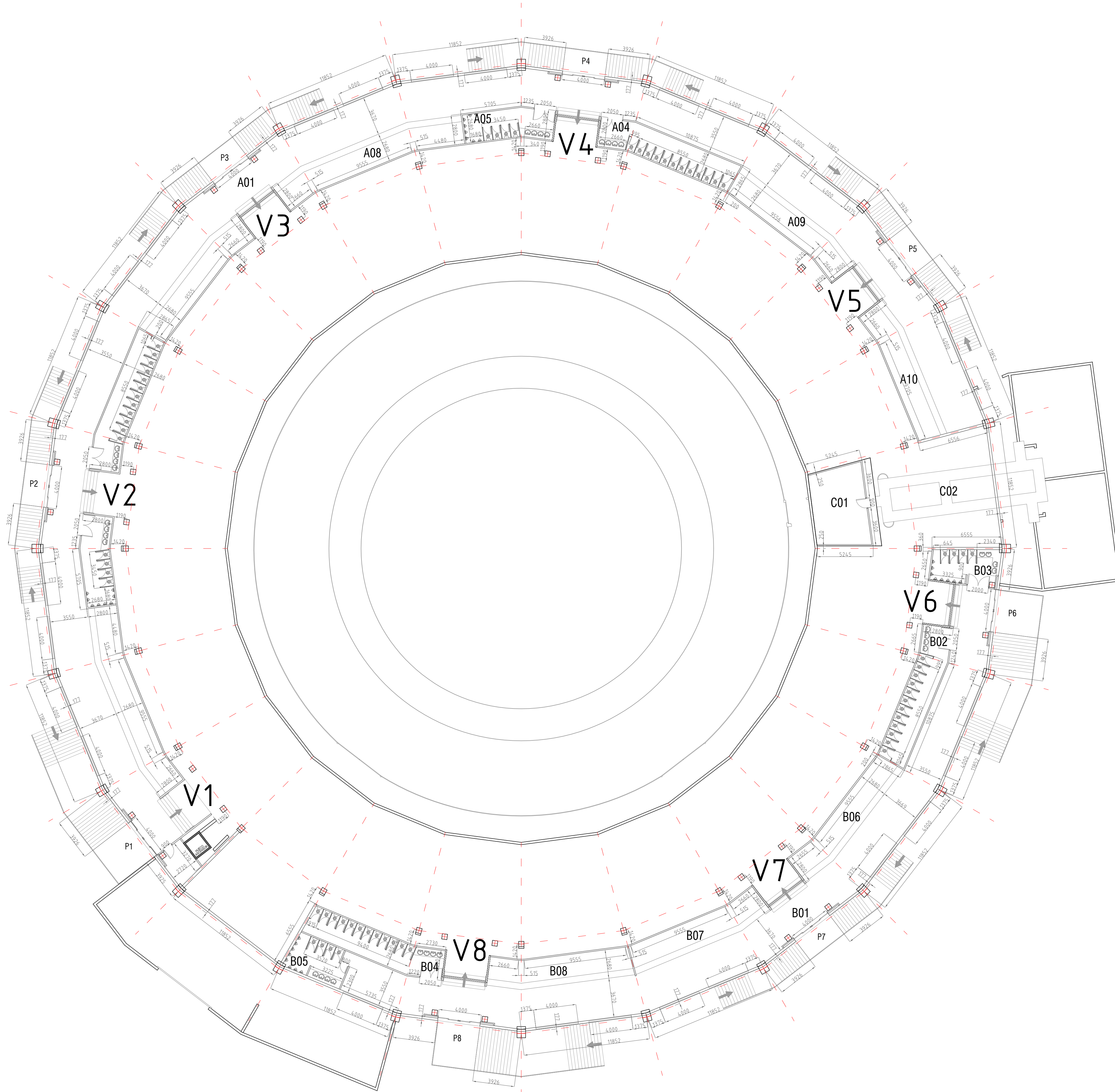
CUARTO DE BAÑO ESTÁNDAR



PROGRAMA DE USOS

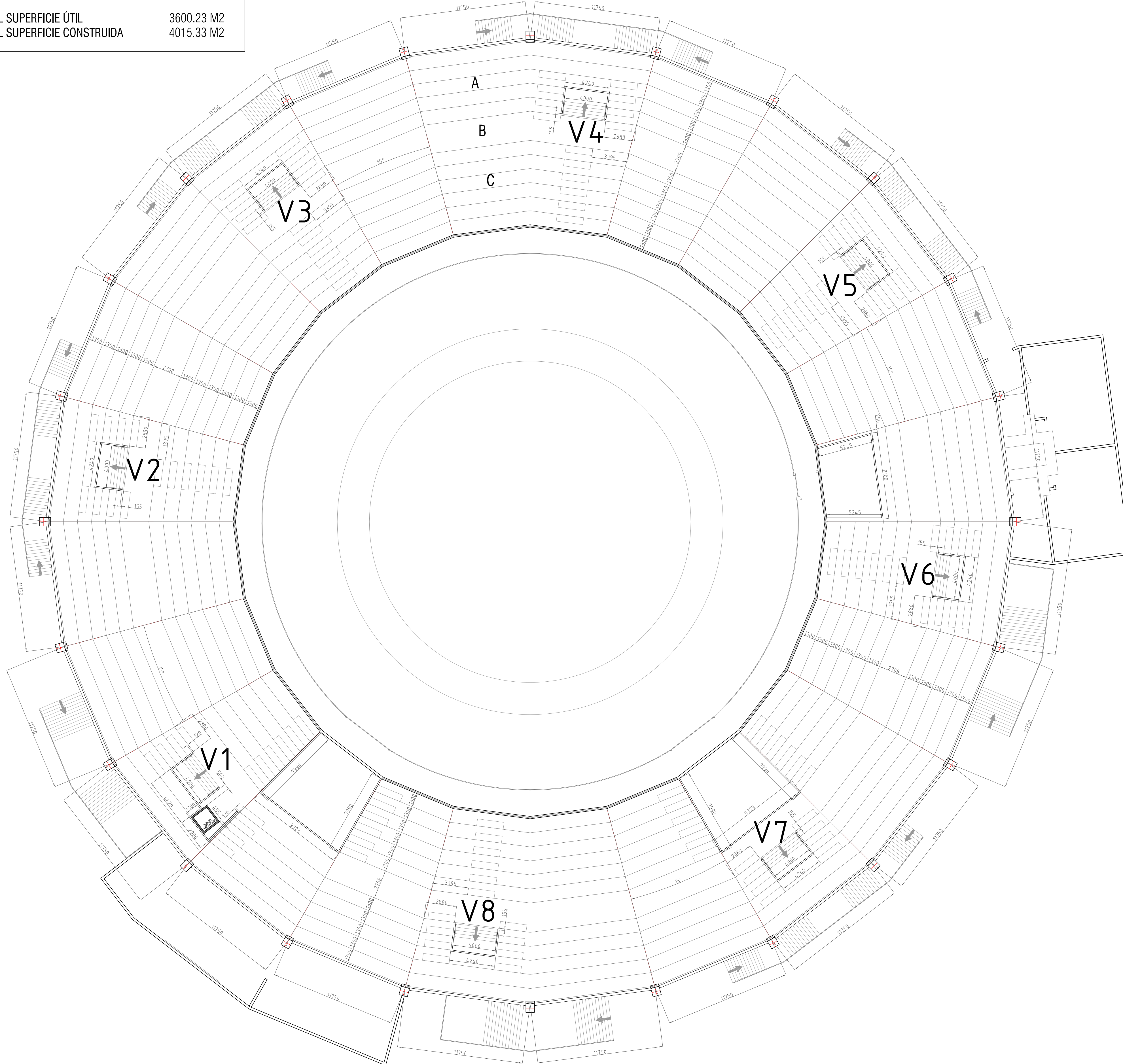
A ZONA VOMITORIOS 1-5		
A01	PASILLO DE DISTRIBUCIÓN	540.04 M2
A02	ASEOS SEÑORAS VOMITORIO 2	36.07 M2
A03	ASEOS CABALLEROS VOMITORIO 2	22.74 M2
A04	ASEOS SEÑORAS VOMITORIO 4	36.07 M2
A05	ASEOS CABALLEROS VOMITORIO 4	22.74 M2
A06	PUESTO DE VENTA 1	49.40 M2
A07	PUESTO DE VENTA 2	36.07 M2
A08	PUESTO DE VENTA 3	49.40 M2
A09	PUESTO DE VENTA 4	36.07 M2
A10	PUESTO DE VENTA 5	35.94 M2
A11	CUARTO MANTENIMIENTO ASCENSOR	8.88 M2
B ZONA VOMITORIOS 6-8		
B01	PASILLO DE DISTRIBUCIÓN	283.21 M2
B02	ASEOS SEÑORAS VOMITORIO 6	36.07 M2
B03	ASEOS CABALLEROS VOMITORIO 6	19.94 M2
B04	ASEOS SEÑORAS VOMITORIO 8	36.07 M2
B05	ASEOS CABALLEROS VOMITORIO 8	18.50 M2
B06	PUESTO DE VENTA 6	36.07 M2
B07	PUESTO DE VENTA 7	36.07 M2
B08	PUESTO DE VENTA 8	36.07 M2
C ZONA CHIQUEROS		
C01	RELLANO CHIQUEROS	37.25 M2
C02	PLATAFORMA	41.39 M2
TOTAL SUPERFICIE ÚTIL		1454.01 M2
TOTAL SUPERFICIE CONSTRUIDA		1954.49 M2

1:200
Planta Primera (construcción)



PROGRAMA DE USOS	
A GRADERÍOS INFERIORES	1379.42 M2
B PASILLO CENTRAL	630.52 M2
C GRADERÍOS SUPERIORES	1590.29 M2

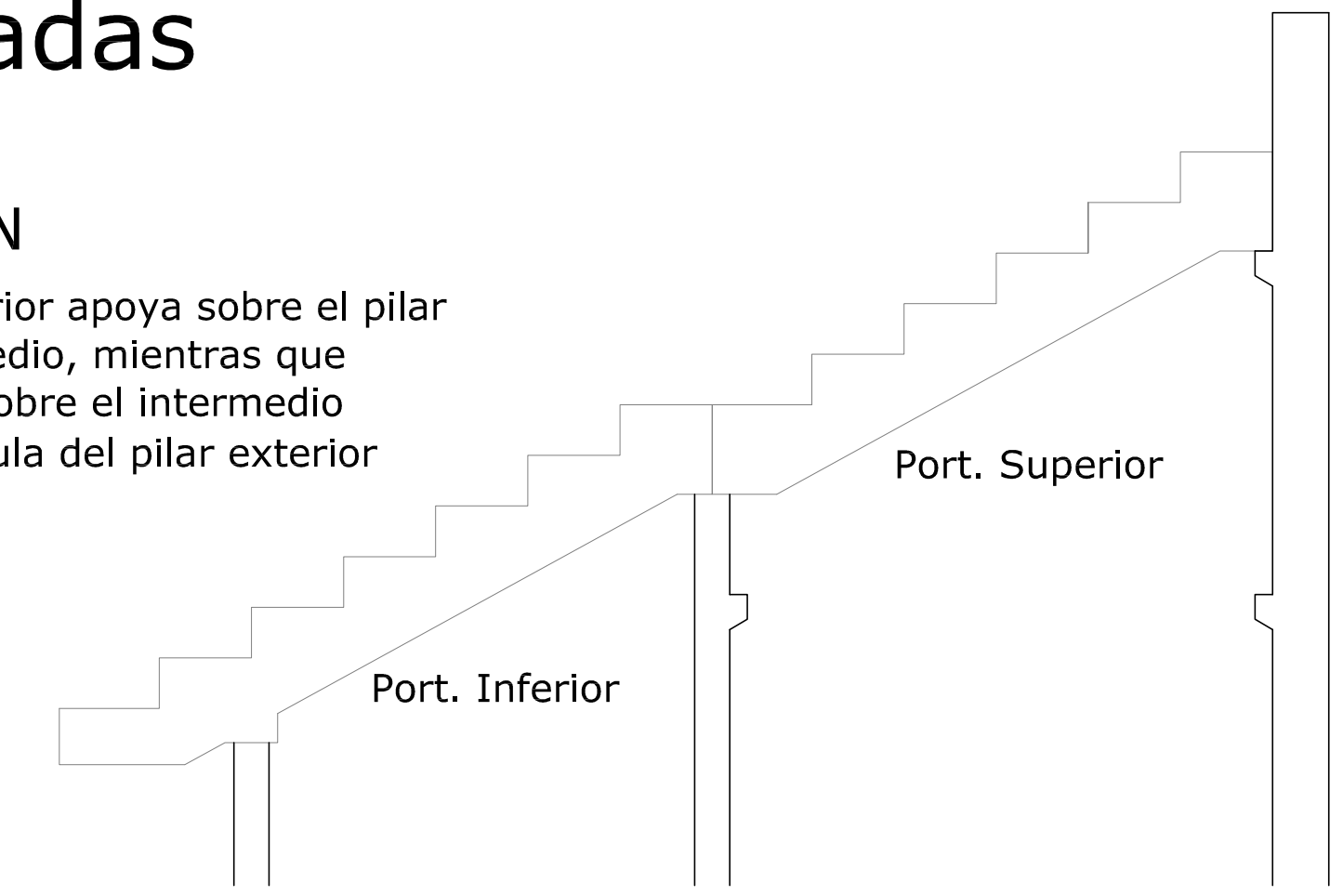
TOTAL SUPERFICIE ÚTIL 3600.23 M2
TOTAL SUPERFICIE CONSTRUIDA 4015.33 M2



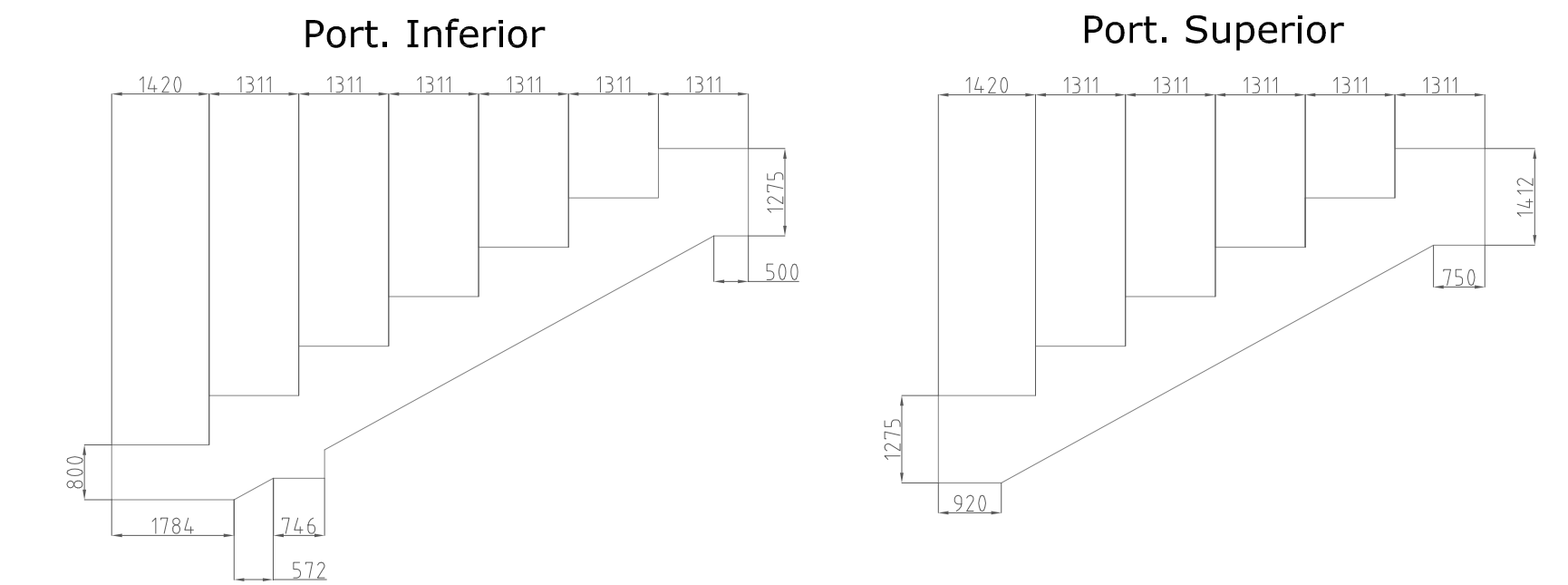
1:100 Portagradas

INSTALACIÓN

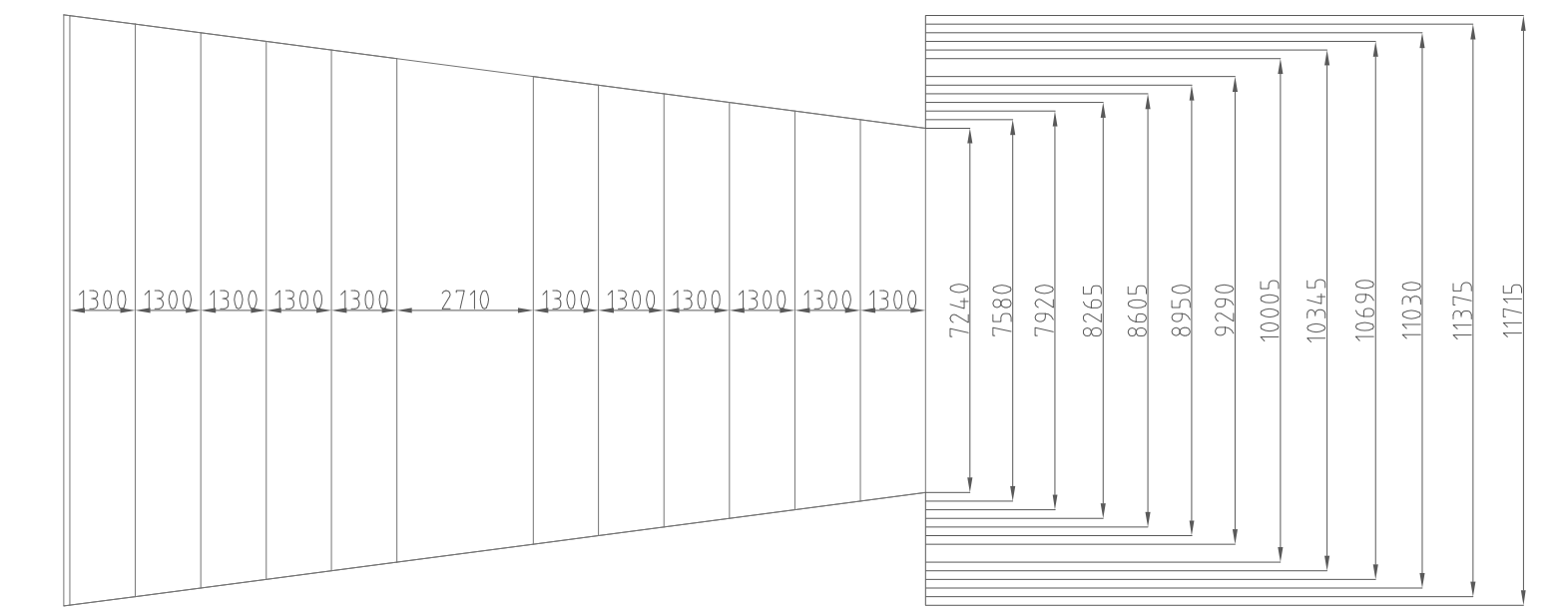
El portagradas inferior apoya sobre el pilar interior y el intermedio, mientras que el superior apoya sobre el intermedio y la segunda ménsula del pilar exterior



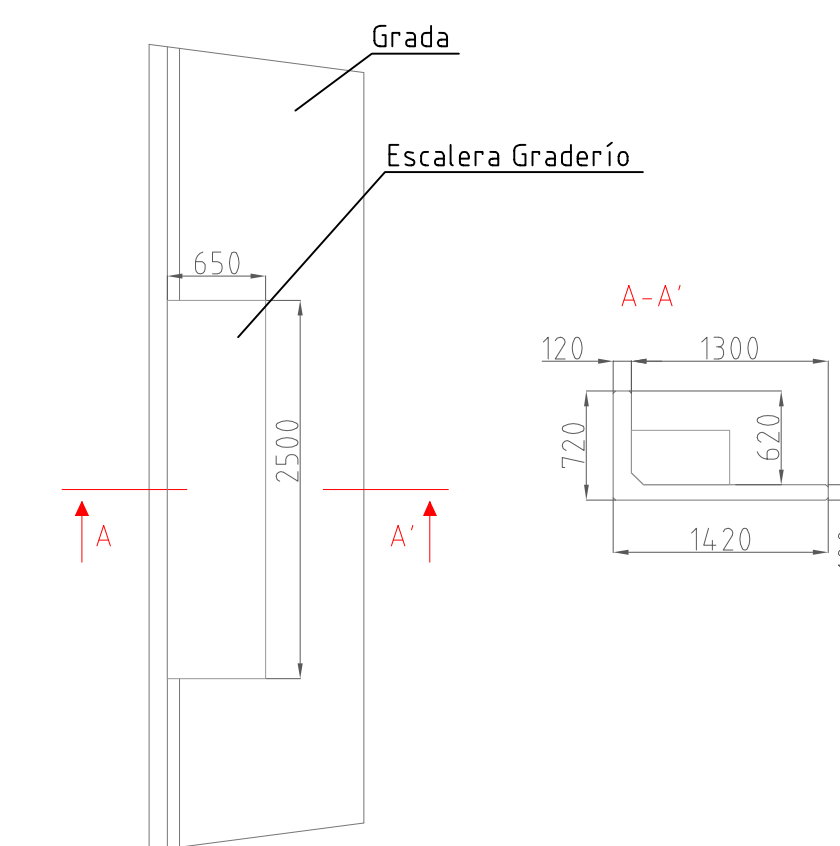
DIMENSIONES



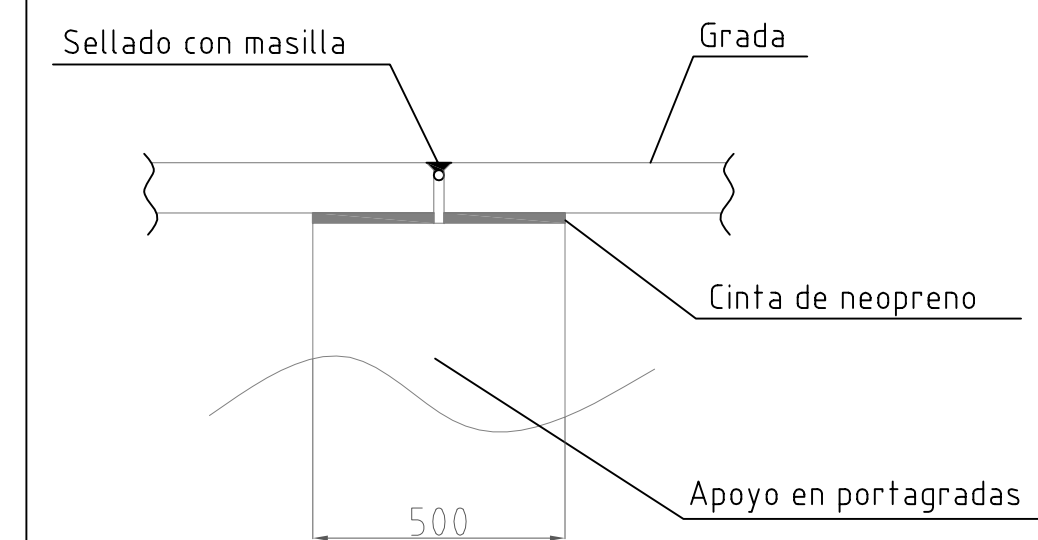
1:150 Gradas (dimensiones)



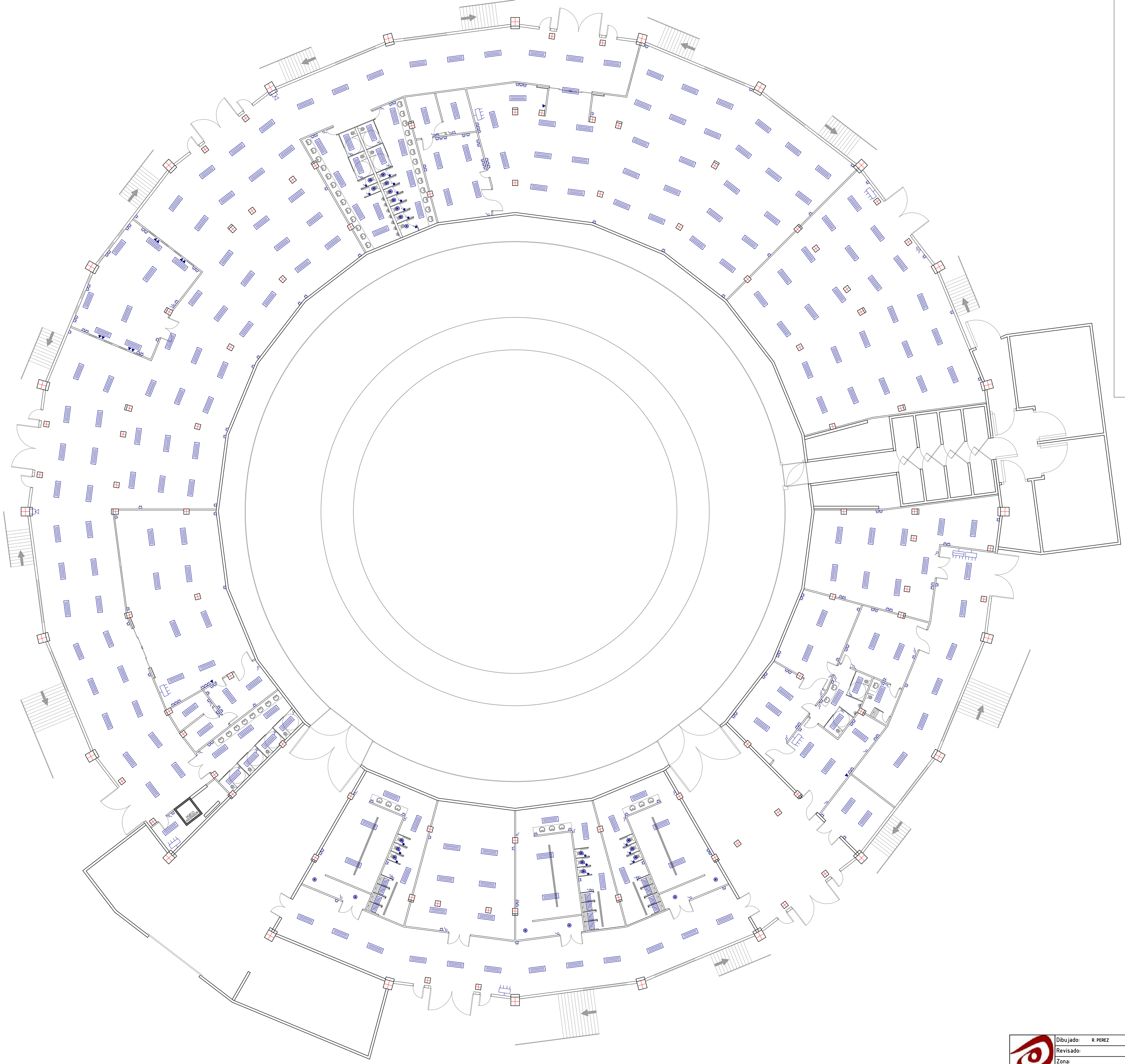
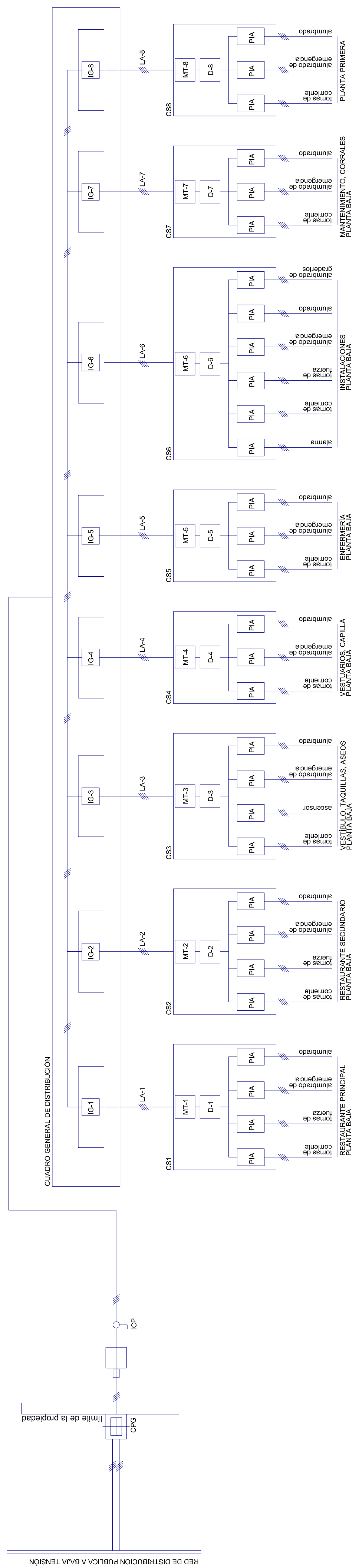
1:50 Sección gradas



1:15 Instalación gradas



1:200 Planta Graderíos (construcción)



LEYENDA ESQUEMA UNIFILAR

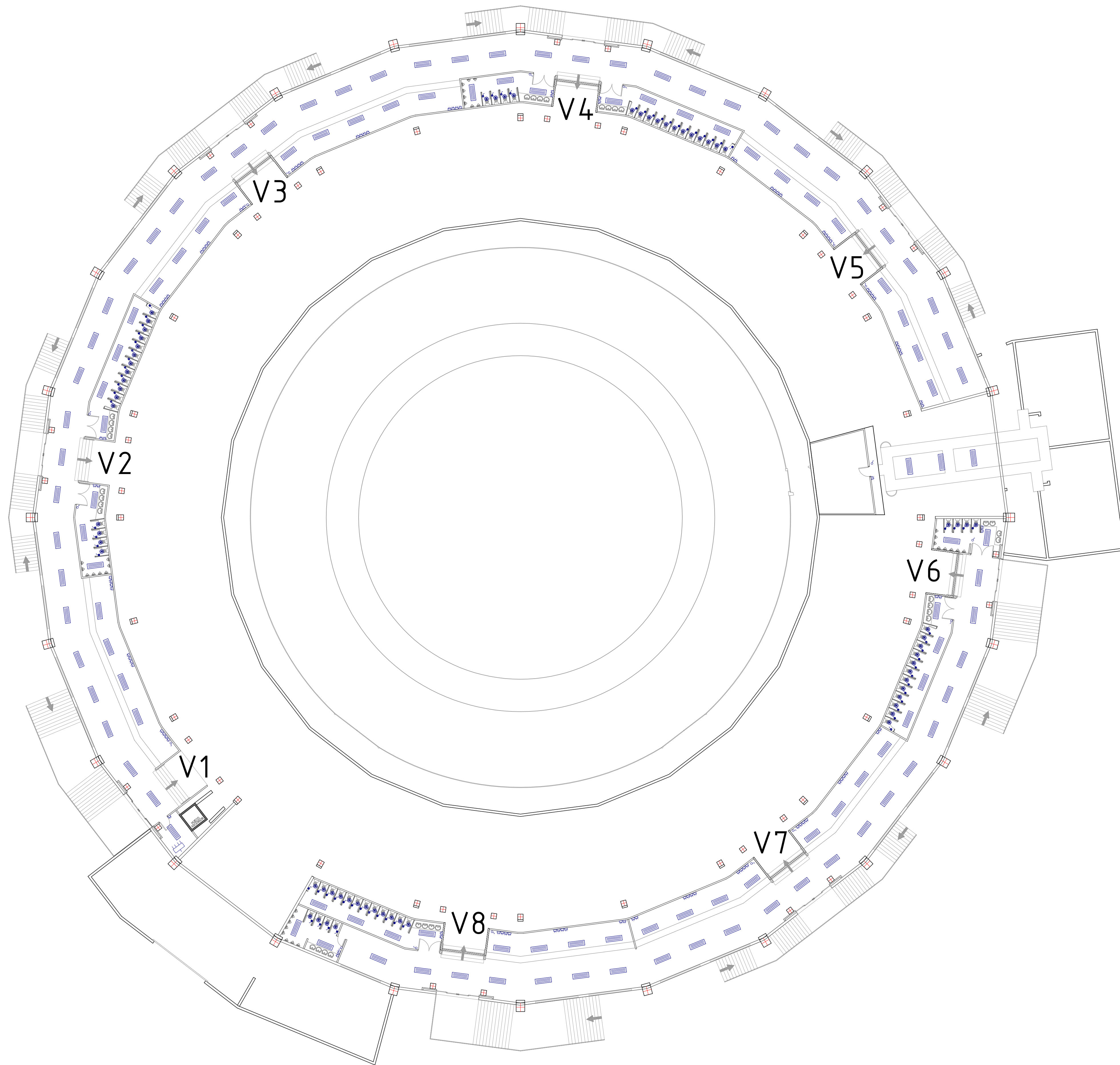
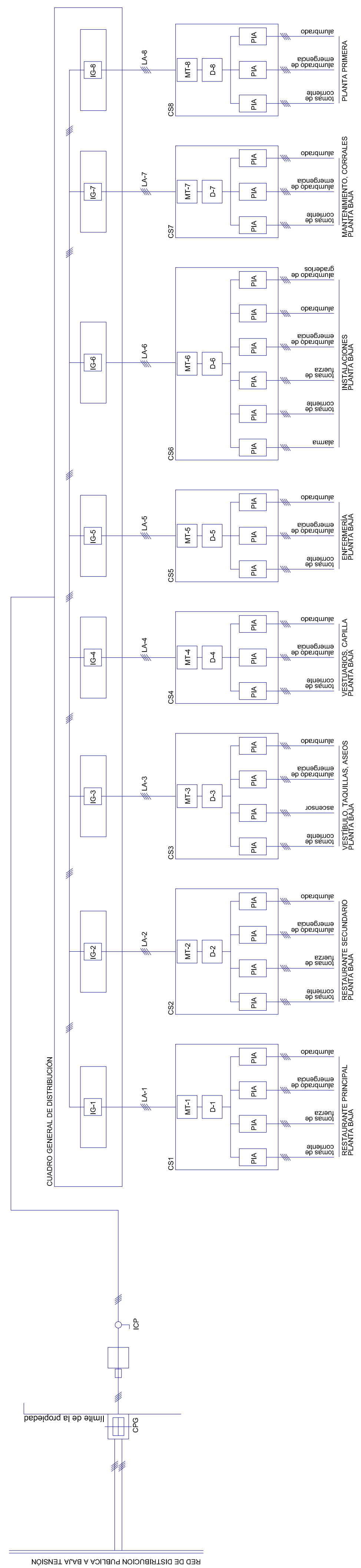
A	Acometida
LR	Línea repartidora
LA	Línea de alimentación
ICP	Interruptor control de potencia
CGP	Caja general de protección
MT	Interruptor magnetotérmico
ID	Interruptor diferencial
PIA	Pequeños interruptores automáticos
—	Red eléctrica pública
—	Acometida
—	Caja general de protección
—	Líneas repartidoras
—	Contadores trifásicos
—	Derivaciones individuales
—	Interruptor control de potencia

LEYENDA DE LUMINARIAS EN PLANOS

—	Luminaria 3x28W 1200mm
—	Luminaria empotrada en techo
—	Foco iluminación rueda

LEYENDA DE TOMAS Y PULSADORES EN PLANOS

—	Cuadro general de distribución
—	Cuadro secundario de distribución
—	Interruptor
—	Interruptor temporizado
—	Toma de teléfono
—	Toma de corriente 10 / 16 A+TT-II
—	Toma de corriente 25A+TT-II
—	Interruptor
—	Altavoz hilo musical y alarmas



LEYENDA ESQUEMA UNIFILAR

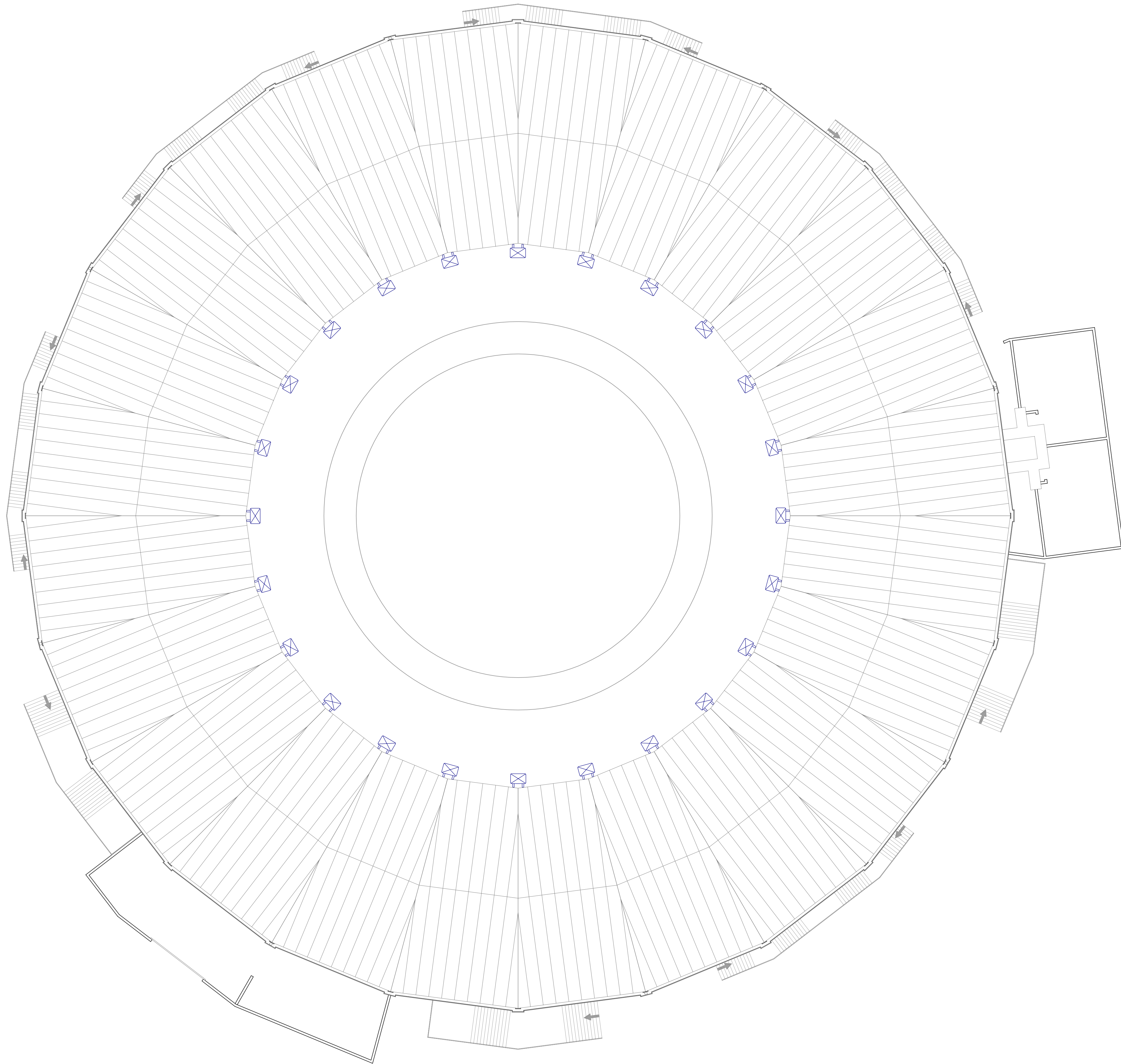
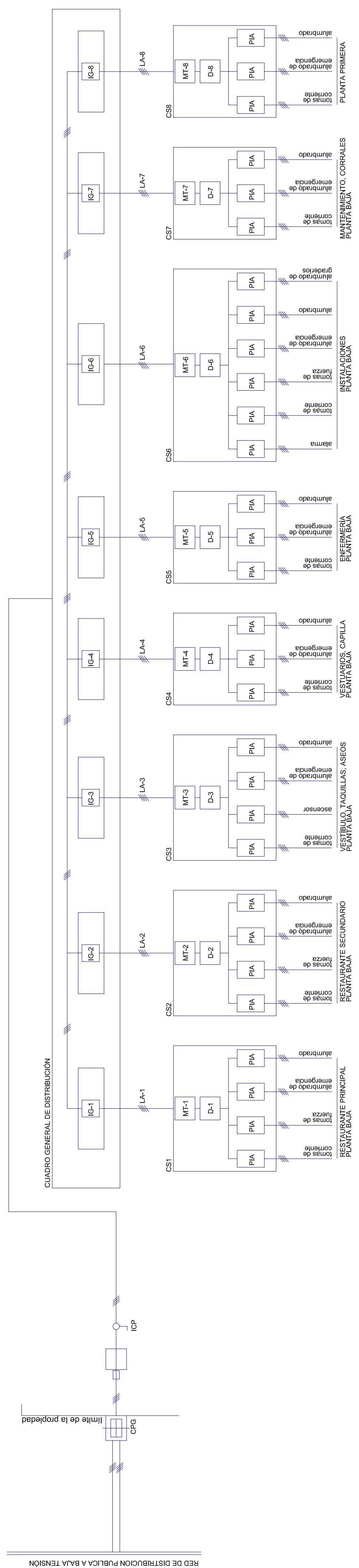
A	Acometida
LR	Línea repartidora
LA	Línea de alimentación
ICP	Interruptor control de potencia
CGP	Caja general de protección
MT	Interruptor magnetotérmico
ID	Interruptor diferencial
PIA	Pequeños interruptores automáticos
—	Red eléctrica pública
—	Acometida
—	Caja general de protección
—	Líneas repartidoras
—	Contadores trifásicos
—	Derivaciones individuales
—	Interruptor control de potencia

LEYENDA DE LUMINARIAS EN PLANOS

—	Luminaria 3x28W 1200mm
—	Luminaria empotrada en techo
—	Foco iluminación rueda

LEYENDA DE TOMAS Y PULSADORES EN PLANOS

—	Cuadro general de distribución
—	Cuadro secundario de distribución
—	Interruptor
—	Interruptor temporizado
—	Toma de teléfono
—	Toma de corriente 10 / 16 A+TT-II
—	Toma de corriente 25A+TT-II
—	Interruptor
—	Altavoz hilo musical y alarmas



LEYENDA ESQUEMA UNIFILAR

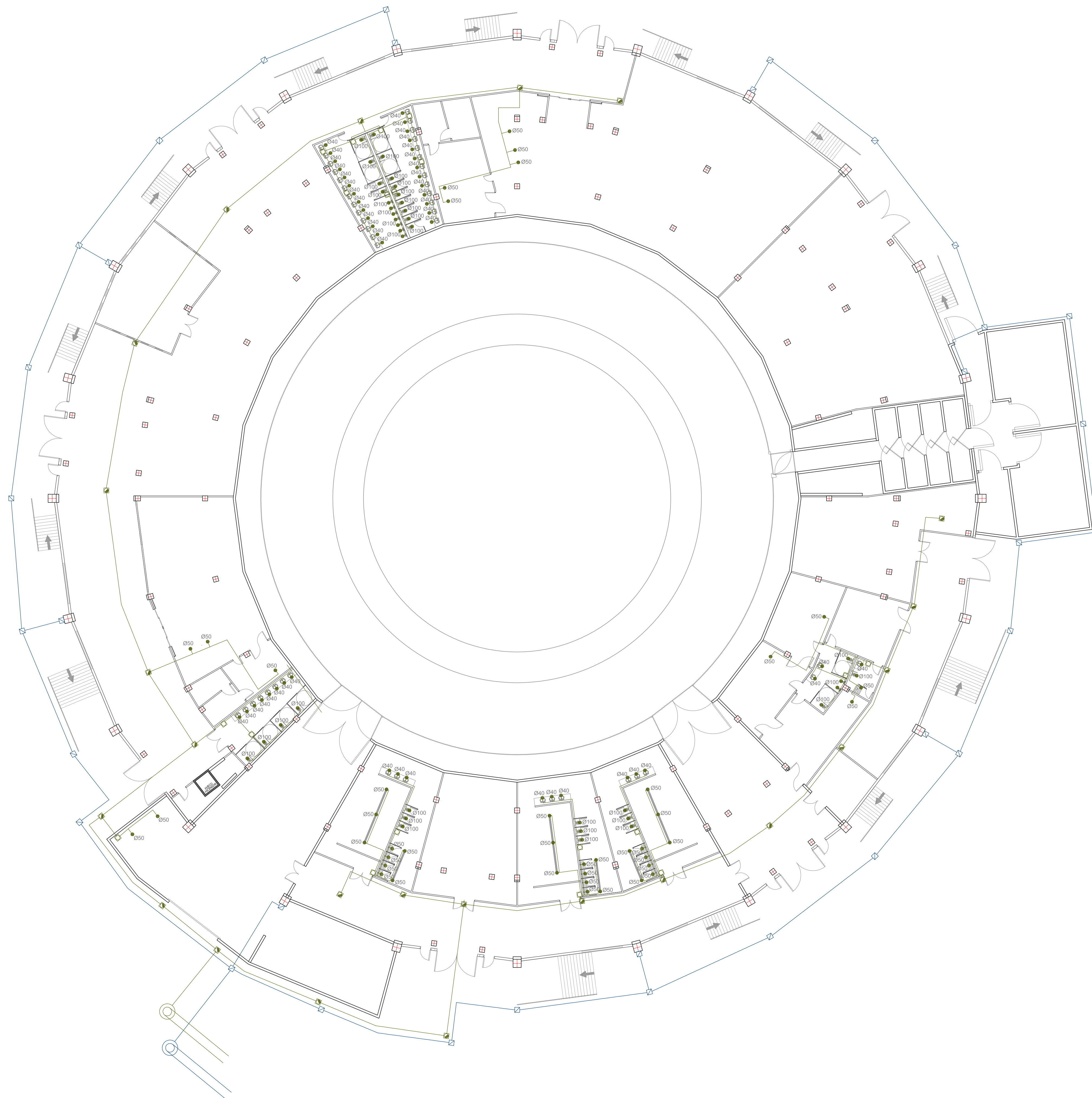
- A Acometida
- LR Línea repartidora
- LA Línea de alimentación
- ICP Interruptor control de potencia
- CGP Caja general de protección
- MT Interruptor magnetotérmico
- ID Interruptor diferencial
- PIA Pequeños interruptores automáticos
- Red eléctrica pública
- Acometida
- ☐ Caja general de protección
- ☐ Líneas repartidoras
- ☐ Contadores trifásicos
- ☐ Derivaciones individuales
- ☐ Interruptor control de potencia

LEYENDA DE LUMINARIAS EN PLANOS









- ☐ Luminaria 3x28W 1200mm
- ☉ Luminaria empotrada en techo
- ☐ Foco iluminación rueda

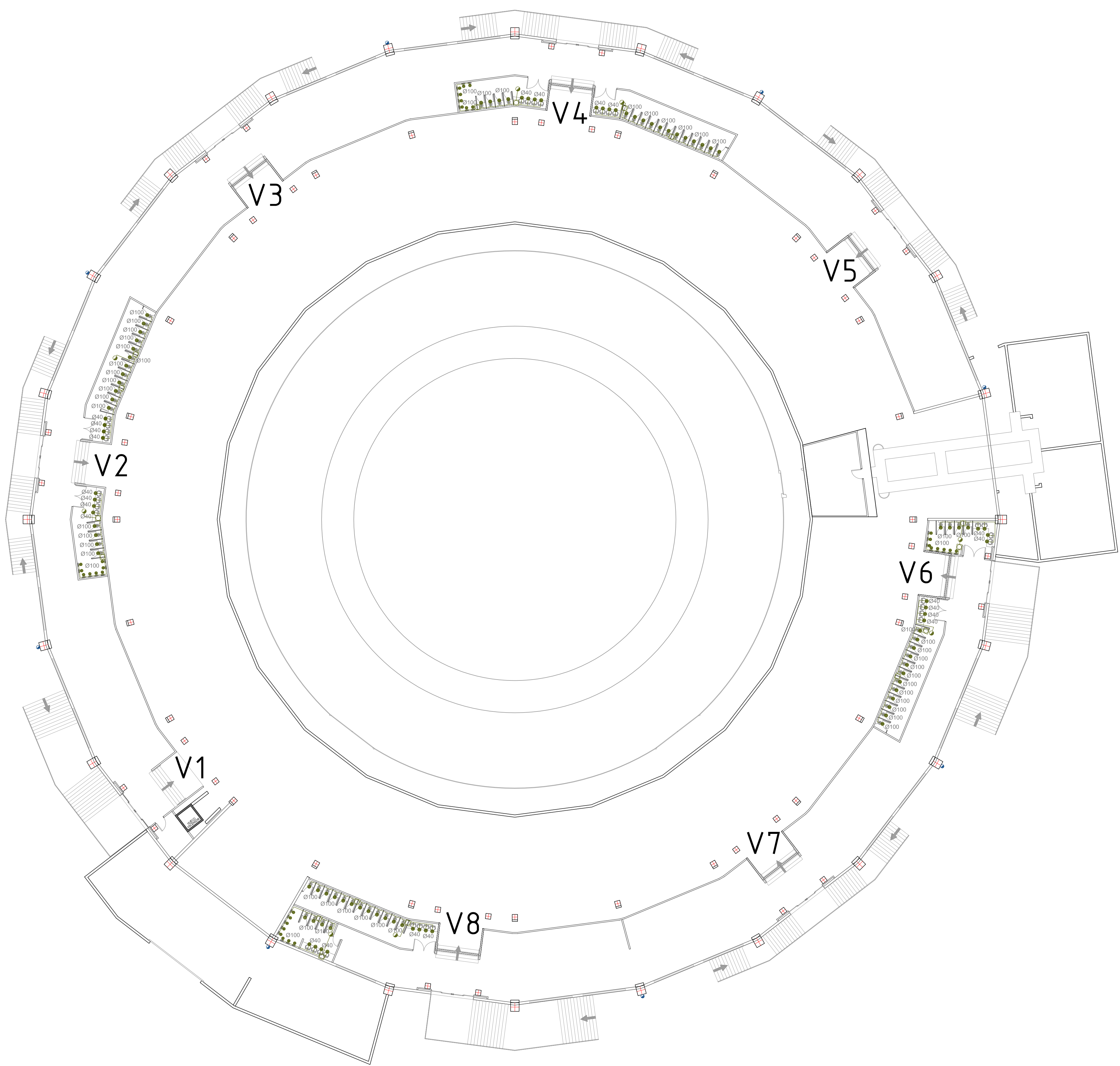
LEYENDA DE TOMAS Y PULSADORES EN PLANOS

- ☐ Cuadro general de distribución
- ☐ Cuadro secundario de distribución
- ☐ Interruptor
- ☐ Interruptor temporizado
- ☐ Toma de teléfono
- ☐ Toma de corriente 10 / 16 A+TT-II
- ☐ Toma de corriente 25A+TT-II
- ☐ Interruptor
- ☐ Altavoz hilo musical y alarmas











LEYENDA RED DE SANEAMIENTO

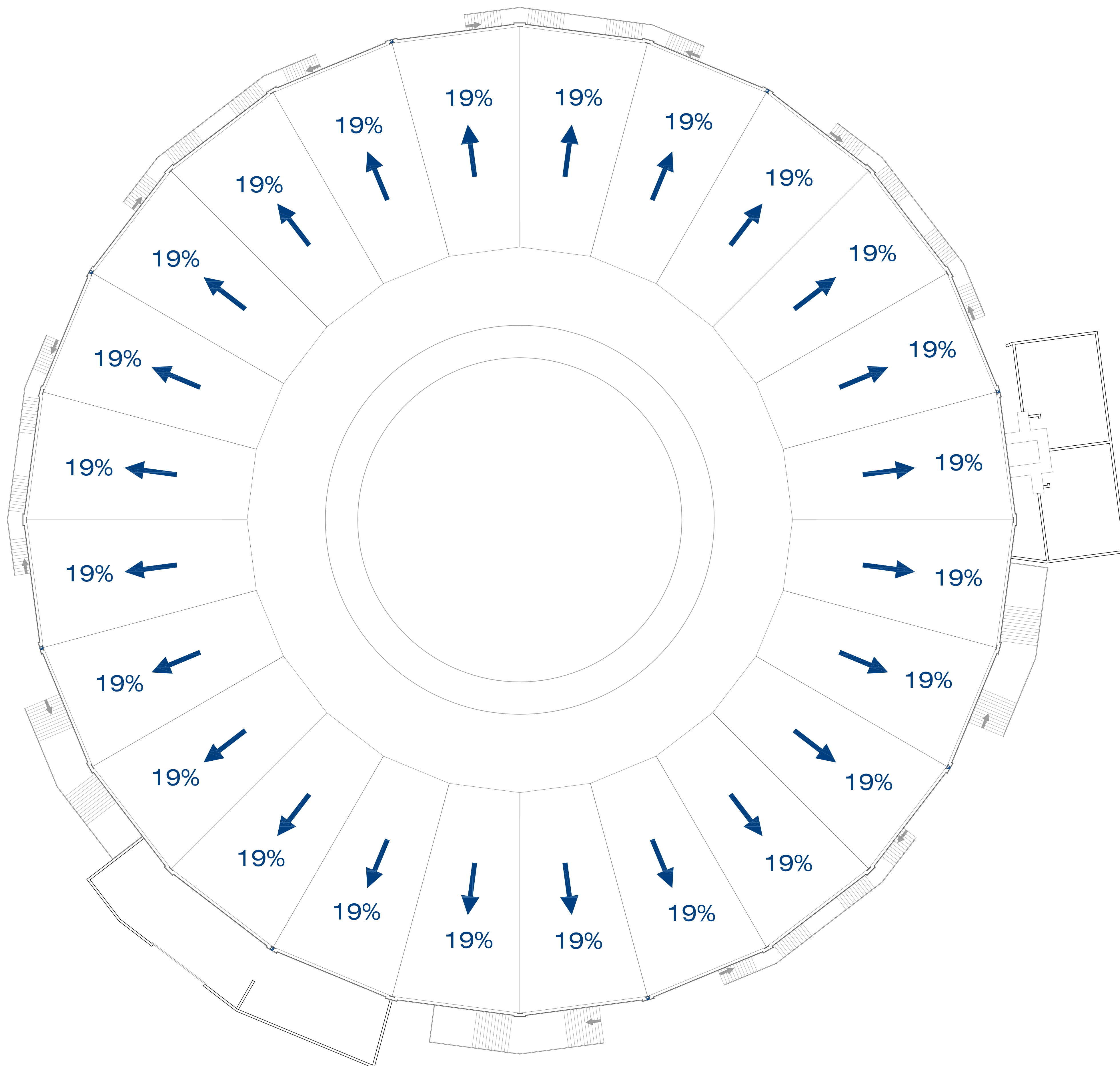
-  Sumidero
-  Bajante de fecales
-  Tubería de PVC para fecales
-  Bote sifónico de fecales
-  Arqueta fecales
-  Bajante de pluviales zinc 250mm
-  Tubería de PVC para pluviales
-  Arqueta de pluviales











LEYENDA RED DE SANEAMIENTO

-  Sumidero
-  Bajante de fecales
-  Tubería de PVC para fecales
-  Bote sifónico de fecales
-  Arqueta fecales

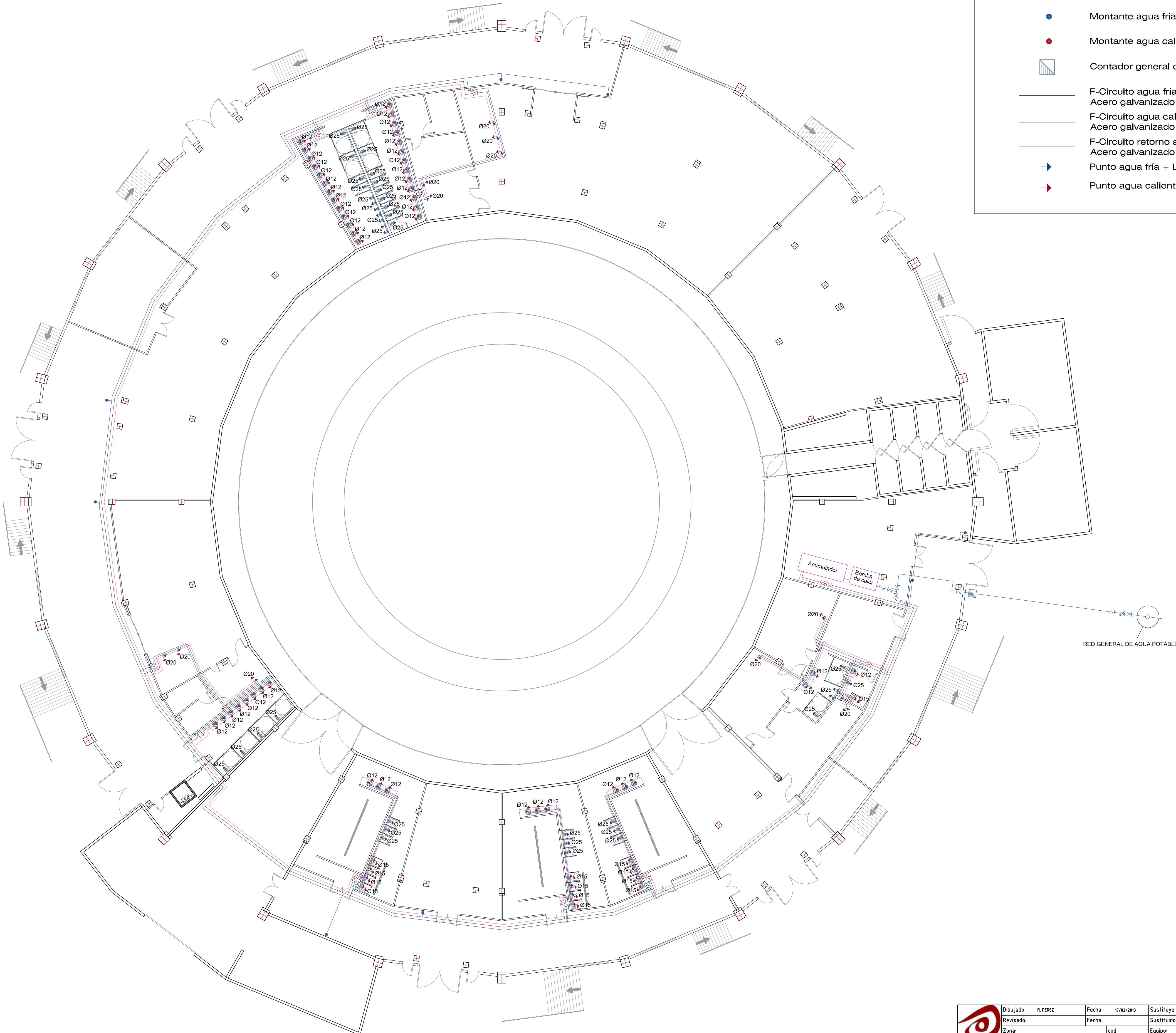
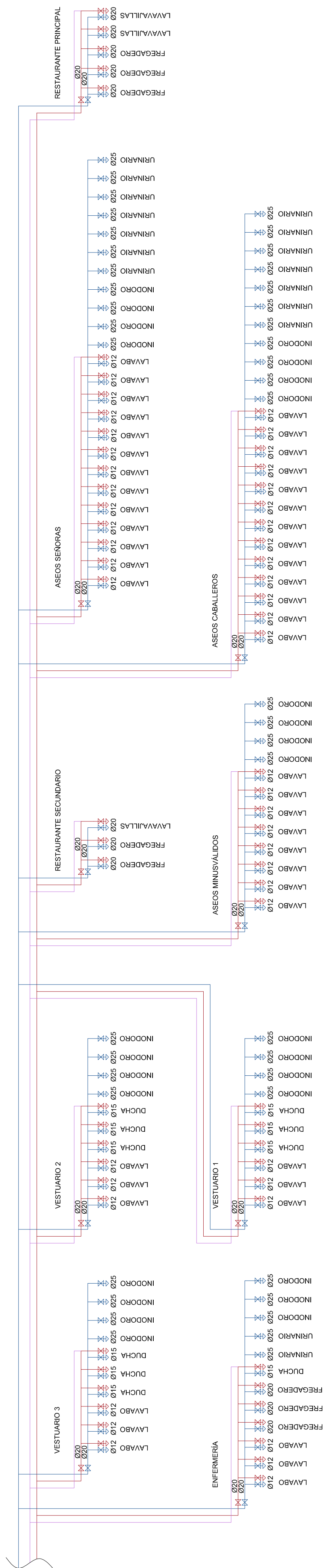
-  Bajante de pluviales zinc 250mm
-  Tubería de PVC para pluviales
-  Arqueta de pluviales
















LEYENDA RED DE SANEAMIENTO

-  Sumidero
-  Bajante de fecales
-  Tubería de PVC para fecales
-  Bote sifónico de fecales
-  Arqueta fecales
-  Bajante de pluviales zinc 250mm
-  Tubería de PVC para pluviales
-  Arqueta de pluviales

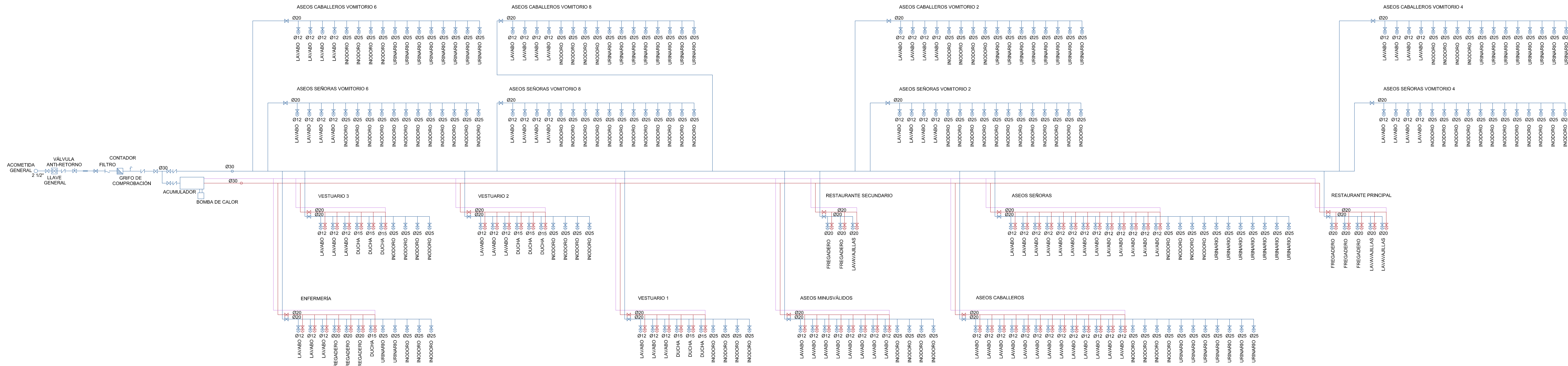
PLANTA BAJA



LEYENDA RED DE ACOMETIDA DE AGUA Y ACS











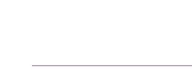


-  Acometida a red general. Llave de registro
-  Llave general de corte
-  Válvula antiretorno
-  Llave de paso agua fría
-  Llave de paso de agua caliente
-  Montante agua fría
-  Montante agua caliente
-  Contador general de suministro
-  F-Circuito agua fría DIN 2440 Acero galvanizado
-  F-Circuito agua caliente DIN 2440 Acero galvanizado
-  F-Circuito retorno agua fría DIN 2440 Acero galvanizado
-  Punto agua fría + Llave de corte
-  Punto agua caliente + Llave de corte

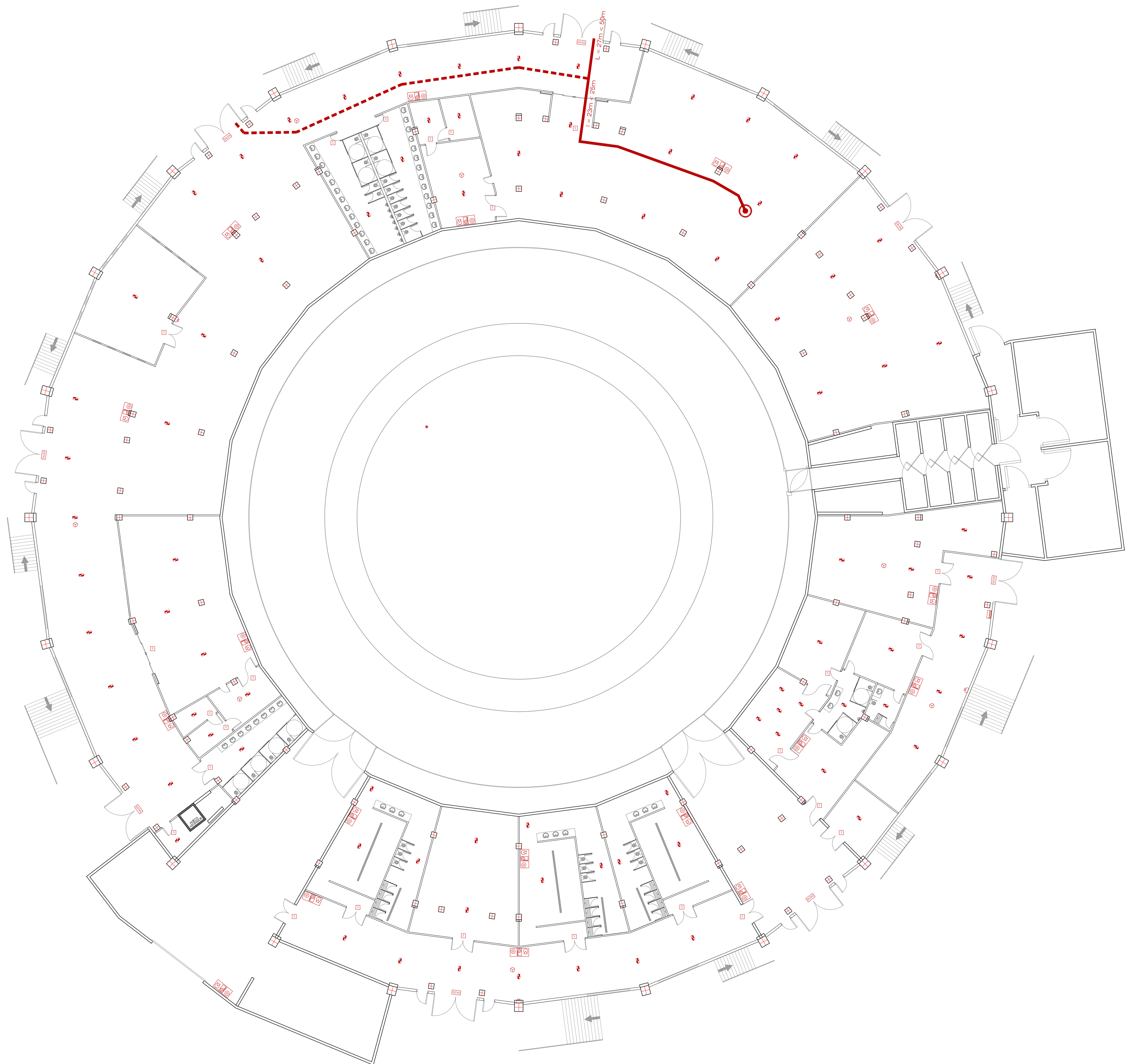
PLANTA PRIMERA

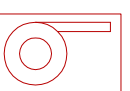

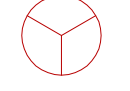










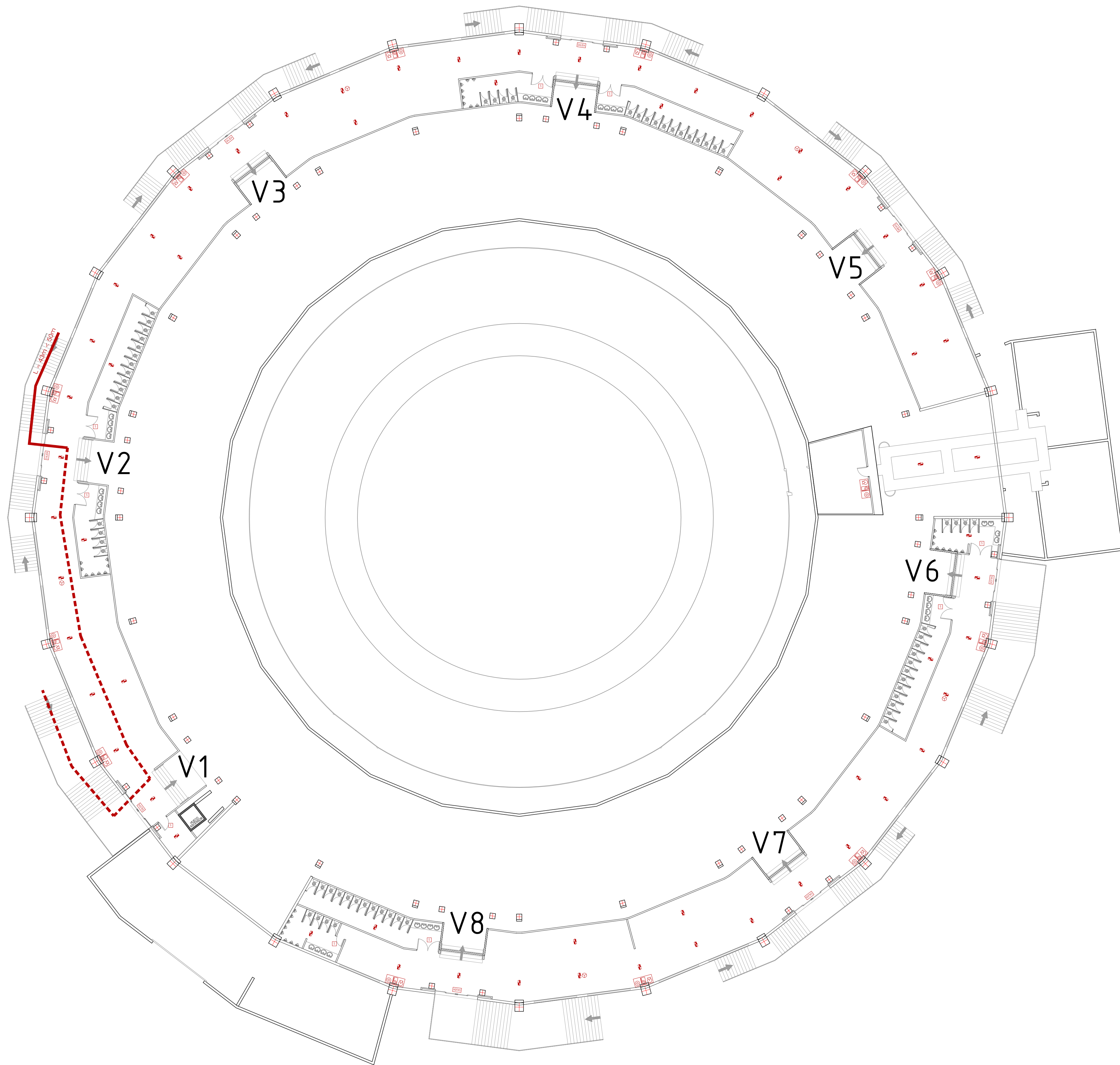
PLANTA BAJA

LEYENDA RED DE ACOMETIDA DE AGUA Y ACS

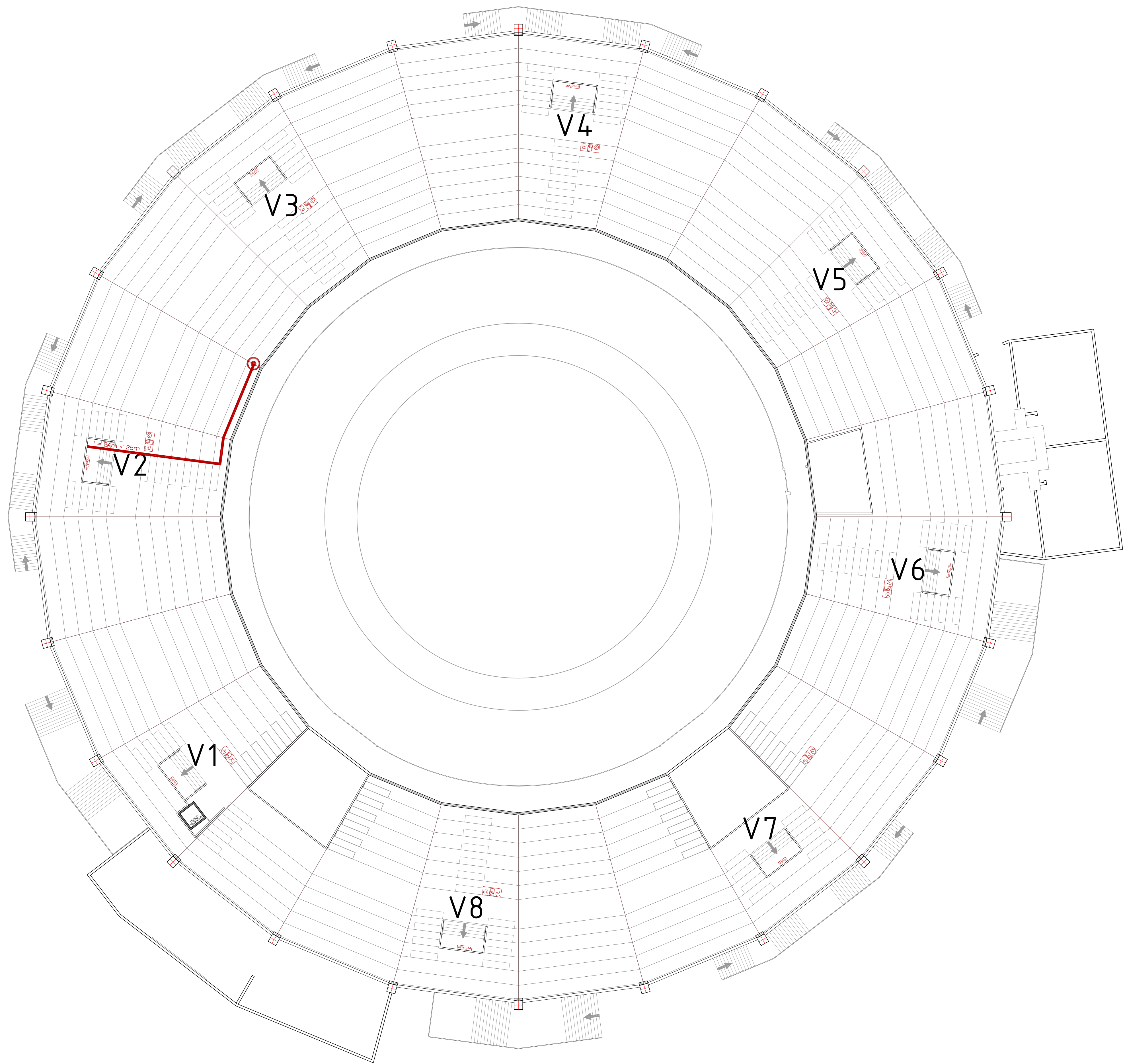
-  Acometida a red general. Llave de registro
-  Llave general de corte
-  Válvula antiretorno
-  Llave de paso agua fría
-  Llave de paso de agua caliente
-  Montante agua fría
-  Montante agua caliente
-  Contador general de suministro
-  F-Circuito agua fría DIN 2440
Acero galvanizado
-  F-Circuito agua caliente DIN 2440
Acero galvanizado
-  F-Circuito retorno agua fría DiN 2440
Acero galvanizado
-  Punto agua fría + Llave de corte
-  Punto agua caliente + Llave de corte


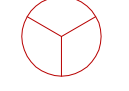


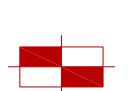





-  BOCA DE INCENDIOS EQUIPADA Ø25 MM. EMPOTRADA EN PARAMENTO VERTICAL
-  EXTINTOR PORTÁTIL EFICACIA 21A/113B. 3 Kgs.
-  DETECTOR IÓNICO DE HUMOS
-  PULSADOR MANUAL DE ALARMA
-  ALARMA ACÚSTICA
-  CENTRAL DE ALARMAS DE INCENDIO
-  LUMINARIA DE EMERGENCIA EN TECHO
-  SALIDA SALIDA DEL EDIFICIO
-  BLOQUE AUTÓNOMO DE EMERGENCIA. SEÑALIZACIÓN DE SALIDA
-  RECORRIDOS DE EVACUACIÓN
-  ORIGEN DE EVACUACIÓN



	BOCA DE INCENDIOS EQUIPADA Ø25 MM. EMPOTRADA EN PARAMENTO VERTICAL
	EXTINTOR PORTÁTIL EFICACIA 21A/113B. 3 Kgs.
	DETECTOR IÓNICO DE HUMOS
	PULSADOR MANUAL DE ALARMA
	ALARMA ACÚSTICA
	CENTRAL DE ALARMAS DE INCENDIO
	LUMINARIA DE EMERGENCIA EN TECHO
	SALIDA SALIDA DEL EDIFICIO
	BLOQUE AUTÓNOMO DE EMERGENCIA. SEÑALIZACIÓN DE SALIDA
	RECORRIDOS DE EVACUACIÓN
	ORIGEN DE EVACUACIÓN



-  BOCA DE INCENDIOS EQUIPADA Ø25 MM. EMPOTRADA EN PARAMENTO VERTICAL
-  EXTINTOR PORTÁTIL EFICACIA 21A/113B. 3 Kgs.
-  DETECTOR IÓNICO DE HUMOS
-  PULSADOR MANUAL DE ALARMA
-  ALARMA ACÚSTICA
-  CENTRAL DE ALARMAS DE INCENDIO
-  LUMINARIA DE EMERGENCIA EN TECHO
-  SALIDA SALIDA DEL EDIFICIO
-  BLOQUE AUTÓNOMO DE EMERGENCIA. SEÑALIZACIÓN DE SALIDA
-  RECORRIDOS DE EVACUACIÓN
-  ORIGEN DE EVACUACIÓN