



UNIVERSIDAD DE JAÉN
Escuela Politécnica Superior de Linares

Trabajo Fin de Grado

**ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA
PREFABRICADA DE UN
APARCAMIENTO SOBRE RASANTE
UTILIZANDO CONEXIONES
ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE
ALTA DUCTILIDAD**

Alumno: Luis Carlos Ballesteros Lechuga

Tutor: D. Jesús Donaire Ávila
Depto.: Ingeniería Mecánica y Minera

Junio, 2017

TRABAJO FIN DE GRADO

TÍTULO DEL PROYECTO: ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD

INSTITUCIÓN: ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR DE LINARES, UNIVERSIDAD DE JAÉN

CARRERA: GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

ALUMNO: LUIS CARLOS BALLESTEROS LECHUGA

TUTOR: D. JESÚS DONAIRE ÁVILA

DEPARTAMENTO: INGENIERÍA MECÁNICA Y MINERA

Firma del alumno

Firma del tutor

TABLA DE CONTENIDO

1	Resumen.....	5
2	Introducción	6
3	Objetivos.....	9
4	Métodos de cálculo	10
5	Definición del edificio prototipo.....	12
5.1	Introducción	12
5.2	Encuadre geográfico, geológico y geotécnico	12
5.2.1	Módulo de balasto.....	13
5.2.2	Parámetros de sismicidad	14
5.3	Geometría del aparcamiento.....	16
5.4	Datos de obra	18
5.4.1	Geometría de plantas.....	18
5.4.2	Materiales utilizados.....	19
5.4.3	Estados límite	19
5.4.4	Situaciones de proyecto.....	20
5.4.5	Coeficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de seguridad (ψ) 21	
5.5	Predimensionamiento	23
5.5.1	Cargas consideradas	23
5.5.2	Losa de cimentación	24
5.5.3	Forjado de losas alveolares pretensadas	25
5.5.4	Pilares.....	26
5.5.5	Vigas.....	27
5.5.6	Rampas	28
5.5.7	Escaleras	29
6	Análisis estructural	31
6.1	Análisis lineal de la estructura.....	31
6.2	Cálculo por capacidad.....	32
6.2.1	Descripción del pórtico analizado.....	34

6.2.2	Cálculo de las acciones	35
6.2.3	Cálculo de la matriz de masas [M]	36
6.2.4	Cálculo de los periodos propios de vibración y del modo propio de vibración	38
6.2.5	Verificación del mecanismo de colapso tipo pilar fuerte – viga débil ..	39
7	Análisis de uniones prefabricadas	72
7.1	Conectores dúctiles DDC	72
7.2	Cálculo del conector en la junta pilar-viga	73
7.2.1	Compatibilidad de giros en relación a los valores de desplazamiento de Cype	73
7.2.2	Número de conectores y barras de conexión	85
7.2.3	Comprobación a cortante en la junta pilar-viga	93
7.2.4	Longitud de anclaje de las barras del conector	99
7.2.5	Longitud de patilla de los estribos en los extremos de la viga	101
7.3	Cálculo del conector en la junta pilar-cimentación.....	103
7.3.1	Cartelas	112
7.4	Cálculo de la conexión en la junta viga-forjado	114
8	Estudio comparativo entre métodos constructivos.....	118
8.1	Análisis de Costes Directos.....	118
8.2	Análisis de Costes Indirectos	120
8.3	Planificación Técnica	122
8.4	Planificación Económica	127
8.5	Conclusión del estudio económico	128
9	Conclusiones	129
10	Anexo I Planos	130
11	Anexo II Estudio Económico	168
	Referencias bibliográficas.....	197

1 RESUMEN

Los edificios de aparcamiento en España, tanto subterráneos como sobre superficie, suelen ejecutarse con pórticos de hormigón armado o forjado reticular de casetón recuperable. Estas soluciones, si bien son adecuadas, presentan un inconveniente en el plazo y coste que supone realizarlas, al igual que sucede en el resto de construcciones tradicionales. Debido a esto, se propone ejecutar la estructura mediante elementos prefabricados, permitiendo asegurar y reducir los plazos y costes de la obra, además de presentar una mayor calidad en la ejecución.

El problema de este tipo de estructuras prefabricadas en zona sísmica es su vulnerabilidad frente a cargas laterales, por lo que se hace necesario el uso de alguno de los sistemas existentes para mejorar la capacidad sismorresistente de la estructura.

Dado que el comportamiento de la estructura va a depender del tipo de unión entre los diferentes elementos prefabricados, si la tipología de unión consigue dar continuidad a las armaduras y configurar nudos rígidos o materializar rotulas plásticas, el comportamiento es muy similar al de una construcción “in situ”.

Por todo ello, de entre todos los sistemas que mejoran el comportamiento sismorresistente de la estructura, la presente construcción se lleva a cabo mediante la ejecución de una determinada técnica de proyecto y montaje de conexiones atornilladas pilar-viga de alta ductilidad (sistema DDC). Estos sistemas son de alta capacidad de disipación de energía y previenen el daño en el hormigón, lo que permite la posterior reparación de los elementos. Para la junta pilar-cimentación se plantea como solución disponer vainas en la base de los pilares y anclaje mediante armaduras de espera en la cimentación.

Complementariamente, en el desarrollo del trabajo, se lleva a cabo un estudio de planificación técnica y económica, comparando el método de construcción elegido con otros tradicionales.

2 INTRODUCCIÓN

El presente estudio técnico ha sido elaborado por Luis Carlos Ballesteros Lechuga, alumno de la E.P.S. de Linares de la Universidad de Jaén, para la superación de la asignatura de carácter obligatorio “Trabajo Fin de Grado” presente en el plan docente actual para la titulación de Ingeniería Civil.

Para el estudio se ha propuesto, bajo una temática general, el cálculo y análisis de un edificio con elementos prefabricados sobre rasante, empleado como aparcamiento, con una altura moderada de 5 plantas y situado en la zona sur de España, más concretamente en la ciudad de Granada, la cual se encuadra en una zona de sismicidad moderada-elevada y/o zona de viento elevado típica del arco mediterráneo.

En España para la construcción de edificios de uso aparcamiento es habitual la ejecución de estructuras hormigonadas in-situ, mediante forjados reticulares, **Fig. 1**, o unidireccionales. Para aquellas que se llevan a cabo en zona sísmica y se puedan ver sometidas a cargas laterales, se suelen emplear sistemas como muros pantalla o se proyecta de forma que es la propia estructura, mediante el dimensionado de los pilares, la que soporta la acción lateral.



Fig. 1. Aparcamiento con forjado reticular

A priori, en edificación, no es aconsejable la proyección de estructuras prefabricadas en zonas de alta sismicidad, entre otros motivos, debido a la concentración de tensiones en la base de los pilares y a los elevados desplazamientos laterales que experimentan, lo que provoca en la estructura un comportamiento de “péndulo inverso”, **Fig. 2 a**. Este tipo de estructuras, donde los momentos generados en la base de los pilares son muy grandes mientras que en zonas superiores son nulos, como se observa en la **Fig. 2 b.**, están desaconsejadas por la norma de construcción sismorresistente NCSE-02 [1], aunque permiten su cálculo siempre y cuando el coeficiente de ductilidad máximo sea de $\mu = 2$.

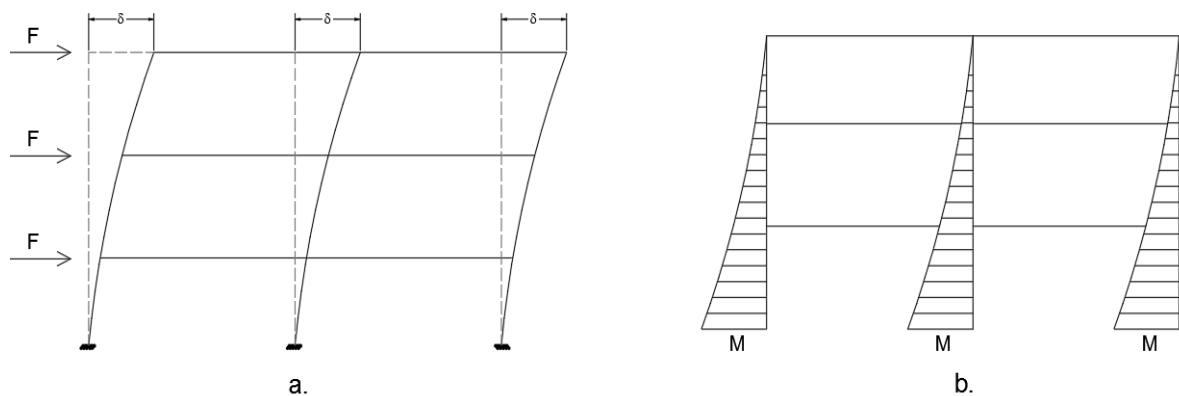


Fig. 2. a. Estructura de péndulo inverso b. Reparto de momentos

Para evitar este comportamiento de la estructura, existe en la literatura técnica un amplio rango de soluciones para la construcción prefabricada en zona sísmica. Entre algunas de las soluciones concretas están:

- Muros pantalla en altura.
- Arriostramiento lateral mediante cruces de San Andrés.
- Disipadores de energía.
- Soluciones tipo H.
- Estructuras mixtas de elementos de hormigón in-situ y prefabricado.
- Conexiones híbridas viga-pilar con montaje de pretensado posteso.
- Conexión dúctil con empotramiento elasto-plástico en la unión viga-pilar.

De entre todas las posibles soluciones, en este estudio técnico se opta por realizar esta última, es decir, un empotramiento elasto-plástico en la unión viga-pilar mediante conectores dúctiles DDC (Dywidag Ductile Connector), **Fig. 3**. Estos conectores están

diseñados para mejorar el comportamiento sismorresistente de la estructura y disipar energía frente a cargas laterales, de viento o sismo, mediante deformaciones plásticas.

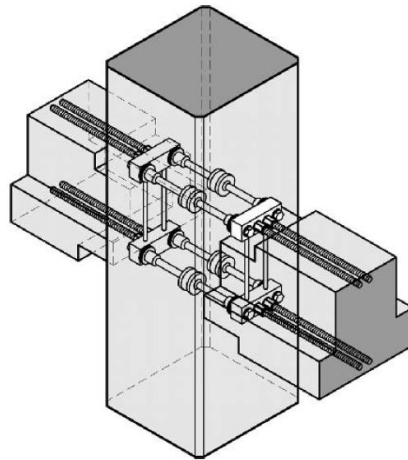


Fig. 3. Sistema de conexión dúctil viga-pilar DDC (Ref. [2])

Una vez establecidas las motivaciones para la realización de la estructura mediante elementos prefabricados, así como el sistema para mejorar el comportamiento sismorresistente de la misma, la organización del estudio técnico es la siguiente:

1. Definición del edificio prototipo (Geometría, datos de obra, etc).
2. Predimensionamiento (Pilares, vigas, forjado, losa de cimentación, etc).
3. Análisis lineal de la estructura mediante método matricial.
4. Cálculo por capacidad mediante el método de trabajos virtuales.
5. Análisis de las uniones prefabricadas.
6. Desarrollo de la planificación técnica y económica de la obra.
7. Comparación con métodos constructivos tradicionales.

3 OBJETIVOS

A modo de establecer de forma clara y precisa los objetivos que el estudio técnico pretende abordar y siguiendo las directrices indicadas en la propuesta del TFG, se exponen a continuación los principales objetivos que se pretende alcanzar con la realización del estudio técnico:

- Definir, modelizar, calcular y dimensionar la estructura de un aparcamiento sobre rasante, la cual estará sometida a cargas laterales debido a acciones de viento y sismo.
- Comprobar la ventaja que ofrece proyectar una estructura prefabricada con mecanismos de alta disipación de energía en zona de sismicidad elevada, su viabilidad técnica y la calidad en la construcción.
- Emplear técnicas de proyecto y montaje innovadoras, utilizando conexiones atornilladas de alta ductilidad con gran capacidad de disipación de energía en la junta viga-pilar a través del sistema DDC (Dywidag Ductile Connector).
- Garantizar mecanismos de colapso del tipo pilar fuerte – viga débil mediante análisis por capacidad de la estructura.
- Realizar la valoración económica y planificación técnica de la obra, comparándola con otros sistemas y procesos constructivos convencionales, determinando la viabilidad económica del edificio proyectado en estructura prefabricada.
- Aprovechar las ventajas que la construcción prefabricada ofrece, pudiendo reducir los plazos de ejecución y equipos de obra y obtener secciones con un mayor control de diseño y calidad.

4 MÉTODOS DE CÁLCULO

Para realizar los cálculos de la estructura en la que se centra este estudio técnico, se siguen los criterios establecidos en una amplia gama de normativas de aplicación en los diversos ámbitos de la construcción, como son la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08 [3], la Norma de Construcción Sismorresistente NCS-02 [1] o la normativa del American Concrete Institute ACI 318M-11 [4].

En primer lugar, se realiza un predimensionamiento de la estructura, para posteriormente emplear el software de cálculo Cype[5] basado en el método de la rigidez, que permite calcular desplazamientos a partir de las cargas y combinaciones de las mismas. Más concretamente el programa Cype, permite, entre otras posibilidades, la modelización de los elementos que conforman la estructura, así como el cálculo de la misma estableciendo la compatibilidad de la deformación de cada uno de los nudos. Asimismo, considera la indeformabilidad horizontal del plano de cada forjado de planta frente a cargas laterales (diafragma rígido) para relaciones de esbeltez en planta del edificio de $B/H < 4$, siendo B el lado mayor y H el menor, respectivamente. De esta forma, se impiden los desplazamientos relativos horizontales entre nudos de un forjado, pudiendo obtener esfuerzos y armados de referencia de vigas, pilares y forjados a partir de un cálculo de primer orden mediante la aplicación del Método de Superposición Modal de la norma NCSE-02 [1].

Para el proceso de cálculo, las vigas y pilares se modelizan por el programa como elementos tipo barras donde se localiza la línea de centro de gravedad de la pieza. De igual manera, Cype realiza un proceso similar para el elemento que constituye el forjado, siendo en este caso un forjado unidireccional de placas alveolares. Estas placas también se discretizan una a una como elementos tipo barras que dependen del intereje, es decir, coincidiendo con el eje de cada nervio cogiendo el módulo que es el ancho de las distintas placas y que quedan además integradas dentro de la matriz global de la estructura.

La elección de este software de ingeniería viene motivada por ser en conjunto una gran herramienta que posee una interfaz simple con una fácil entrada de datos, un excelente generador de planos, contempla normas nacionales e internacionales e incluye la posibilidad de someter la estructura a acciones gravitatorias, viento, sismo y nieve.

Una vez se dispone del dimensionado y armado de referencia de cada uno de los elementos que conforman la estructura, se recurre al cálculo por capacidad realizando el equilibrio de la estructura mediante el método de los trabajos virtuales. Para el desarrollo

de este método, es necesario obtener el límite superior de la resistencia a flexión en el extremo de las vigas y la base de los pilares, el cual se obtiene, en este estudio técnico, de tres formas distintas:

– *Opción 1*

Extraer los valores directamente de las leyes de envolventes de momentos de los listados de Cype.

– *Opción 2*

Cálculo a mano del límite superior del momento flector último que se puede desarrollar en las rótulas plásticas, situadas en el extremo de la viga y la base del pilar, empleando el dimensionado y armado de referencia obtenido con Cype.

– *Opción 3*

Analizar y extraer los valores de capacidad resistente a momento flector de cada elemento estructural, empleando el dimensionado y armado de referencia obtenido con Cype, mediante en el programa Response2000 de la Universidad de Toronto[6]. Este software se utiliza para un análisis en profundidad de la capacidad y ductilidad de la sección, sea de hormigón armado o pretensado, sometida a cortante, momento y carga axial simultáneamente para encontrar la carga-deformación máxima. De esta forma, la herramienta es capaz de realizar predicciones de la respuesta a la resistencia al corte en secciones, lo cual resulta de gran utilidad en elementos prefabricados que no pueden ser fácilmente modeladas con otros programas, pudiendo obtener, entre otras cosas, gráficas de interacción Momento-Curvatura muy útiles a la hora de extraer datos y comprender si, efectivamente, una sección se encuentra en zona dúctil o frágil.

De las tres posibles opciones, finalmente se opta por elegir la Opción 3, como se podrá comprobar en el desarrollo del apartado 6.2. Cálculo por capacidad de este estudio.

Complementariamente se lleva a cabo el uso del programa de diseño como es el software AutoCAD2017, para ilustrar detalles de armado, conectores, mecanismos y otros elementos, o para representar gráficamente procesos y resultados de cálculos. Para realizar ciertos cálculos que pueden resultar repetitivos y generar gráficas de dispersión de los datos de cálculo, se hace uso del programa Excel 2016.

Además, para la elaboración del presupuesto y la planificación técnica y económica se hace uso del programa Presto y Microsoft Project, ambos especializados en la gestión de proyectos.

5 DEFINICIÓN DEL EDIFICIO PROTOTIPO

5.1 Introducción

El edificio prototipo, construido sobre rasante, se trata de un aparcamiento constituido por 5 plantas de igual altura, planos de referencia en el capítulo 10. Anexo I Planos, Nº Plano 3. La edificación se resuelve mediante una estructura porticada de hormigón armado y forjados unidireccionales de losas o placas alveolares de 9 metros de luz.

Como peculiaridad, el edificio no está construido mediante métodos constructivos clásicos, sino que está conformada por una estructura prefabricada sismorresistente que solo cuenta con sistemas primarios, es decir, que la propia estructura cumple las funciones primarias, para resistir cargas laterales, y secundarias, para resistir fundamentalmente cargas gravitatorias Eurocódigo 8 [7].

A continuación, se irán exponiendo cada una de las partes que definen este edificio prototipo, así como los requisitos, prescripciones y normativas sobre las que se centra cada parámetro para su predimensionamiento y cálculo.

5.2 Encuadre geográfico, geológico y geotécnico

El enclave de la zona objeto de estudio se sitúa en la ciudad de Granada, planos de referencia en el capítulo 10. Anexo I Planos, Nº Plano 1, localizada dentro de las Cordilleras Béticas, las cuales se encuentran dispuestas entre dos zócalos hercínicos, el íbero al norte y el africano al sur, y por lo tanto al área ocupada por el término municipal de Granada se le confiere una considerable peligrosidad sísmica a tener en cuenta para otros aspectos de cálculo.

La geología regional presente en la ubicación del edificio prototipo se encuentra enmarcada dentro de la Carta Geológica nº 1.009 (Granada) a escala 1:50.0000, **Fig. 4**, editada por el IGME. La zona corresponde a lo que morfológicamente se ha denominado Vega Alta, constituida por sedimentos aluviales con gran desarrollo de llanura de inundación, estos se ordenan en secuencias positivas que presentan a su base un episodio canalizado de gravas y arenas, con un espesor máximo en torno al metro. El resto de la secuencia y hasta 3 metros está formada por limos y arcillas con frecuentes procesos de edafización que han llegado a formar verdaderos paleosuelos. La base homogéneamente compactada se caracteriza por una tonalidad más clara de color rojo-marrón intenso típico del techo, hacia donde se presentan estructuras de disyunción columnar cuando éste adquiere su carácter arcilloso más puro.

La mayoría de materiales que afloran en esta zona son de edad neógena y cuaternaria, tomando como referencia que el terreno donde se dispone la estructura de estudio es un suelo cohesivo de arcillas compactas.

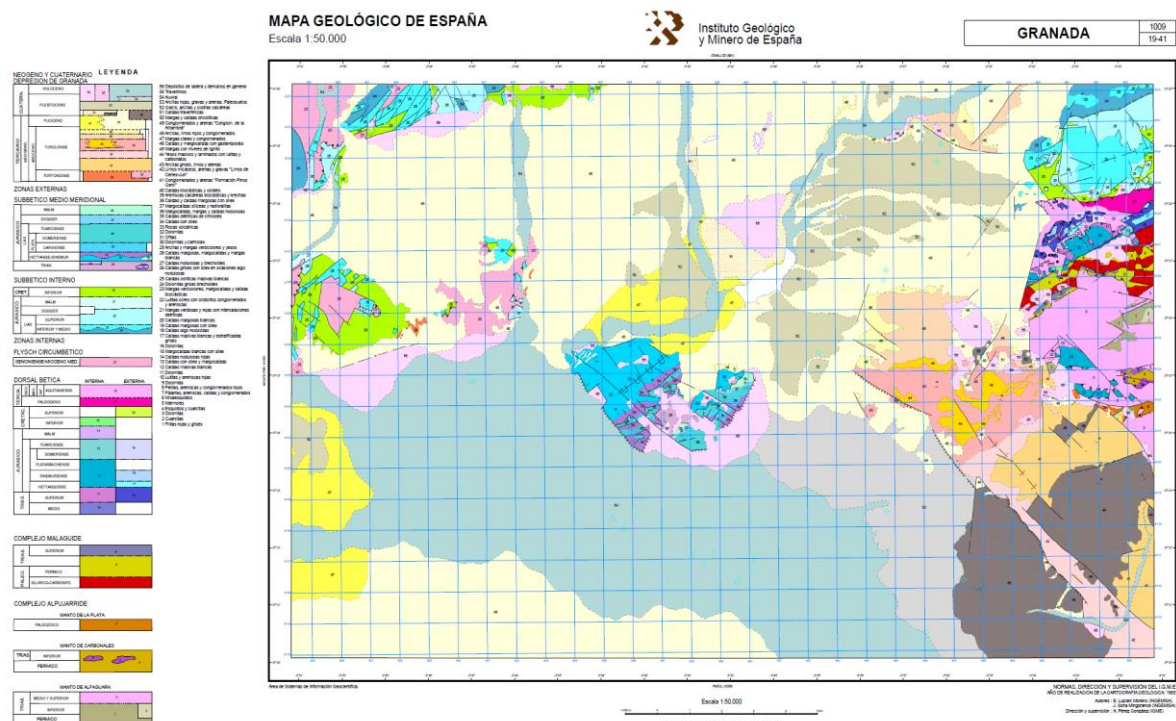


Fig. 4. Mapa geológico nacional de Granada

En lo referente al comportamiento geotécnico de los materiales presentes en el área de ocupación de estudio, en general, se encuentran cementados, dotando al terreno con unos valores de capacidad de carga y asentamientos que oscilarán de media-baja a media. La presencia de asentamientos en la zona es prácticamente general, aunque con magnitud más bien reducida.

5.2.1 Módulo de balasto

Para poder conocer estos asentamientos, así como la distribución de esfuerzos de la cimentación, se determina el módulo de balasto, magnitud asociada a la rigidez del terreno, pero sin ser una constante del mismo ya que depende de las dimensiones del área que carga contra el terreno. En suelos cohesivos arcillosos compactos y empleando la formulación de Terzaghi:

- Coeficiente de balasto placa 30x30 cm

$$K_{30} = 6 \cdot \frac{kg}{cm^3} \quad (1)$$

- Módulo de balasto para zapatas cuadradas de lado b

$$K_b = K_{30} \cdot \frac{0,30}{b} \quad (2)$$

$$K_b = 6 \cdot \frac{0,30}{4350} = 0,041 \frac{kg}{cm^3}$$

- Módulo de balasto para zapatas de dimensión $b \times l$

$$K_{b,l} \left(\frac{t}{m^3} \right) = \frac{2}{3} \cdot K_b \cdot \left(1 + \frac{b}{2L} \right) = 100.000,00 \frac{kN}{m^3} \quad (3)$$

5.2.2 Parámetros de sismicidad

Debido al encuadre geográfico de la zona de estudio, se deben considerar los requisitos presentes en la norma de construcción sismorresistente NCS-02 [1], ya que, como se establece en la misma, es obligatorio su aplicación en las construcciones de edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica a_b sea superior a $0,04 g$, siendo g la aceleración de la gravedad. Se incluye a continuación el mapa de peligrosidad sísmica, **Fig. 5**, que incluye la norma en su Artículo 2.2:



Fig. 5. Mapa sísmico de la norma sismorresistente NCSE-02

Y se adjunta, **Fig. 6**, parte de la lista del Anejo 1 de la propia NCS-02 [1], donde se detalla por municipios los valores de aceleración sísmica básica y los coeficientes de contribución K :

Provincia de Granada			Dólar	0,13 (1,0)
			Dúdar	0,21 (1,0)
Agrón	0,24 (1,0)		Dúrcal	0,22 (1,0)
Alamedilla	0,09 (1,0)		Escúzar	0,25 (1,0)
Albolote	0,23 (1,0)		Ferreira	0,13 (1,0)
Albondón	0,14 (1,0)		Fonelas	0,10 (1,0)
Albuñán	0,13 (1,0)		Freila	0,11 (1,0)
Albuñol	0,14 (1,0)		Fuente Vaqueros	0,23 (1,0)
Albuñuelas	0,22 (1,0)		Gabias, Las	0,24 (1,0)
Aldeire	0,13 (1,0)		Galera	0,12 (1,0)
Alfacar	0,22 (1,0)		Gobernador	0,10 (1,0)
Algarinejo	0,12 (1,0)		Gójar	0,24 (1,0)
Alhama de Granada	0,23 (1,0)		Gor	0,12 (1,0)
Alhendín	0,24 (1,0)		Gorafe	0,10 (1,0)
Alicún de Ortega	0,08 (1,0)		Granada	0,23 (1,0)
Almegíjar	0,15 (1,0)		Guadahortuna	0,09 (1,0)

Fig. 6. Valores de aceleración básica y coeficiente de contribución en Granada

El terreno objeto de estudio según la norma NCS-02 [1] en su Artículo 2.4. define, para suelos granulares de compacidad media o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme, como en el presente estudio, que se clasifica como terreno tipo III. Para este tipo de terreno se le asigna un valor de coeficiente C de 1,6.

Como resultado del análisis realizado al terreno y con los valores obtenidos, se procede a determinar la aceleración sísmica de cálculo, parámetro empleado durante el proceso de cálculo de la estructura:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b \quad (4)$$

Donde:

- a_b : Aceleración sísmica básica (Se establece $a_b = 0,30$). La aceleración propuesta es superior a la indicada por la propia norma para terremotos de período de retorno $T_R = 475$ años. Por tanto, hace referencia, según el libro Actualización de mapas de peligrosidad sísmica de España 2012 [8], a un terremoto con probabilidad de ocurrencia en torno al 5% en 50 años ($T_R = 475$ años).
- ρ : Coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el periodo de vida para el que se proyecta la construcción. (Construcciones de importancia normal $\rho=1$)

- S : Coeficiente de ampliación del terreno. Para $\rho \cdot a_b \leq 0,1 g$

$$S = \frac{C}{1,25} \quad (5)$$

De modo que los parámetros obtenidos son:

Importancia de la construcción	Normal
Aceleración sísmica básica (a_b)	0,30
Aceleración sísmica de cálculo (a_c)	0.303 g
Coeficiente de contribución (ρ)	1,00
Clasificación del tipo de terreno	Tipo III
Coeficiente de suelo (C)	1,6
Coeficiente de ampliación (S)	1,3

Tabla 1. Parámetros sísmicos de la zona

5.3 Geometría del aparcamiento

El edificio objeto de estudio con uso de aparcamiento está constituido por 5 plantas sobre rasante, con una altura aproximada de $H = 16,20 m$, una superficie por planta de $1983,60 m^2$ y dispone 68 plazas de aparcamiento en la planta de rasante y 79 para el resto de plantas. Planos de referencia en el capítulo 10. Anexo I Planos, Nº Plano 3.

Como establece el Documento Básico de seguridad de utilización y accesibilidad [9], un aparcamiento es un edificio, establecimiento o zona independiente o accesoria de otro uso principal, destinado al establecimiento de vehículos y cuya superficie construida exceda de $100 m^2$, incluyendo las dedicadas a revisiones tales como lavabo, puesta a punto, montaje de accesorios, comprobación de neumáticos y faros, etc. Dado que la definición de aparcamiento corresponde con la del edificio de uso en este estudio, se debe entrar en detalle de las consideraciones y condiciones que imponen los distintos Documentos Básicos conjuntamente con la Normativa Urbanística General, que garantizan el correcto diseño y construcción del edificio.

A continuación, se detallan aquellas exigencias referentes al diseño constructivo de los distintos elementos que conforman el aparcamiento según establecen el DB-SUA [9], la NBE-CPI [10] y la Normativa Urbanística General:

- Las zonas de acceso e incorporación al exterior de los aparcamientos deben disponer de una profundidad de 4,50 metros como mínimo y una pendiente

del 5% como máximo. (El aparcamiento dispone de un acceso con 5 metros de profundidad y sin pendiente).

- El acceso peatonal se debe disponer directo desde la vía pública e independiente de vehículos. (El acceso peatonal está correctamente diferenciado con el de vehículos).
- La entrada y salida de vehículos para aparcamientos entre 2.000 y 6.000 m² deben ser independientes y diferenciadas, con un ancho mínimo de 2,70 metros. (El ancho de entrada y salida de vehículos es de 4 metros y aunque la superficie del aparcamiento no alcanza los 2.000 m² se ha optado por diferenciar la entrada y salida de vehículos por diseño).
- La pendiente de las rampas de circulación de vehículos en aparcamientos será como máximo del 16%. (Las rampas de subida y bajada de vehículos han sido dispuestas con una pendiente del 15% y una longitud en planta de 21,60 metros).
- La altura libre de piso será de 2,20 metros. (El aparcamiento presenta una altura de 3,24 metros entre plantas, restando el espacio ocupado por el forjado y las oportunas instalaciones, dota a cada planta de una altura libre suficientemente holgada).
- La dimensión mínima de cada planta de aparcamiento debe ser de 2,20 x 4,40 metros. (Las plazas están diseñadas con una dimensión de 2,40 x 5,00 metros).
- Los pasillos de los accesos a las plazas de aparcamientos situados en batería a 90° se establecen con un ancho mínimo de 4,50 metros. (El diseño de los pasillos del aparcamiento es variable por motivos de diseño, pero siempre teniendo en cuenta que el pasillo más estrecho cumple con las medidas establecidas como mínimas).
- Las plazas de aparcamiento reservadas para usuarios minusválidos están definidas por unas dimensiones mínimas de 3,30 x 4,50 metros. Además, se establece que se debe reservar el 2% del total de plazas como mínimo con estos requisitos. (Las dimensiones de las plazas reservadas para usuarios minusválidos tienen unas dimensiones de 3,60 x 5,00 metros y, dado que para cumplir con el mínimo de plazas reservadas para minusválidos es necesario al menos 8, éstas se han dispuesto todas en la planta baja del edificio).

Para la evacuación, protección contra incendios y ventilación se tendrá en consideración las condiciones recogidas en el DB-SI [11], DB-HS [12] y la NBE-CPI [13], los cuáles son:

- La longitud de los recorridos de evacuación hasta una salida de planta no puede exceder de 50 metros para un uso de aparcamiento que se encuentre en espacio al aire libre o en el que el riesgo de incendio sea irrelevante.
- Disponer un sistema de detección de incendio y una instalación de bocas de incendio equipadas para aparcamientos cuya superficie construida exceda los 500 m², como el caso en cuestión.
- La resistencia al fuego de los elementos estructurales principales del edificio, entre ellos forjados, vigas y soportes, para uso de aparcamiento, deben alcanzar R90.
- El dimensionado de los medios de evacuación, siguiendo los criterios para la asignación de los ocupantes establecidos por la norma, tanto puertas, pasillos, rampas y escaleras, deben cumplir con los requisitos exigidos.
- La medida de ventilación natural establece que deben disponerse en cada planta huecos uniformemente distribuidos que comuniquen permanentemente el garaje con el exterior, con una superficie útil de ventilación de 25 m² por cada m² de superficie construida por planta.

5.4 Datos de obra

5.4.1 Geometría de plantas

Nombre de planta	Altura (m)	Cota (m)
Cubierta	3,24	16,20
Cuarta Planta	3,24	12,96
Tercera Planta	3,24	9,72
Segunda Planta	3,24	6,48
Primera Planta	3,24	3,24
Cimentación	3,24	0

Tabla 2. Altura y cota por planta del edificio

5.4.2 Materiales utilizados

Elemento	Hormigón	f_{ck} (MPa)
Vigas y losas de cimentación	HA-25	25
Forjados (Placas alveolares)	HA-40	40
Pilares y pantallas	HA-25	25
Muros	HA-25	25
Hormigón in-situ	HA-25	25

Tabla 3. Hormigón empleado según elemento estructural

Elemento	Acero	f_{yk} (MPa)
Acero en barras	B500 S	500

Tabla 4. Tipología de acero empleado según elemento estructural

5.4.3 Estados límite

Para que la estructura cumpla con los requisitos de estabilidad, resistencia, funcionalidad y durabilidad se establecen los Estados Límite, para que, en el caso de ser superado alguno de ellos, se pueda considerar que no cumple con las funciones para las que ha sido proyectada. En el caso del Estado Límite último (resistencia y estabilidad), existe riesgo físico para las personas que se encuentren en el edificio, ya sea por colapso parcial o total de la estructura o por una puesta fuera de servicio, por lo que se emplean coeficientes de mayoración/minoración para las cargas que se aplican en las acciones, como se define en el artículo 12 de la norma NCS-02 [3].

Estados Límite del proyecto
E.L.U. de rotura. Hormigón
E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones
Tensiones sobre el terreno
Desplazamientos

Tabla 5. Estados límite del proyecto

5.4.4 Situaciones de proyecto

Las combinaciones de acciones se determinan de acuerdo con los siguientes criterios:

1. Situaciones persistentes o transitorias

1.1. Con coeficiente de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki} \quad (6)$$

1.2. Sin coeficiente de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki} \quad (7)$$

2. Situaciones sísmicas

2.1. Con coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{AE} A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki} \quad (8)$$

2.2. Sin coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{AE} A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki} \quad (9)$$

Donde:

- G_k : Acción permanente
- P_k : Acción de pretensado
- Q_k : Acción variable
- A_E : Acción sísmica
- γ_G : Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes
- γ_P : Coeficiente parcial de seguridad de la acción de pretensado
- $\gamma_{Q,1}$: Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal
- $\gamma_{Q,i}$: Coeficiente parcial de seguridad, acción variable de acompañamiento
- γ_{AE} : Coeficiente parcial de seguridad de la acción sísmica
- $\Psi_{p,1}$: Coeficiente de combinación de la acción variable principal

- $\psi_{a,1}$: Coeficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento

5.4.5 Coeficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de seguridad (ψ)

Para cada estado límite y situación de proyecto se disponen unos coeficientes:

E.L.U. de rotura. Hormigón. (Persistente o transitoria)				
	Coeficientes parciales de seguridad		Coeficientes de combinación	
	Favorable	Desfavorable	Principal	Acompañamiento
Carga permanente (G)	1,000	1,350	-	-
Sobrecarga (Q)	0,000	1,500	1,000	0,700
Viento (Q)	0,000	1,500	1,000	0,600

Tabla 6. Coeficientes de seguridad E.L.U.

E.L.U. de rotura. Hormigón. (Sísmica)				
	Coeficientes parciales de seguridad		Coeficientes de combinación	
	Favorable	Desfavorable	Principal	Acompañamiento
Carga permanente (G)	1,000	1,000	-	-
Sobrecarga (Q)	0,000	1,000	0,300	0,300
Viento (Q)	0,000	1,000	0,000	0,000
Sismo (E)	-1,000	1,000	1,000	0,300

Tabla 7. Coeficientes de seguridad E.L.U. en situación sísmica

E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones. (Persistente o transitoria)				
	Coeficientes parciales de seguridad		Coeficientes de combinación	
	Favorable	Desfavorable	Principal	Acompañamiento
Carga permanente (G)	1,000	1,600	-	-
Sobrecarga (Q)	0,000	1,600	1,000	0,700
Viento (Q)	0,000	1,600	1,000	0,600

Tabla 8. Coeficientes de seguridad E.L.U. en cimentaciones

E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones. (Sísmica)				
	Coeficientes parciales de seguridad		Coeficientes de combinación	
	Favorable	Desfavorable	Principal	Acompañamiento
Carga permanente (G)	1,000	1,000	-	-
Sobrecarga (Q)	0,000	1,000	0,300	0,300
Viento (Q)	0,000	1,000	0,000	0,000
Sismo (E)	-1,000	1,000	1,000	0,300

Tabla 9. Coeficientes de seguridad E.L.U. en cimentaciones en situación sísmica

Tensiones sobre el terreno. (Característica)				
	Coeficientes parciales de seguridad		Coeficientes de combinación	
	Favorable	Desfavorable	Principal	Acompañamiento
Carga permanente (G)	1,000	1,000	-	-
Sobrecarga (Q)	0,000	1,000	1,000	1,000
Viento (Q)	0,000	1,000	1,000	1,000

Tabla 10. Coeficientes de seguridad E.L.U. tensiones sobre el terreno

Tensiones sobre el terreno. (Sísmica)				
	Coeficientes parciales de seguridad		Coeficientes de combinación	
	Favorable	Desfavorable	Principal	Acompañamiento
Carga permanente (G)	1,000	1,000	-	-
Sobrecarga (Q)	0,000	1,000	1,000	1,000
Sismo (E)	-1,000	1,000	1,000	0,000

Tabla 11. Coeficientes de seguridad E.L.U. tensiones sobre el terreno, s. sísmica

Desplazamientos. (Característica)				
	Coeficientes parciales de seguridad		Coeficientes de combinación	
	Favorable	Desfavorable	Principal	Acompañamiento
Carga permanente (G)	1,000	1,000	-	-
Sobrecarga (Q)	0,000	1,000	1,000	1,000
Viento (Q)	0,000	1,000	1,000	1,000

Tabla 12. Coeficientes de seguridad E.L.U. desplazamientos

Desplazamientos. (Sísmica)				
	Coeficientes parciales de seguridad		Coeficientes de combinación	
	Favorable	Desfavorable	Principal	Acompañamiento
Carga permanente (G)	1,000	1,000	-	-
Sobrecarga (Q)	0,000	1,000	1,000	1,000
Sismo (E)	-1,000	1,000	1,000	0,000

Tabla 13. Coeficientes de seguridad E.L.U. desplazamientos en situación sísmica

5.5 Predimensionamiento

5.5.1 Cargas consideradas

Para la estructura se tiene en cuenta una serie de acciones, permanentes y variables, que son identificadas y valoradas según el CTE-DB-AE [14], como indica en su Anejo C, y que se exponen a continuación:

- Peso propio del forjado, para placas alveolares pretensadas de 0,25 metros de canto estimado y 1,20 metros de ancho: 2,76 kN/m².
- Cargas muertas, que integran el peso de la capa de compresión de hormigón y del fratasado del pavimento: 1,25 kN/m².
- Sobrecarga de uso en categoría E, para zonas de tráfico y de aparcamiento, donde se considera un valor de carga uniforme de 2 kN/m² mas una carga concentrada de 10 kN separadas entre sí 1,80 metros, que puede sustituirse por una sobrecarga uniformemente distribuida de 2 kN/m², obteniendo finalmente: 4 kN/m².
- Para el caso particular de cubiertas, peso propio del peto de cubierta de medio pie con 1,2 metros de altura: 1,6 kN/m.

La carga total a considerar, sin mayorar, queda como la suma de cada una de las anteriores:

$$q = 8,01 \text{ kN/m}^2$$

La combinación de las acciones se establece a través del CTE-DB-SE [15], concretamente en su Apartado 4.2.2 (Combinación de acciones):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (10)$$

5.5.2 Losa de cimentación

Para la cimentación de la estructura, teniendo en cuenta el uso como aparcamiento que tiene el edificio y las características del terreno expuestas anteriormente, se opta por una cimentación superficial de tipo losa. Como referencia, en edificación las losas flexibles son poco aconsejables debido a la posibilidad de asentamientos en los pilares, mientras que las losas de gran rigidez resultan muy costosas, por lo que para el caso de estudio se opta por disponer una solución con losa de rigidez intermedia. En el proceso de predimensionado de la losa de cimentación se consideran los diversos criterios de cálculo establecidos por José María Rodríguez Ortiz, Jesús Serra Gesta y Carlos Oteo Mazo en el libro Curso Aplicado de Cimentaciones [16], de los que se obtendrá un valor promedio del canto de la cimentación.

Como primera estimación del canto se emplea la tabla de orientación para losas de rigidez intermedia, que establece una relación entre el lado B de la losa y el número de plantas del edificio.

N.º de plantas	Canto $h(m)$ para una longitud de losa		
	$B = 15\ m$	$B = 30\ m$	$B = 40\ m$
< 5	0,60	0,80	1,00
5-10	0,90	1,20	1,50
10-20	1,50	2,00	2,50

Tabla 14. Canto estimado de losa de cimentación (Ref. [16])

Para el caso de estudio, se tiene:

- $B = 40\ m$
- N.º de plantas = 5

Por lo que:

$$h = 1,00\ m$$

En una segunda aproximación en el cálculo del canto de la losa, atendiendo al criterio de considerar la relación $0,05 \leq h/l_p \leq 0,1$, donde l_p es la luz entre pilares, siendo este criterio válido para losa superficial o bajo rasante y que establece un canto del orden del 5 al 10% de la luz entre pilares.

Para el caso de estudio, se tiene:

- $l_p = 9,15\ m$

Por lo que, para un canto correspondiente con un 10% de la luz entre pilares se obtiene:

$$h = 0,92 \text{ m}$$

Por último, el tercer método de cálculo empleado para el predimensionado de la losa se basa, principalmente, en una aproximación al canto ideal por condiciones de rigidez estableciendo que $8 < N < 25$, siendo N el parámetro de rigidez de la cimentación.

$$N = \frac{E_{suelo}}{E_{cim}} \cdot \left(\frac{l}{h}\right)^3 \quad (11)$$

Donde:

- $E_{suelo}(\text{arcillas}) = 10 \frac{N}{mm^2}$
- $E_{cim} = E_{hormigón} = 27.000 \frac{N}{mm^2}$
- h = canto de losa
- l = longitud máxima de la cimentación = 45,6 m

Por lo que:

$$N = 25; h = 1,12 \text{ m}$$

Con los resultados obtenidos en las aproximaciones realizadas, tomando un valor promedio de las mismas y a modo de que éste resulte sencillo constructivamente hablando para el proceso de ejecución, se opta por disponer una losa de cimentación con un canto de $h = 1,00 \text{ m}$, dato que se empleará para realizar los cálculos mediante el programa Cype.

5.5.3 Forjado de losas alveolares pretensadas

La solución adoptada para los distintos forjados de la estructura es un conjunto de losas alveolares pretensadas que trabajan conjuntamente con una capa de compresión de hormigón armada con una malla continua de 0,05 metros de espesor para formar un diafragma rígido en la estructura. La elección viene motivada por la rápida ejecución, flexibilidad en el diseño y dimensiones, eficacia estructural y alta calidad en los resultados que se obtienen con este tipo de forjado.

El predimensionado del canto del forjado se lleva a cabo siguiendo los criterios establecidos por el Artículo 50.2.2. de la norma EHE-08 [3] para losas alveolares pretensadas, de tal manera que no es necesario la comprobación de la flecha si se cumple dicho valor. La aplicación de esta fórmula es posible cuando la luz entre pilares de las losas

no supere los 12 metros, ni las placas estén sometidas a sobrecargas mayores de 4 kN/m^2 . De esta manera, establece:

$$h_{min} = \delta_1 \cdot \delta_2 \cdot \frac{L}{C} \quad (12)$$

Donde:

- L = Luz de cálculo del forjado = 9,00 m.
- δ_2 = Factor en relación a la luz del forjado = $\frac{L^{1/4}}{6} = 1,11$
- δ_1 = Factor que depende de la carga total = $\sqrt{q/7} = 1,07$
- C = Coeficiente cuyo valor se toma de la Tabla 50.2.2.1.b. = 45

Finalmente se obtiene:

$$h_{min} = 0,24 \text{ m}$$

Como consecuencia del valor que se obtiene como canto total mínimo de forjado, se dispone una losa alveolar de 0,20 metros de espesor, que, sumados a los 0,05 metros de espesor de la capa de compresión, se establece un canto total:

$$h = 0,25 \text{ m}$$

5.5.4 Pilares

La geometría de los pilares se establece, principalmente, por motivos de diseño. El objetivo para disponer esta geometría es lograr optimizar el espacio disponible en las plazas de aparcamiento, de modo que se disponen pilares con forma rectangular que se colocan de modo que el lado menor sea el que reduce el ancho final de las plazas, influyendo por igual a ambos lados.

En términos estructurales, una vez establecida la geometría, se debe determinar el tamaño de los pilares siguiendo los criterios del Artículo 46.2. de la EHE-08 [3] para evitar que se produzca una rotura frágil del hormigón a punzonamiento.

Por todo lo expuesto, la solución es disponer pilares de sección rectangular de 0,45 x 0,60 metros, cuya orientación se corresponde con la de las plazas de aparcamiento, salvo en aquellos pilares que se encuentre en zonas exteriores y se dispongan

perpendicularmente para mejorar la estabilidad e inercia de la estructura. Con estas dimensiones de pilar se cumple, además, el mecanismo de rotura para el cálculo por capacidad, teniendo que variar únicamente el armado en algunas zonas localizadas, pero manteniendo constante la geometría.

5.5.5 Vigas

El predimensionado de las vigas viene determinado por el diseño de los pilares, previamente realizado en el punto anterior. Como consecuencia de la geometría elegida para los pilares, las vigas disponen de un ancho del alma igual al ancho del pilar que les corresponda, en el caso de las vigas de arriostramiento esta medida es de 0,60 metros, mientras que para las vigas estructurales sobre las que quedan apoyadas las placas alveolares es de 0,45 metros, teniendo en cuenta que estos valores no son aplicables a vigas y pilares exteriores que conforman el perímetro del edificio.

El forjado de placas alveolares queda apoyado sobre las vigas de carga, introduciendo una capa de hormigón in-situ sin que exista armado de conexión con los pilares, debido a que el tipo de conexión dúctil empleada, en la que se van a formar las rótulas plásticas, supondría introducir el armado una vez ya colocadas las vigas, convirtiendo la conexión en tipo híbrida, según se observa en la **Fig. 7**:

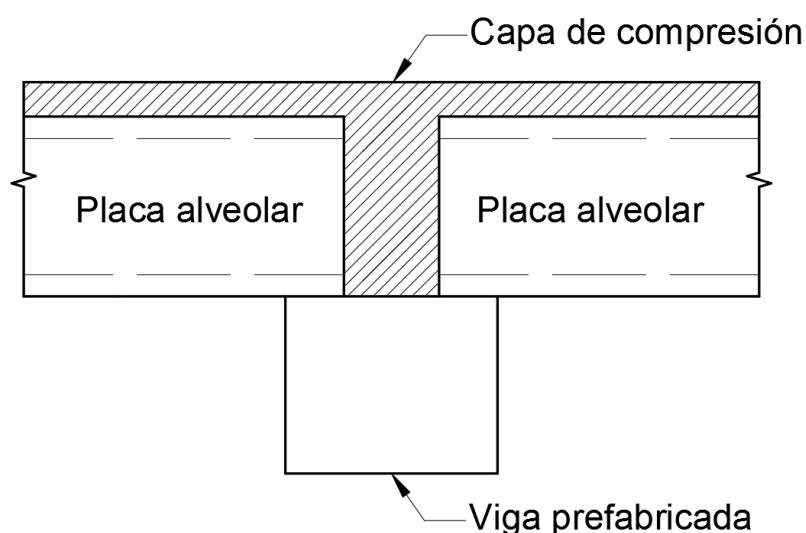


Fig. 7. Conexión forjado-viga de carga

El cálculo del canto que corresponde a las vigas que conforman la estructura se realiza mediante los criterios que establece el Artículo 50.2.2. de la norma EHE-08 [3] para vigas de edificación, donde no será necesaria la comprobación de flechas cuando la

relación luz/canto útil del elemento estudiado sea igual o inferior al valor indicado en la siguiente tabla:

Sistema estructural <i>L/d</i>	<i>K</i>	Elementos fuertemente armados: $\rho = 1,5\%$	Elementos débilmente armados $\rho = 0,5\%$
Viga simplemente apoyada. Losa uni o bidireccional simplemente apoyada	1,00	14	20
Viga continua ¹ en un extremo. Losa unidireccional continua ^{1,2} en un solo lado	1,30	18	26
Viga continua ¹ en ambos extremos. Losa unidireccional o bidireccional continua ^{1,2}	1,50	20	30
Recuadros exteriores y de esquina en losas sin vigas sobre apoyos aislados	1,15	16	23
Recuadros interiores en losas sin vigas sobre apoyos aislados	1,20	17	24
Voladizo	0,40	6	8

Tabla 15. Relación *L/d* en vigas y losas de HA según EHE-08 (Ref. [3])

Para el caso particular de las vigas de arriostramiento y luz máxima $L = 9,15 \text{ m}$:

$$\frac{L}{d} < 30 \rightarrow d = \frac{9,15}{30} = 0,31 \text{ m}$$

Para el resto de vigas, siendo la luz máxima de $L = 6,50 \text{ m}$, finalmente se obtiene:

$$\frac{L}{d} < 30 \rightarrow d = \frac{6,5}{30} = 0,22 \text{ m}$$

Aunque con las indicaciones de la norma se entienda que el canto de las vigas mínimo está en torno a los 0,35 m, éste es un canto mínimo que sirve como referencia, pero tras la realización de los cálculos mediante el programa Cype y teniendo en cuenta la carga sísmica a la que se ve sometida la estructura, es necesario disponer un canto general para vigas igual a $h = 0,50 \text{ m}$.

5.5.6 Rampas

Se disponen rampas diferenciadas para el acceso y desplazamiento de los vehículos por las distintas plantas en el sentido ascendente y descendente, dispuestas de forma que unas están situadas en el lado opuesto del aparcamiento a las del otro sentido, todo ello motivado por razones de seguridad y facilidad constructiva.

Las rampas poseen una pendiente constante del 15%, respetando la máxima de 16% establecida por la NBE-CPI, para salvar una diferencia entre plantas de 3,24 metros,

empleando una longitud total en plano de 21,6 metros. Los tramos están diseñados para la circulación de vehículos, por lo que se dispone una anchura de rampa de 3,20 metros libre de obstáculos, medida entre paredes o barreras de protección.

Por último, se determina que las rampas estén formadas por losas macizas, las cuales se ejecutan soportadas por los pilares contiguos, con un espesor igual al obtenido en el predimensionado del canto del forjado más 10 cm de seguridad, es decir, 35 cm.

5.5.7 Escaleras

Las escaleras cumplen funciones de uso general y de evacuación, tomando como referencia unas dimensiones suficientes para satisfacer los criterios exigidos por el Código Técnico de la Edificación en su documento básico de Seguridad y Utilización (DB-SUA). Los tramos de la escalera son rectos, salvan una altura de 3,24 m, con un descanso o meseta entre cada planta y cuyo perímetro interior rodea el hueco de ascensor.

El cálculo del valor de la huella H y la contrahuella C de cada uno de los peldaños de la escalera, se establece mediante una de las siguientes relaciones:

$$54 \text{ cm} \leq 2C + H \leq 70 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad 2C + H = 64 \text{ cm} \quad (13)$$

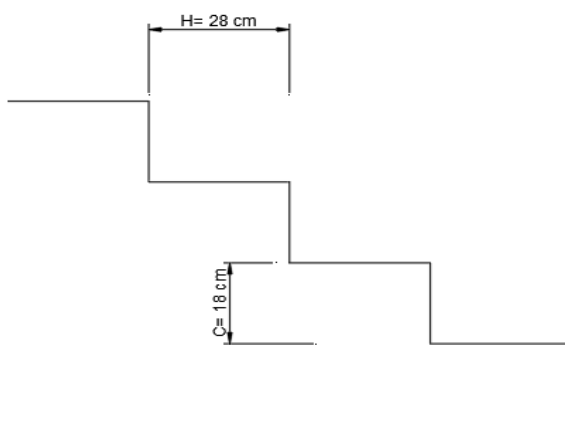


Fig. 8. Dimensiones de huella y contrahuella del peldaño de escalera

Para el dimensionado del ancho de la escalera y los descansos entre plantas se tiene en cuenta según la tabla 4.2. del DB-SI, por un lado, el número de plantas del edificio (siendo en este caso 5) y, por otro lado, una estimación de la cantidad de personas a evacuar en función del número de aparcamientos disponibles en el total del edificio.

Anchura de la escalera en m	Escalera no protegida		Escalera protegida (evacuación descendente o ascendente) ⁽¹⁾					
	Evacuación ascendente ⁽²⁾	Evacuación descendente	Nº de plantas					
			2	4	6	8	10	cada planta más
1,00	132	160	224	288	352	416	480	+32
1,10	145	176	248	320	392	464	536	+36
1,20	158	192	274	356	438	520	602	+41
1,30	171	208	302	396	490	584	678	+47
1,40	184	224	328	432	536	640	744	+52
1,50	198	240	356	472	588	704	820	+58
1,60	211	256	384	512	640	768	896	+64
1,70	224	272	414	556	698	840	982	+71
1,80	237	288	442	596	750	904	1058	+77
1,90	250	304	472	640	808	976	1144	+84
2,00	264	320	504	688	872	1056	1240	+92
2,10	277	336	534	732	930	1128	1326	+99
2,20	290	352	566	780	994	1208	1422	+107

Tabla 16. Capacidad de evacuación de las escaleras en función de su anchura según DB-SI [11]

De modo que la geometría de la escalera posee las siguientes medidas:

- Huella = 0,28 m.
- Contrahuella = 0,18 m.
- Ámbito = 1,50 m.
- Peldaño = Hormigonado con losa.

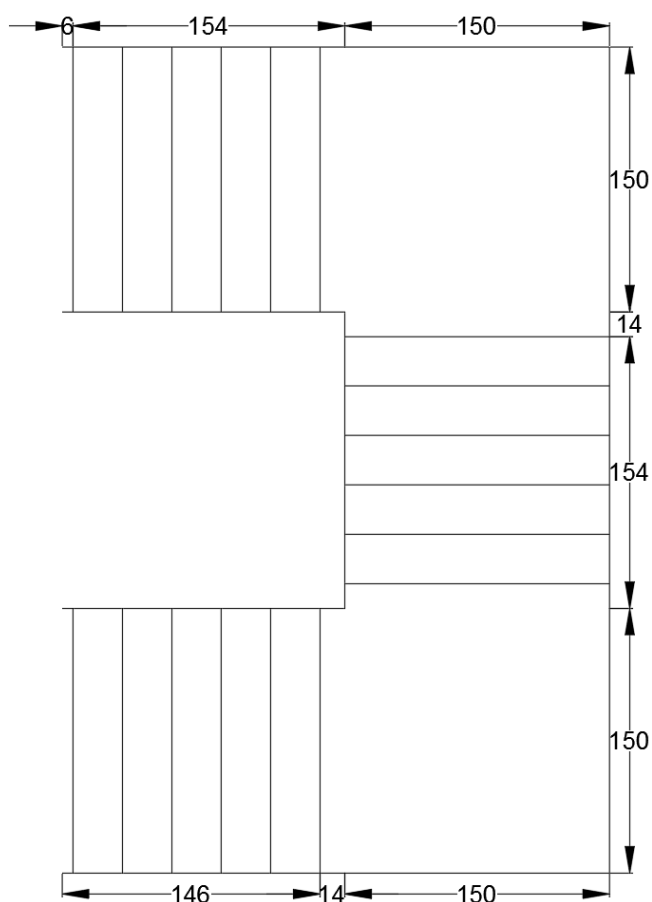


Fig. 9. Dimensión geométrica de la escalera por planta

6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

6.1 Análisis lineal de la estructura

Una vez realizada la descripción del edificio, establecido el encuadre y los datos de la obra y llevado a cabo el predimensionado de cada uno de los elementos estructurales que componen la edificación, se procede a continuación a realizar el análisis de la estructura mediante el método matricial.

En este caso se hace uso del programa Cype [5], en el que se introducen las cargas y valores contemplados en el capítulo 5. de este estudio técnico. Es importante mencionar que la estructura se calcula mediante nudos rígidos, de modo que se emula el sistema de construcción que se llevará a cabo posteriormente. De esta forma, una vez se modelizan los elementos que conforman la estructura dentro del programa, se establece el cálculo de cada uno de ellos mediante la compatibilidad de la deformación de cada uno de los nudos. A efectos de cálculo, el coeficiente de ductilidad (μ) adoptado corresponde a un valor de ductilidad alta $\mu=3$.

Asimismo, los planos de armadura obtenidos se incluyen en el capítulo 10. Anexo I Planos, N° Plano 4 ,N° Plano 5, N° Plano 6, N° Plano 7 y N° Plano 8. La **Fig. 10** muestra una representación en 3D de la estructura, imagen extraída directamente de Cype.

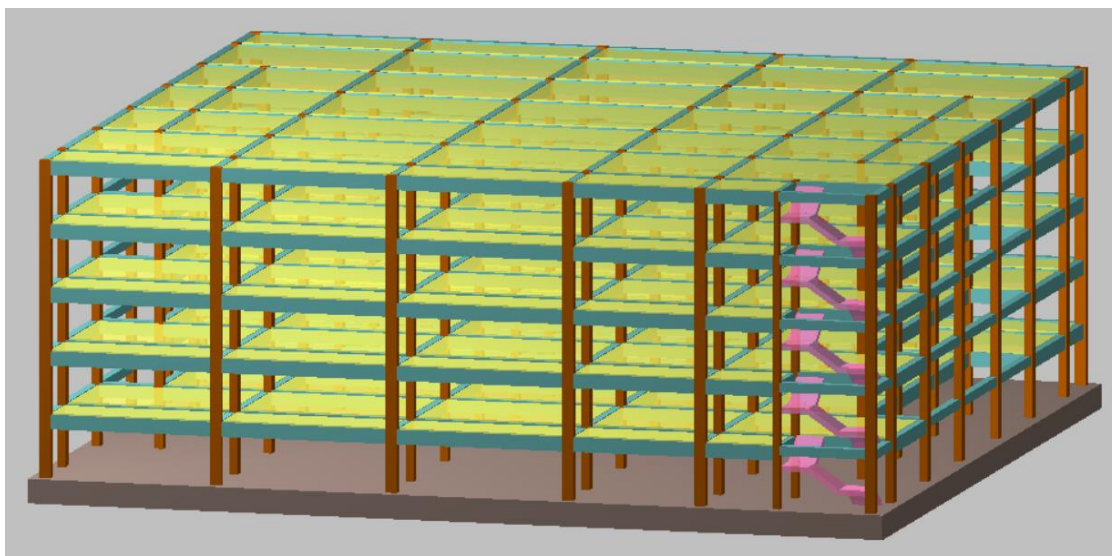


Fig. 10. Representación en 3D de la estructura (Ref. [5])

6.2 Cálculo por capacidad

El diseño y análisis por capacidad, durante acciones sísmicas importantes, se basa en establecer una jerarquía en la resistencia y capacidad de disipar energía que posee cada uno de los componentes que conforman la estructura del edificio. A continuación, se determinan las acciones de cálculo de los distintos elementos mediante condiciones de elemento.

En este caso se emplea el método de trabajos virtuales, permitiendo que ciertas zonas de la estructura sismorresistente formen un mecanismo de deformación plástica, comúnmente llamado “rótula plástica”, adecuado para disipar energía de un modo dúctil y estable, evitando roturas frágiles. Parte del desarrollo del proceso de cálculo se apoya en el libro Prácticas de estructuras IV [17].

Dado que la estructura del edificio se trata de un sistema porticado, la ubicación de las rótulas plásticas se establece en las vigas y no en las columnas, para asegurar la estabilidad global y evitar que la estructura se vea comprometida por colapso, exceptuando aquellas rótulas que se deben generar en los arranques de los pilares de planta baja, próximas al empotramiento de las mismas con la cimentación. Es lo que se conoce como estructura con mecanismo de plastificación de pilar fuerte – viga débil.

En el Anejo 10 de la norma EHE-08 [3] en su apartado 5.1. establece que, con el cálculo por capacidad, se pueden evitar los siguientes efectos:

- Modos de rotura frágiles
- Rotura por compresión en secciones de hormigón sin plastificación de las armaduras de tracción
- Rotura por cortante o torsión primaria
- Rotura de uniones entre elementos o nudos en pórticos de nudos rígidos
- Plastificación de las cimentaciones o cualquier elemento que deba permanecer en rango elástico
- Fallos por pandeo
- Concentración de rótulas plásticas en un mismo piso de una estructura en altura

En el cálculo por capacidad de la estructura se tiene en cuenta únicamente la deformación por cortante, y no por flexión, cuando el edificio se ve sometido a acciones laterales, ya sean debido a sismo o a viento. La deformación por flexión del edificio no se

tiene en cuenta en el cálculo, principalmente, debido a que las dimensiones del edificio cumplen con la relación de esbeltez baja - rigidez alta necesaria para no considerar que un edificio pueda ver comprometida su estabilidad debido a la flexión. Esta relación debe cumplir los dos criterios siguientes:

- 1) Un edificio en altura se considera esbelto (domina la deformación a flexión sobre la cortante) cuando se cumple, según la referencia del libro Introduction to Structural Motion Control [18] en la página 42, la siguiente ecuación:

$$\lambda = \frac{H}{b} > 7 \quad (14)$$

Dónde:

- H = Altura total del edificio
- b = Lado menor de la base del edificio

Como la altura total es $H = 16,20$ m, y el lado menor de la base $b = 43,50$ m, la esbeltez del edificio es:

$$\lambda = \frac{16,20 \text{ m}}{43,50 \text{ m}} = 0,37 \not> 7$$

Según esto, se considera que si $\lambda < 1$, la deformación por flexión es despreciable. En este caso, como $\lambda = 0,37 < 1$, se considera únicamente la deformación por cortante, despreciando la de flexión.

- 2) Un edificio se considera rígido, según especifica el ingeniero José María Canciani en su libro Introducción a los Tipos Estructurales [19], cuando la relación entre los lados de su base es:

$$K = \frac{a}{b} < 5 \quad (15)$$

Dónde:

- a = Lado mayor de la base del edificio
- b = Lado menor de la base del edificio

Como el lado mayor de la base vale $a = 45,60$ m, y el lado menor de la base $b = 43,50$ m, la rigidez del edificio es:

$$K = \frac{45,60 \text{ m}}{43,50 \text{ m}} = 1,05 < 5$$

Por lo tanto, la deformación que sigue el edificio de estudio sigue el mecanismo a. de la **Fig. 11**, mientras en b. se muestra la deformación de un edificio en el que si se tiene en cuenta la deformación por flexión:

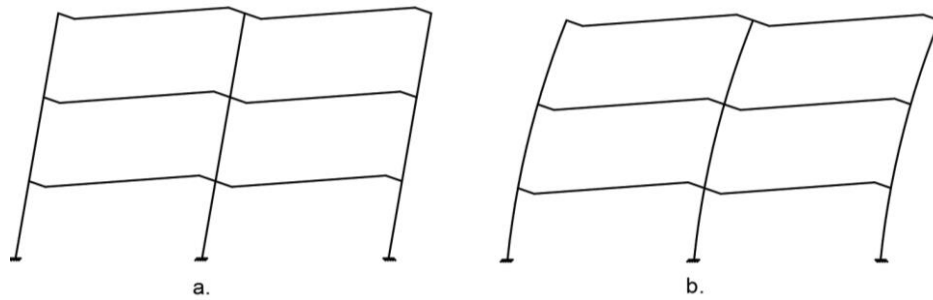


Fig. 11. a. Deformación por cortante b. Deformación por cortante y flexión

6.2.1 Descripción del pórtico analizado

Debido a la regularidad del edificio objeto de estudio, tanto en planta como en alzado, el análisis por capacidad se puede llevar a cabo de forma representativa únicamente para el pórtico de estudio 7, marcado por un recuadro en rojo en la **Fig. 12**, y siendo analizado el sismo en el eje “X”, como se muestra en la vista en planta de la misma extraída directamente desde Cype:

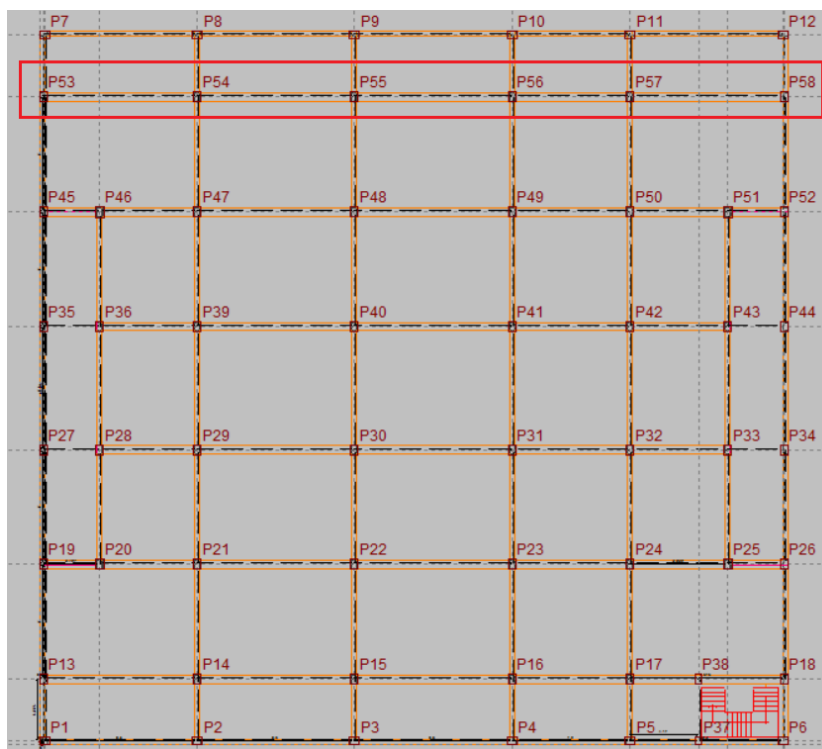


Fig. 12. Vista en planta de la disposición de vigas y pilares de Cype (Ref. [5])

El pórtico de estudio comprende los pilares 53 a 58, de los cuáles por motivos de simplificación se presentan datos en este estudio técnico de los más singulares, siendo éstos los exteriores (53 y 58) y uno de los interiores (56), motivada la elección de este último por la variación en la longitud que presenta el vano entre los pilares 56 y 57, según el sentido del eje “X”, lo que implica una variación en los parámetros de cálculo. La **Fig. 13** muestra una representación en alzado del pórtico de estudio.

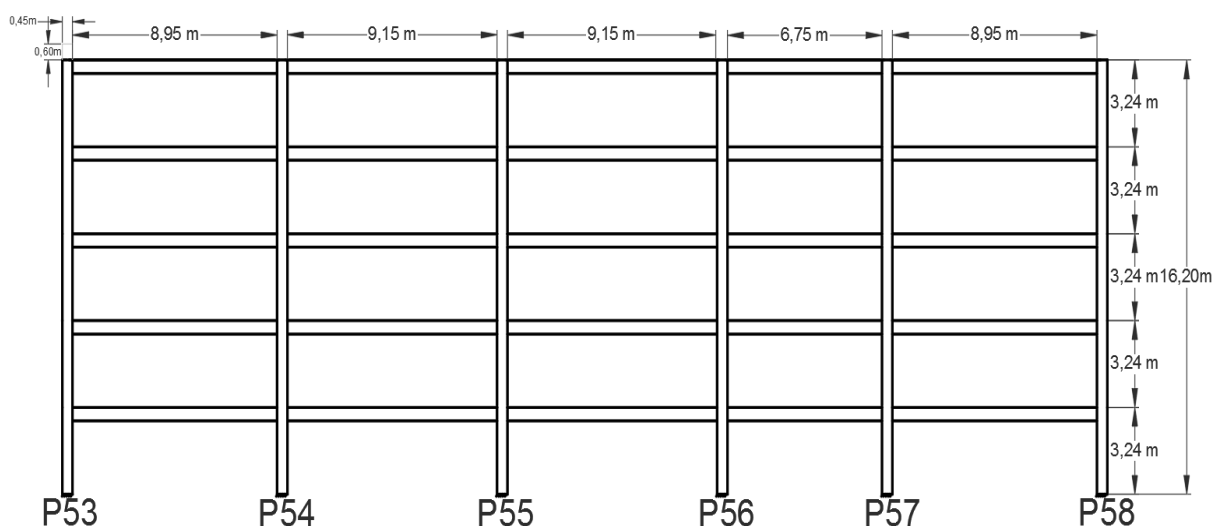


Fig. 13. Vista en alzado del pórtico 7 de la estructura

6.2.2 Cálculo de las acciones

Definido el pórtico de estudio, se procede a la obtención de las acciones a las que se ve sometido siguiendo el Código Técnico de la Edificación en el Documento Básico SE-AE de Seguridad Estructural, Acciones en la Edificación [14].

6.2.2.1 Acciones gravitatorias permanentes

1) Peso Propio (Apartado 2.1. del DB SE-AE)

- *Peso Propio de la estructura (Hormigón Armado)*
 - P.P. de forjado. Placa alveolar con capa de compresión. (4,22 kN/m²)
 - P.P. de pilares y vigas. (25,00 kN/m³)
- *Cargas Muertas*
 - Peto de cubierta. Fábrica de ladrillo de 1,2 m de altura. (1,92 kN/ml)

2) Pretensado (Apartado 2.2 del DB SE-AE)

No existe pretensado en este edificio.

3) Acciones del terreno

Considerados por el programa Cype para los cálculos, no se presentan dado que no son de utilidad para este apartado.

6.2.2.2 Acciones gravitatorias (Apartado 3 del DB SE-AE)

1) Sobrecarga de uso

- Cubierta. Categoría G. Accesible sólo para conservación. Subcategoría G1. Inclinação inferior a 20°. (1,00 kN/m²)
- Resto de Plantas. Categoría E. (4,00 kN/m²)

2) Acciones sobre barandillas o divisorios

En el apartado 3.2 del DB SE-AE [14] se establece que hay que considerar una acción horizontal sobre petos y barandillas de 0.8 kN/m situada a una altura de 1.2 m. No es de utilidad para este apartado.

6.2.2.3 Acciones accidentales: acciones sísmicas

Las acciones sísmicas que afectan al edificio se obtienen durante el progreso de este apartado aplicando la NCSE-02 [1].

6.2.3 Cálculo de la matriz de masas [M]

Para la distribución real de rigideces y masas y el proceso general de cálculo que se lleva a cabo en este punto, se ha desarrollado el método simplificado que establece la norma NCS-02 [1] en el apartado 3.7, cuya aplicación se autoriza para los casos más usuales de edificación siempre que cumplan las condiciones del apartado 3.5.1, las cuales se detallan a continuación:

- El número de plantas sobre rasante es inferior a veinte.
- La altura del edificio sobre rasante es inferior a sesenta metros.
- Existe regularidad geométrica en planta y alzado, sin entrantes ni salientes importantes.
- Dispone de soportes continuos hasta cimentación, uniformemente distribuidos en planta y sin cambios bruscos en su rigidez.

- Dispone de regularidad mecánica en la distribución de rigideces, resistencias y masas, de modo que los centros de gravedad y de torsión de todas las plantas estén situados, aproximadamente, en la misma vertical.
- La excentricidad del centro de las masas que intervienen en el cálculo sísmico respecto al de torsión es inferior al 10% de la dimensión en planta del edificio en cada una de las direcciones principales.

El cálculo de la matriz de masas para el caso de estudio tiene en cuenta el peso que actúa sobre cada uno de los forjados de planta que conforman el pórtico 7 a efectos de cálculo sísmico.

La masa se determina para cada forjado siguiendo la ecuación:

$$m_i = \frac{W_i}{g} \quad (16)$$

1) Plantas de piso

- Cargas permanentes = P.P. del forjado + P.P. de vigas + P.P. de pilares = $(425,25 \text{ m}^2 \cdot 4,22 \text{ kN/m}^2) + (0,50 \text{ m} \cdot 0,60 \text{ m} \cdot 73,95 \text{ m} \cdot 25,00 \text{ kN/m}^3) + (0,45 \text{ m} \cdot 0,60 \cdot 16,44 \text{ m} \cdot 25,00 \text{ kN/m}^3) = 1794,55 \text{ kN} + 554,63 \text{ kN} + 110,97 \text{ kN} = 2460,15 \text{ kN}$
- Cargas variables = Sobrecarga de uso para aparcamiento · superficie · coeficiente del art. 3.2 NCSE-02 = $4,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 425,25 \text{ m}^2 \cdot 0,5 = 850,50 \text{ kN}$

La masa m_i de cada forjado de piso:

$$m_i = \frac{W_i}{g} = \frac{2460,15 \text{ kN} + 850,50 \text{ kN}}{9,81 \text{ m/s}^2} = 337,48 \frac{\text{KN} \cdot \text{s}^2}{\text{m}}$$

2) Planta de cubierta

- Cargas permanentes = P.P. del forjado + P.P. de vigas + P.P. del parapeto = $(425,25 \text{ m}^2 \cdot 4,22 \text{ kN/m}^2) + (0,50 \text{ m} \cdot 0,60 \text{ m} \cdot 73,95 \text{ m} \cdot 25,00 \text{ kN/m}^3) + (9,65 \text{ m} \cdot 1,92 \text{ kN/ml}) = 1794,55 \text{ kN} + 18,53 \text{ kN} + 110,97 \text{ kN} = 2367,71 \text{ kN}$
- Cargas variables = Sobrecarga de uso para aparcamiento · superficie · coeficiente del art. 3.2 NCSE-02 = $1,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 425,25 \text{ m}^2 \cdot 0,5 = 212,63 \text{ kN}$

La masa m_i del forjado de cubierta:

$$m_i = \frac{W_i}{g} = \frac{2367,71 \text{ kN} + 212,63 \text{ kN}}{9,81 \text{ m/s}^2} = 263,03 \frac{\text{KN} \cdot \text{s}^2}{\text{m}}$$

Se construye a continuación la matriz de masas que interviene en el cálculo de las fuerzas sísmicas:

$$[M] = \begin{bmatrix} 263,03 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 337,48 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 337,48 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 337,48 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 337,48 \end{bmatrix}$$

6.2.4 Cálculo de los periodos propios de vibración y del modo propio de vibración

Como establece la norma NCSE-02 [1] en el apartado 3.7.2, para todos aquellos edificios que reúnan los requisitos para realizar el método simplificado de cálculo, como es el caso de estudio, se puede estimar el periodo fundamental T_F , en segundos, en función del material que conforma el pórtico y de si dispone de colaboración con pantallas rigidizadoras.

La ecuación que se ajusta para este cálculo es: Edificios con pórticos de hormigón armado sin colaboración de pantallas rigidizadoras.

$$T_F = 0,09 \cdot n^{\circ} \text{ de plantas} = 0,09 \cdot 5 = 0,45 \text{ s}$$

Como el período fundamental de la construcción, $T_F \leq 0,75 \text{ s}$, sólo hay que considerar el primer modo de vibración.

Para el cálculo del modo propio de vibración se emplea la fórmula aproximada de la NCSE-02 [1] en el apartado 7.3.2, estableciendo un factor de distribución de la vibración del sismo.

$$[\phi_n] = \sin \left[\frac{(2 \cdot n - 1) \cdot \pi \cdot h_i}{2 \cdot H} \right] \quad (17)$$

Dónde:

- n = modo de vibración = 1.
- h_i = Altura sobre la rasante de la planta considerada.
- H = Altura total de la estructura del edificio.

Se obtiene:

$$[\phi_1] = \begin{bmatrix} 1 \\ 0,9511 \\ 0,8090 \\ 0,5878 \\ 0,3090 \end{bmatrix}$$

6.2.5 Verificación del mecanismo de colapso tipo pilar fuerte – viga débil

En primer lugar, es necesario verificar que la estructura cumple con las prescripciones que establece la NCSE-02 [1] en el apartado 4.5.1, donde establece criterios de carácter general para el caso de estructuras de hormigón armado, que delimitan el uso del factor de ductilidad μ adoptado. Las prescripciones más importantes, mencionadas ya con anterioridad, son:

1. Determinar y garantizar el mecanismo de colapso tipo pilar fuerte – viga débil.
2. Establecer que el fallo de las secciones de las barras sea a flexión y no a cortante.
3. Cumplir que no se produzca fallo del nudo viga-pilar.

Como la estructura cumple con los requisitos establecidos, el factor de ductilidad μ adoptado sigue teniendo un valor de 3, como se indica al inicio de este apartado.

6.2.5.1 Desarrollo del modelo analítico

Una vez verificado el coeficiente de ductilidad adoptado, se procede a realizar el cálculo por capacidad a nivel global del pórtico. Para ello, antes es necesario suponer la localización aproximada de las rótulas plásticas que se forman en las vigas, siendo esta distancia d_R aproximada según la normativa EHE-08 [3], desde el eje del pilar, de valor $(\frac{h_c}{2} + h_b)$, siendo h_c el canto del pilar y h_b el de la viga. En la **Fig. 14** se representan gráficamente las dimensiones que poseen las vigas y pilares de estudio, indicando los valores que interesan para el cálculo:

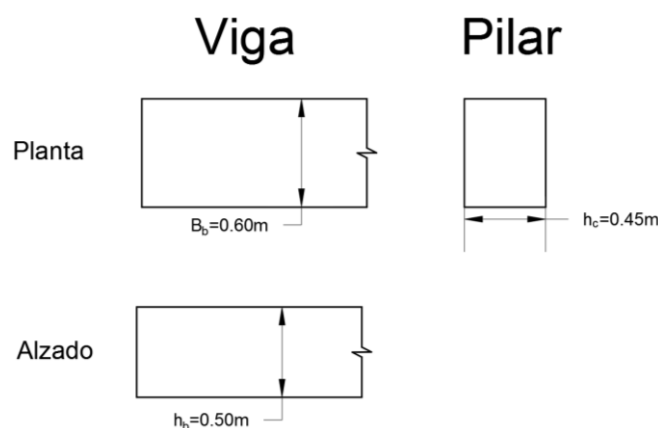


Fig. 14. Dimensiones de viga y pilar

Debido a que para el caso de este estudio se van a diseñar conexiones dúctiles mediante conectores atornillado DDC, el cálculo de d_R sufre una modificación, pues hay que tener en cuenta la mitad del canto del módulo del conector dúctil en vez del canto de la viga. Como valor aproximado, se estima un canto de 10 mm para el canto del módulo

del conector. En caso de tener que disponer un canto mayor posteriormente, éste valor no afecta significativamente los cálculos por capacidad de la estructura. Por lo que:

$$d_R = 0,23 \text{ m}$$

La **Fig. 15** muestra gráficamente el valor de d_R :

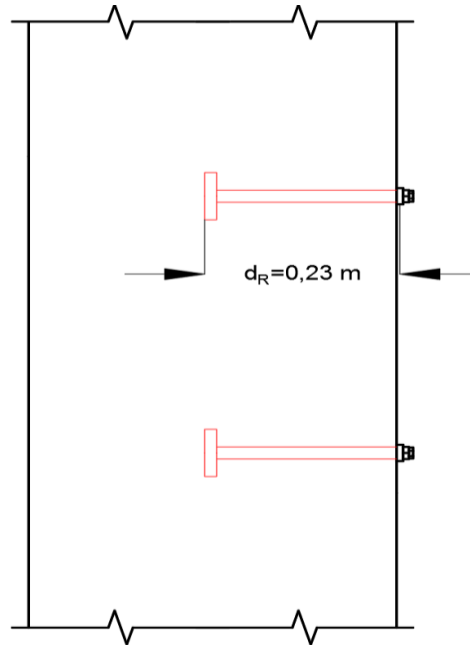


Fig. 15. Descripción gráfica del valor de d_R

Una representación del modelo analítico del pórtico de estudio, establecida la localización de las rótulas plásticas y conocidas las dimensiones del propio pórtico sería la siguiente:

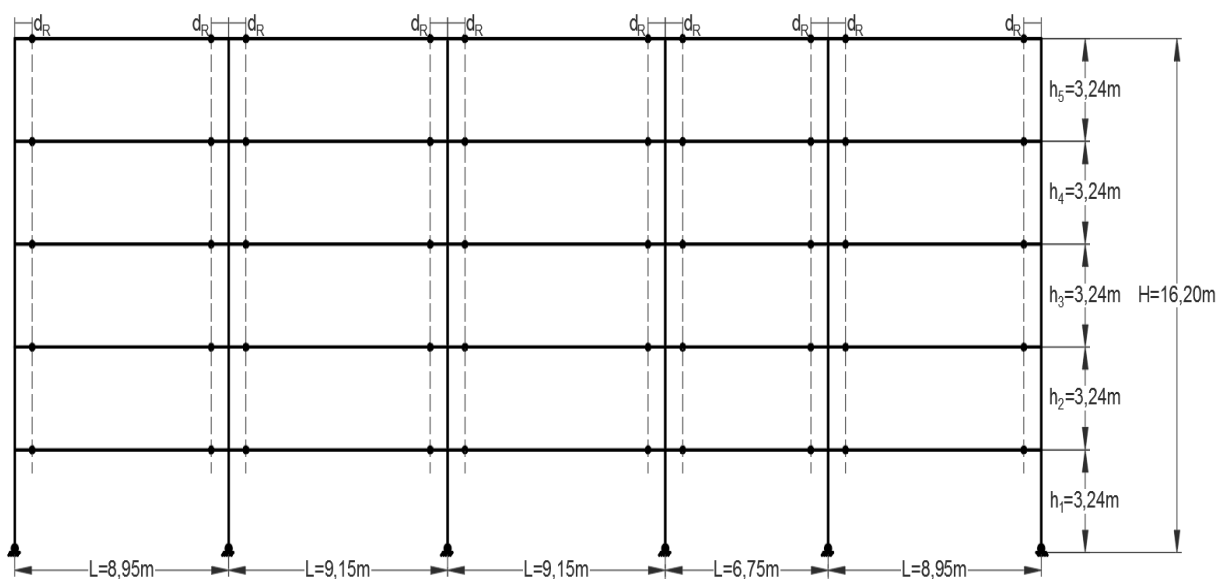


Fig. 16. Modelo analítico de la estructura

6.2.5.2 Cálculo del límite superior de la resistencia a flexión en las rótulas plásticas

A continuación, se establece la resistencia última en cada una de las rótulas plásticas, es decir, aquella que se puede desarrollar en los extremos de las vigas y en el arranque de los pilares de planta baja, siempre y cuando el fallo sea a flexión.

Para minimizar errores y confirmar los valores obtenidos, como se ha mencionado en el capítulo 4., estos se obtienen de tres formas diversas:

- *Opción 1*

Extraer los valores directamente de las leyes de envolventes de momentos de los listados de Cype.

- *Opción 2*

Cálculo a mano del límite superior del momento flector último que se puede desarrollar en las rótulas plásticas, situadas en el extremo de la viga y la base del pilar, empleando el dimensionado y armado de referencia obtenido con Cype.

- *Opción 3*

Analizar y extraer los valores de capacidad resistente a momento flector de cada elemento estructural, empleando el dimensionado y armado de referencia obtenido con Cype, mediante en el programa Response2000 de la Universidad de Toronto[6].

El hecho de realizar los cálculos del límite superior de la resistencia a flexión en las rótulas plásticas siguiendo tres procesos distintos, se debe a la necesidad de comprobar si los valores de momentos últimos que ofrece Cype en vigas y pilares son acertados con respecto a la capacidad a momento que tienen éstas secciones. Esto no quiere decir que el cálculo matricial realizado por el programa no se acertado, pero sí que, debido a las combinaciones de carga que emplea para el cálculo, se pueda alejar de la capacidad resistente a momento real de las secciones.

De entre las tres opciones que se desarrollan, se escogerá una de ellas. Se presentan a continuación las tres opciones de cálculo y su desarrollo:

- **Opción 1 (Cype)**

Mediante la toma de datos de las leyes de envolventes de momentos de los listados de Cype, se extraen los valores de momentos últimos, tanto para los extremos de las vigas como para el arranque de los pilares, es decir, en los puntos críticos. De esta forma, el

modelo analítico del pórtico de estudio, para los tres soportes analizados, **Fig. 17**, según los listados extraídos del programa presenta los siguientes momentos últimos en las rótulas plásticas:

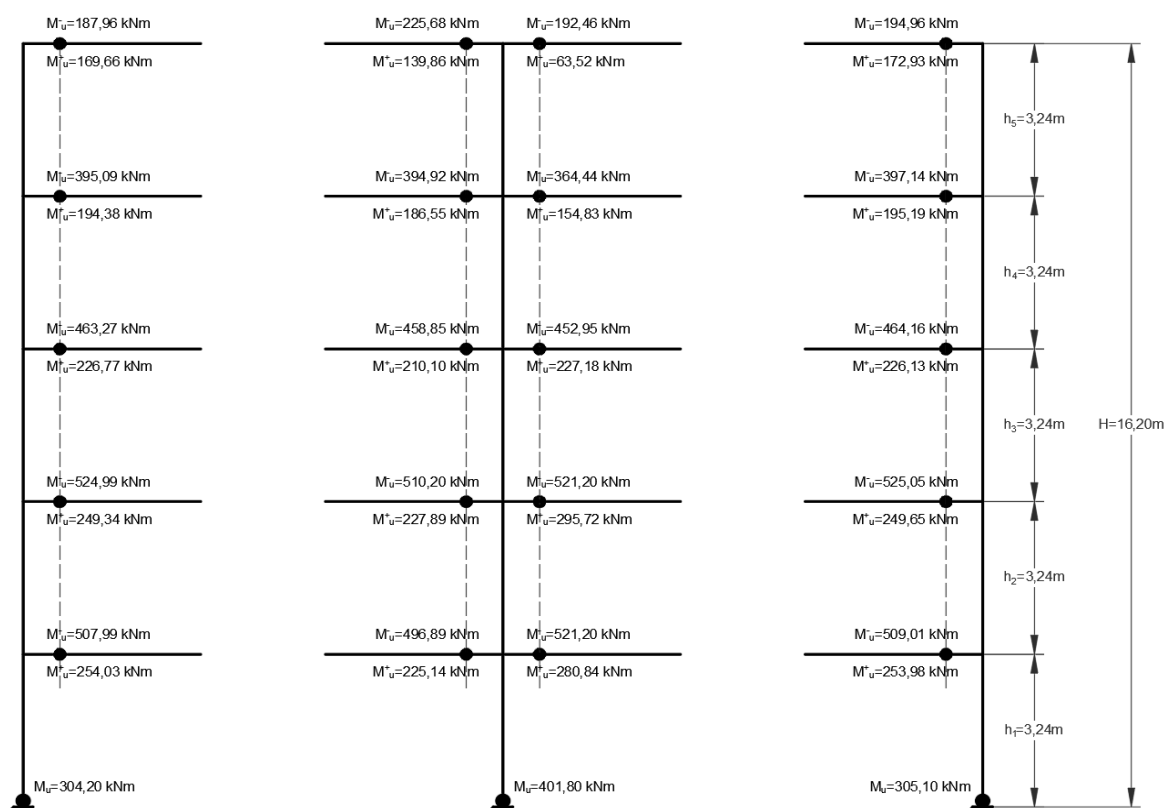


Fig. 17. Valores de Momento último en rótulas plásticas según listado de Cype

➤ Opción 2 (Manual)

Para comenzar se parte de los datos de dimensionado (sección y armado) que ofrece el programa de cálculo Cype, obtenidos para las combinaciones de carga que establece la EHE-08 [3]. Concretamente, los pilares tienen una dimensión 0,45m x 0,60m y las vigas de 0,60m x 0,50m. El armado de las secciones se encuentra disponible dentro de los planos adjuntos en la memoria.

Para el cálculo del límite superior del momento flector último que puede llegar a desarrollar una rótula plástica, equivalente a la que desarrolla la propia sección, situada en el extremo de la viga se emplea la fórmula siguiente:

$$M_u = 0,9 \cdot A_s \cdot f_{y\max} \cdot d \quad (18)$$

Dónde:

- A_s = Área de la armadura

- $f_{y\max}$ = Resistencia característica del acero mayorada para tener en cuenta el aumento de resistencia en la zona post-elástica.
- d = Canto útil de la sección

Los resultados obtenidos para cada soporte analizado son:

→ P53

Vigas				
Forjado	Armado inferior	Armado superior	$M_U^+(KNm)$	$M_U^-(KNm)$
1ª Planta	6Ø20	4Ø20	332,22	498,32
2ª Planta	4Ø20 + 3Ø16	4Ø20	332,22	491,68
3ª Planta	4Ø20 + 3Ø16	4Ø20	332,22	491,68
4ª Planta	4Ø20 + 3Ø16	4Ø20	332,22	491,68
Cubierta	4Ø20 + 1Ø16	4Ø20	332,22	385,37

Tabla 17. Armado y momentos últimos en vigas del pórtico 7 conectadas al pilar 53

→ P56

Vigas a izquierda del pilar				
Forjado	Armado inferior	Armado superior	$M_U^+(KNm)$	$M_U^-(KNm)$
1ª Planta	5Ø20 y 2Ø16	4Ø20	332,22	521,58
2ª Planta	4Ø20 + 3Ø16	4Ø20	332,22	491,68
3ª Planta	4Ø20 + 3Ø16	4Ø20	332,22	491,68
4ª Planta	4Ø20 + 3Ø16	4Ø20	332,22	491,68
Cubierta	4Ø20 + 1Ø16	4Ø20	332,22	385,37

Tabla 18. Armado y momentos últimos en vigas del pórtico 7 conectadas al pilar 56

Vigas a derecha del pilar				
Forjado	Armado inferior	Armado superior	$M_U^+(KNm)$	$M_U^-(KNm)$
1ª Planta	4Ø20	4Ø20	332,22	322,22
2ª Planta	4Ø20	4Ø20	332,22	322,22
3ª Planta	4Ø20	4Ø20	332,22	322,22
4ª Planta	4Ø20	4Ø20	332,22	322,22
Cubierta	4Ø20	4Ø20	332,22	322,22

Tabla 19. Armado y momentos últimos en vigas del pórtico 7 conectadas al pilar 56

→ P58

Vigas				
Forjado	Armado inferior	Armado superior	$M_U^+(KNm)$	$M_U^-(KNm)$
1ª Planta	5Ø20 y 2Ø16	4Ø20	332,22	521,58
2ª Planta	4Ø20 + 3Ø16	4Ø20	332,22	491,68
3ª Planta	6Ø20	4Ø20	332,22	498,32
4ª Planta	4Ø20 + 3Ø16	4Ø20	332,22	491,68
Cubierta	4Ø20 + 1Ø16	4Ø20	332,22	385,37

Tabla 20. Armado y momentos últimos en vigas del pórtico 7 conectadas al pilar 58

Para el cálculo del límite superior del momento flector último que puede llegar a desarrollar una rótula plástica situada en el arranque de los pilares de planta baja, equivalente a la que desarrolla la propia sección del pilar, se emplea la fórmula siguiente:

$$M_u = 0,8 \cdot A_s \cdot f_{y\max} \cdot h_c + 0,5 \cdot N \cdot h_c \left(1 - \frac{N}{b_c \cdot h_c \cdot f_{c\max}} \right) \quad (19)$$

Dónde:

- A_s = Área de la armadura
- $f_{y\max}$ = Resistencia característica del acero mayorada para tener en cuenta el aumento de resistencia en la zona post-elástica.
- h_c = Canto del pilar
- b_c = Base del pilar
- $f_{c\max}$ = Resistencia característica del hormigón mayorada
- N = Valor correspondiente a las cargas gravitatorias para la situación extraordinaria sísmica. $N_T = PP + 0,6N_Q + N_S$

Los resultados obtenidos para cada soporte analizado son:

Soportes			
	Armado simétrico	$M_U^+(KNm)$	$M_U^-(KNm)$
P53	5Ø25	1114,56	1114,56
P56	2Ø25 + 4Ø16	985,66	985,66
P58	5Ø25	1114,56	1114,56

Tabla 21. Armado y momentos últimos en pilares del pórtico 7

➤ Opción 3 (Response2000)

En esta última opción, se introducen los datos de referencia para el cálculo, como armados, dimensionado, tipología de acero y hormigón empleado, etc. de las vigas y pilares presentes en el pórtico de estudio en el programa Response2000. Gracias a la utilidad de este software es posible realizar un análisis en profundidad del comportamiento que tendrá la sección frente a cargas y obtener el momento último al que estará sometida para cada situación.

Se debe reflejar que, a efectos de cálculo, se tiene en cuenta un aumento del 15% del límite elástico debido al endurecimiento por deformación plástica del acero en el armado de las secciones de las vigas, alcanzando por tanto un valor de 575 MPa para barras de acero corrugado longitudinales y 440 MPa para las de acero corrugado transversales. Teniendo en cuenta este aumento del límite elástico únicamente en el armado de las vigas, y no en el de los pilares, los cálculos realizados estarán siempre del lado de la seguridad al no considerar, para el cálculo, que el acero de los pilares tenga esa capacidad de endurecimiento por deformación plástica que le aporte una mayor resistencia elástica, restringiendo su capacidad a momento.

Hasta ahora se ha obtenido resultados de Momento último en vigas y pilares, tanto con los resultados de Cype como con los ofrecidos por los cálculos a mano, pero a la hora de extraer resultados del programa Response2000 el valor que interesa para el cálculo en este apartado es el Momento pico, es decir, la capacidad resistente máxima a momento y a la que se puede ver solicitada la sección, dada en función de la interacción Momento-Axil y la relación Momento-Curvatura de la propia sección, para que así el cálculo se encuentre del lado de la seguridad al estar sometiendo a cada sección a su momento máximo.

Para el caso de los pilares es necesario introducir el axil efectivo que actúa sobre los mismos, ya que el momento resistente que se obtiene depende de la interacción Momento-Axil (M-N). Para cada pilar, siguiendo los coeficientes de simultaneidad establecidos en la tabla 4.2. del DB-SE[15], se establece un axil efectivo igual a:

$$N_T = PP + 0,6 \cdot N_Q + N_S \quad (20)$$

Dónde:

- PP = Peso propio de la estructura que soporta el pilar

- N_Q = Axil de cargas variables
- N_S = Carga axil resultante del sismo

A continuación, para mostrar los resultados obtenidos con el programa y a modo de simplificar la cantidad de información, se va a emplear la misma notación a la hora de presentar los momentos resultantes que para los calculados a mano, es decir, en vez de llamarlos Momentos picos seguirán siendo Momentos últimos, ya que se emplearán como tales, y se presentan los datos de los tres pilares directamente desde el interfaz del propio software, mientras que para vigas se establece una tabla resumen.

Comenzando por los pilares, los cuales tienen la misma numeración asignada por el programa Cype y cuya disposición quedaba descrita en la **Fig. 12** y **Fig. 13**:

→ P53

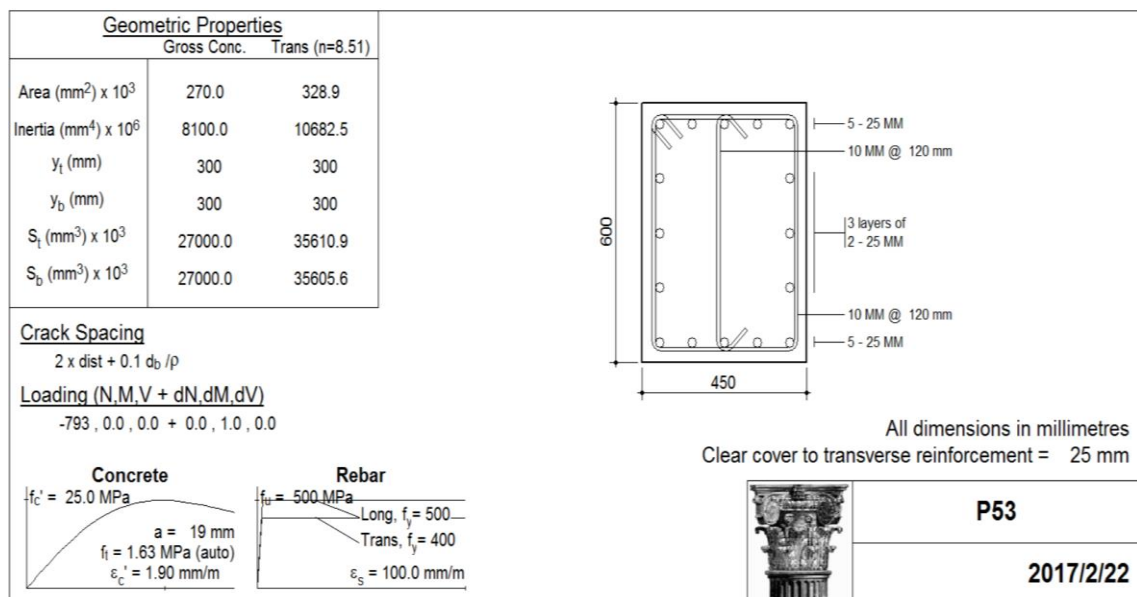


Fig. 18. Resumen de datos en el arranque del pilar 53 (Ref. [6])

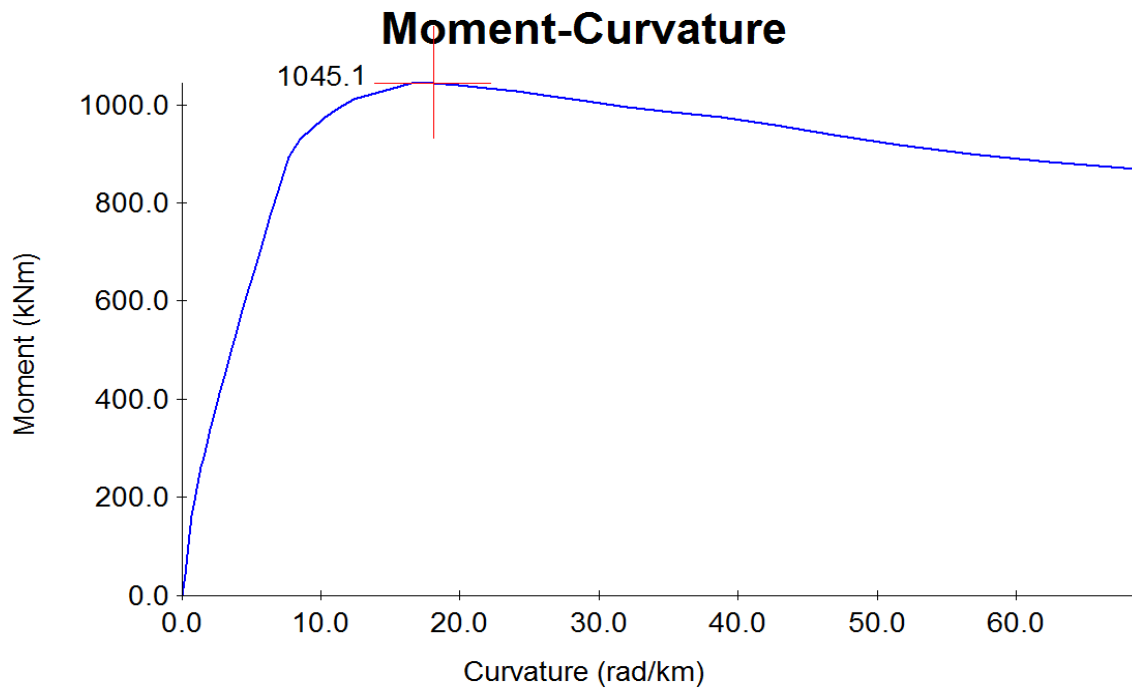


Fig. 19. Gráfica Momento-Curvatura para el arranque del pilar 53 (Ref. [6])

→ P56

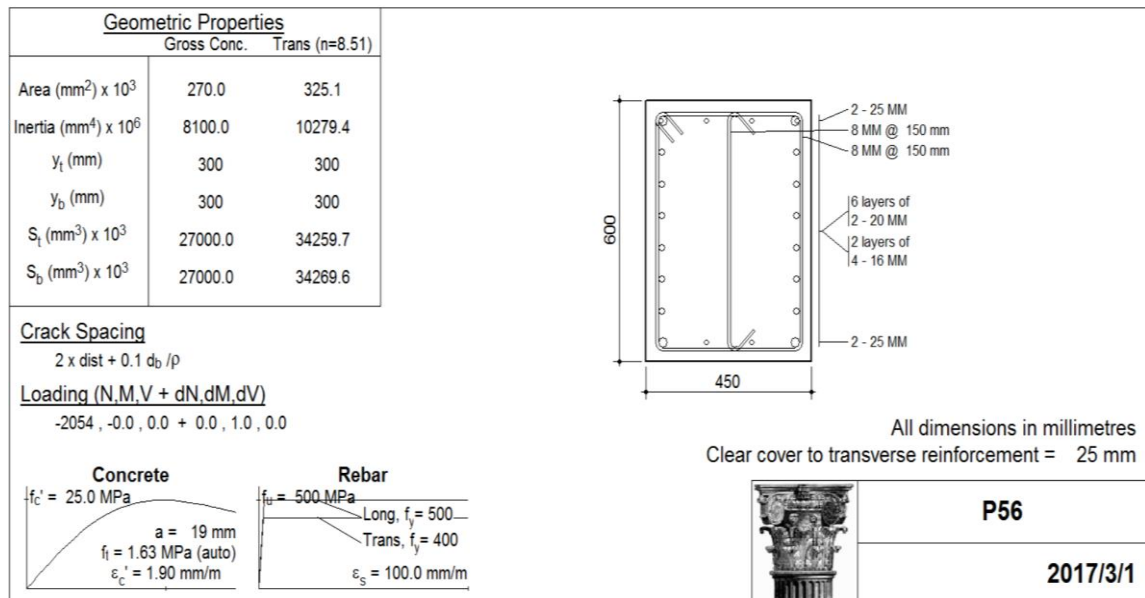


Fig. 20. Resumen de datos en el arranque del pilar 56 (Ref. [6])

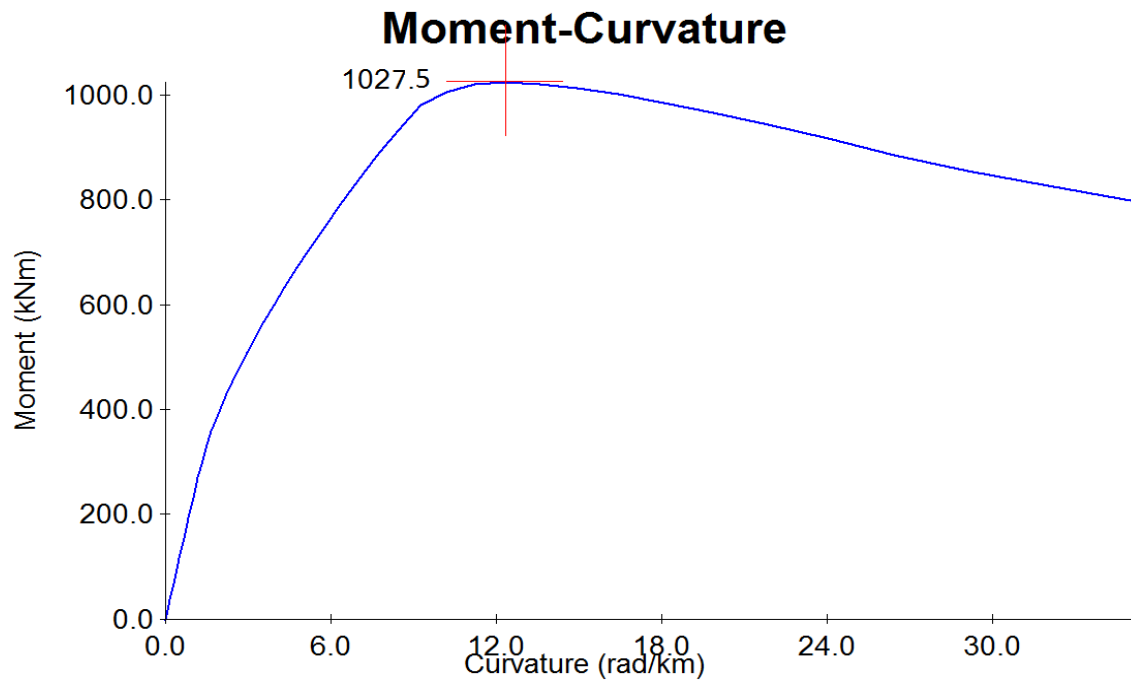


Fig. 21. Gráfica Momento-Curvatura para el arranque del pilar 56 (Ref. [6])

→ P58

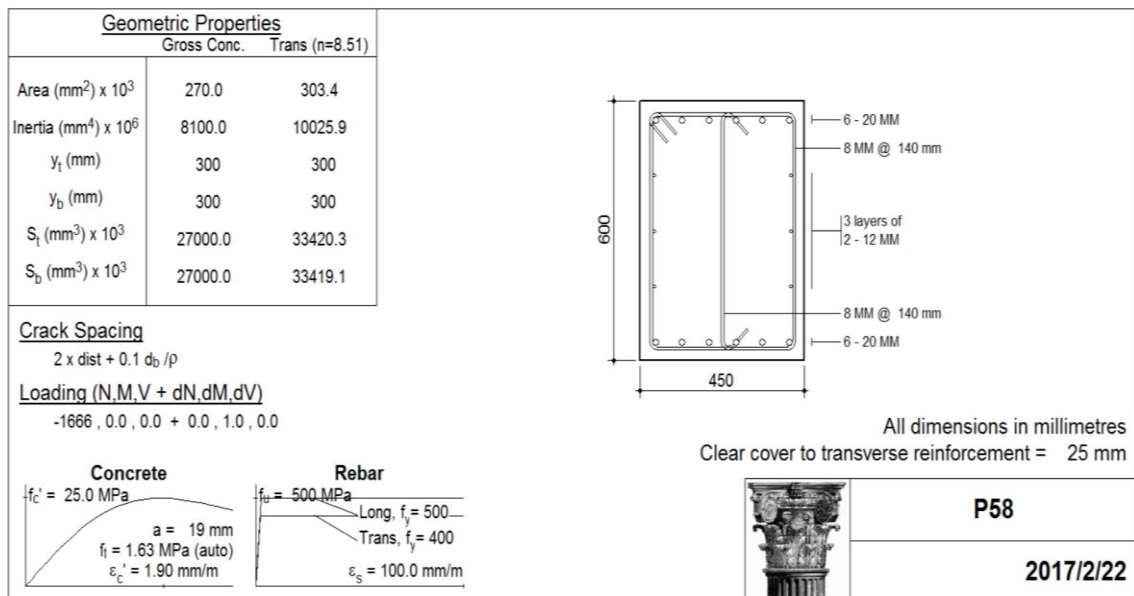


Fig. 22. Resumen de datos en el arranque del pilar 58 (Ref. [6])

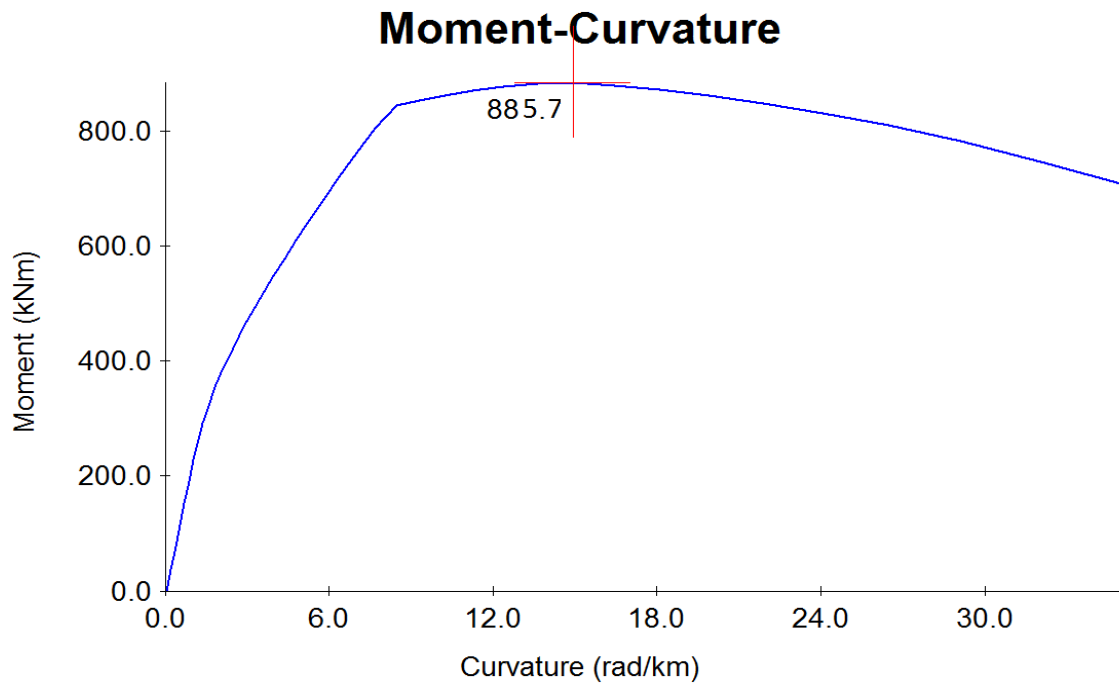


Fig. 23. Gráfica Momento-Curvatura para el arranque del pilar 58 (Ref. [6])

El programa, además, permite conocer la interacción Momento-Axil gráficamente, de dónde se puede obtener, con el axil de cálculo empleado, si la sección se encuentra en zona dúctil o frágil.

Para ello se observa si el Momento pico resultante en la interacción Momento-Curvatura se encuentra por encima o por debajo del Momento pico máximo resultante cuando actúa sobre la sección el axil pico, según la interacción Momento-Axil.

Este axil pico se estima para hormigones normales según la siguiente ecuación:

$$N_p = 0,37 \cdot f_{ck} \cdot A_g \quad (21)$$

Dónde:

- f_{ck} = Resistencia característica del hormigón.
- A_g = Área total de la sección.

Se analiza la interacción Momento-Axil, que determina si la sección se encuentra en zona dúctil o frágil, únicamente para el pilar 56, que es el que mayor axil soporta y por tanto el que más próximo puede encontrarse al axil pico, debido a la semejanza en armado

y dimensionado en las secciones de los pilares estudiados, se obtiene el siguiente resultado:

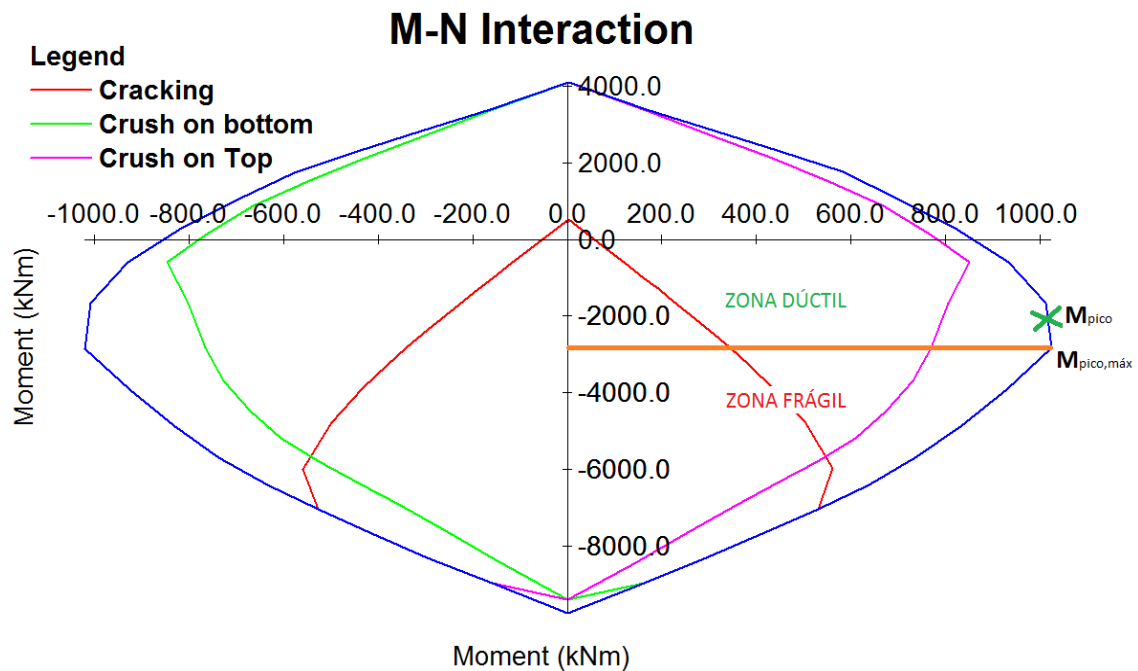


Fig. 24. Gráfica de interacción Momento-Axial del pilar 56 (Ref. [6])

Según se deduce de la gráfica de interacción Momento-Axial del pilar 56, siendo de los tres pilares estudiados el que más carga axial soporta, la sección se encuentra en zona dúctil y por tanto se evita que en caso de rotura esta fuera frágil.

Los resultados obtenidos por el programa para cada soporte analizado en vigas son:

→ P53

Vigas				
Forjado	Armado inferior	Armado superior	$M_U^+(KNm)$	$M_U^-(KNm)$
1ª Planta	6Ø20	4Ø20	316,90	457,90
2ª Planta	4Ø20 + 3Ø16	4Ø20	316,90	452,20
3ª Planta	4Ø20 + 3Ø16	4Ø20	316,90	452,20
4ª Planta	4Ø20 + 3Ø16	4Ø20	316,90	452,20
Cubierta	4Ø20 + 1Ø16	4Ø20	361,40	316,60

Tabla 22. Armado y momentos últimos en vigas del pórtico 7 conectadas al pilar 53 según Response2000

→ P56

Vigas a izquierda del pilar				
Forjado	Armado inferior	Armado superior	$M_U^+(KNm)$	$M_U^-(KNm)$
1ª Planta	5Ø20 y 2Ø16	4Ø20	382,70	476,20
2ª Planta	4Ø20 + 3Ø16	4Ø20	316,90	452,20
3ª Planta	4Ø20 + 3Ø16	4Ø20	316,90	452,20
4ª Planta	4Ø20 + 3Ø16	4Ø20	316,90	452,20
Cubierta	4Ø20 + 1Ø16	4Ø20	316,00	316,00

Tabla 23. Armado y momentos últimos en vigas del pórtico 7 conectadas al pilar 56 según Response2000

Vigas a derecha del pilar				
Forjado	Armado inferior	Armado superior	$M_U^+(KNm)$	$M_U^-(KNm)$
1ª Planta	4Ø20	4Ø20	313,50	313,50
2ª Planta	4Ø20	4Ø20	313,50	313,50
3ª Planta	4Ø20	4Ø20	316,00	316,00
4ª Planta	4Ø20	4Ø20	316,00	316,00
Cubierta	4Ø20	4Ø20	316,40	316,60

Tabla 24. Armado y momentos últimos en vigas del pórtico 7 conectadas al pilar 56 según Response2000

→ P58

Vigas				
Forjado	Armado inferior	Armado superior	$M_U^+(KNm)$	$M_U^-(KNm)$
1ª Planta	5Ø20 y 2Ø16	4Ø20	382,7	476,20
2ª Planta	4Ø20 + 3Ø16	4Ø20	316,90	452,20
3ª Planta	6Ø20	4Ø20	316,90	457,90
4ª Planta	4Ø20 + 3Ø16	4Ø20	316,90	452,20
Cubierta	4Ø20 + 1Ø16	4Ø20	316,40	316,60

Tabla 25. Armado y momentos últimos en vigas del pórtico 7 conectadas al pilar 58 según Response2000

De esta forma, la **Fig. 25** presenta el modelo analítico de la estructura con sus respectivos momentos últimos o capacidad resistente a momento en cada una de las rótulas plásticas, localizadas estas en los extremos de las vigas y la base de los pilares.

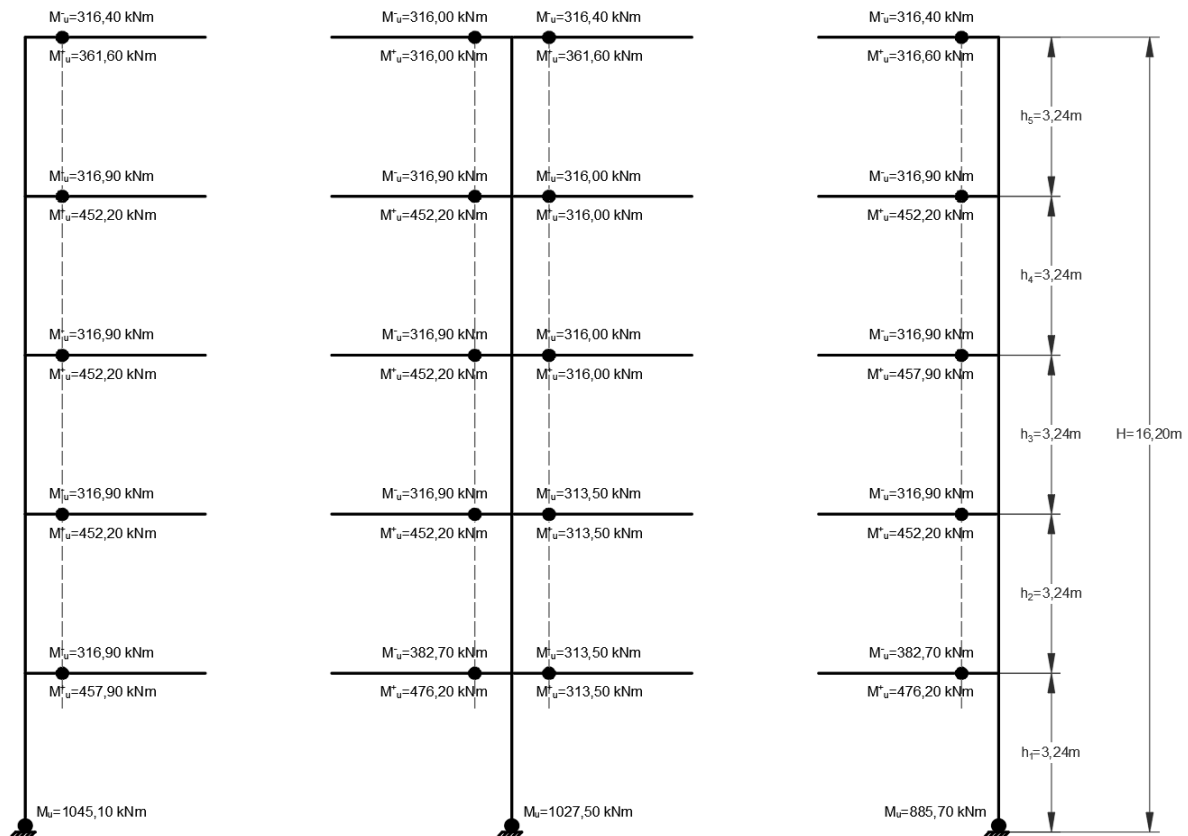


Fig. 25. Momento último en rótulas plásticas según valores de Response2000

Estos últimos valores serán los que se consideren en el cálculo por capacidad que se realiza en los siguientes apartados, ya que, una vez realizado el cálculo del límite superior de la resistencia a flexión (capacidad resistente a momento flector) mediante los tres métodos desarrollados, y analizando los resultados extraídos directamente de los listados de Cype con los obtenidos a mano y mediante el programa de cálculo y análisis Response2000 de la Universidad de Toronto, existe una diferencia sustancial en la capacidad a momento último que Cype asigna a las secciones en comparación con la obtenida en las otras dos opciones.

Debido a esto, viene motivada la toma de datos a través de los valores obtenidos por el programa Response2000, es decir, la opción 3. A efectos de cálculo, como se ha mencionado anteriormente, se sigue teniendo en cuenta un aumento del 15% del límite elástico por endurecimiento por deformación plástica del acero únicamente en el armado de las vigas, y no en el de los pilares, para estar siempre del lado de la seguridad al no considerar, para el cálculo, que el acero de los pilares tenga esa capacidad de endurecimiento que le aporte una mayor resistencia elástica, restringiendo su capacidad a momento.

6.2.5.3 Estimación de las fuerzas sísmicas laterales máximas asociadas al mecanismo de colapso. Estimación de solicitaciones en soportes y dimensionado

Debido a que la respuesta de la estructura está gobernada fundamentalmente por el primer modo de vibración, como se establece en el apartado 6.2.4., durante el sismo la distribución de fuerzas laterales F_L será:

$$[F_L] = [M] \cdot [\phi_1] \quad (22)$$

Donde la matriz de masas $[M]$ y el vector del primer modo de vibración $[\phi_1]$ han sido calculados en los apartados 6.2.3. y 6.2.4 respectivamente, obteniendo:

$$[F_L] = \begin{bmatrix} 263,03 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 337,48 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 337,48 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 337,48 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 337,48 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 337,48 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 0,9511 \\ 0,8090 \\ 0,5878 \\ 0,3090 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 263,03 \\ 320,97 \\ 273,02 \\ 198,37 \\ 104,28 \end{bmatrix}$$

Se define a continuación un conjunto de fuerzas laterales con la misma distribución que $[F_L]$ para el proceso de cálculo:

$$[f_L] = f_{L\max} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 1,22 \\ 1,04 \\ 0,75 \\ 0,40 \end{bmatrix} \quad (23)$$

Una vez establecida la distribución de fuerzas, se emplean para establecer la relación de desplazamientos en el pórtico hasta lograr que se formen rótulas plásticas. En la siguiente **Fig. 26** se muestra el mecanismo formado y la representación de los giros experimentados por las rótulas plásticas cuando se ha producido un desplazamiento de cantidad δ_T en el forjado de última planta.

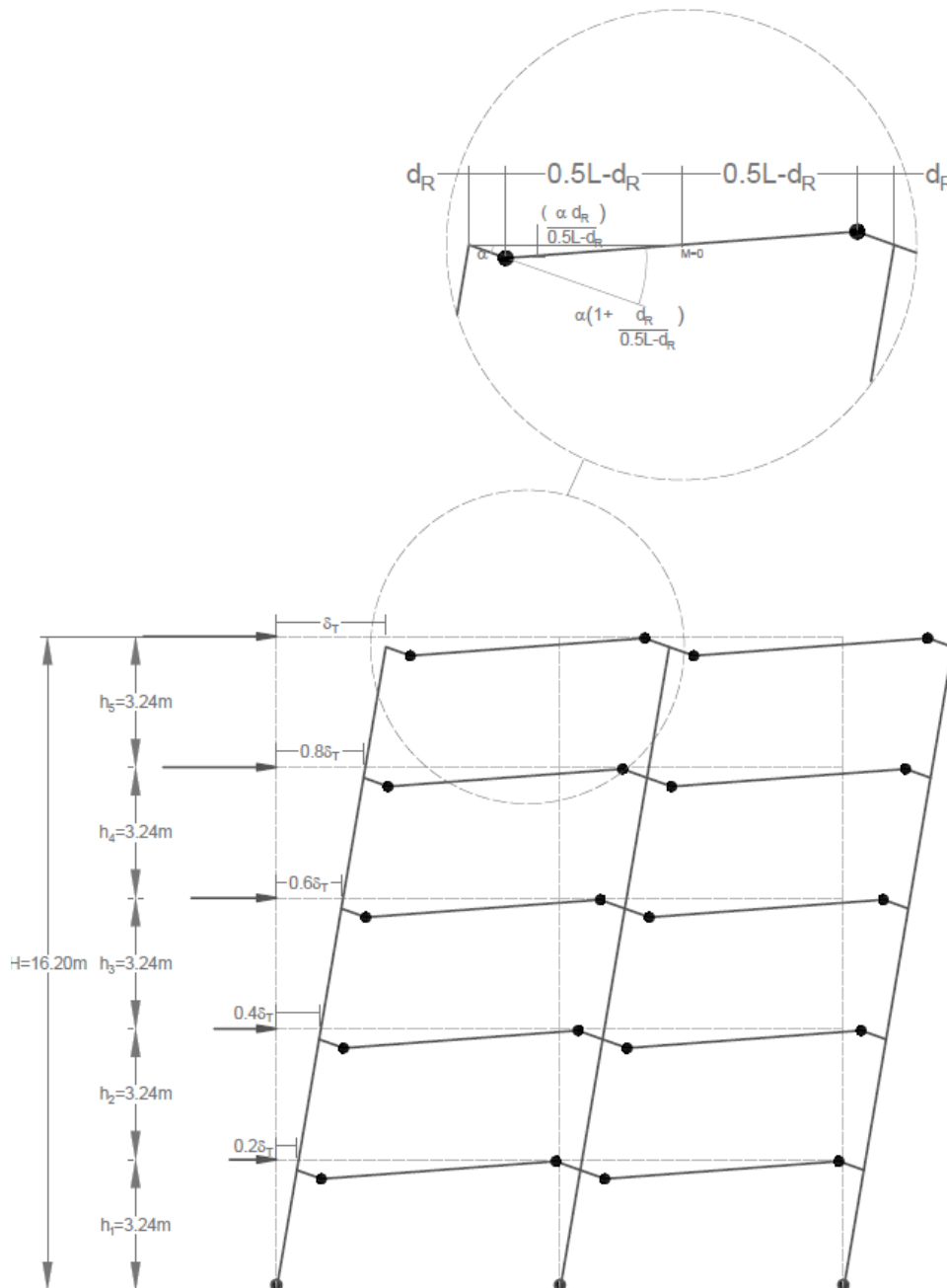


Fig. 26. Mecanismo de giro y colapso representativo de la estructura

A continuación, una vez se ha establecido el mecanismo de colapso se procede a realizar los cálculos mediante el método de trabajos virtuales, de modo que se establece una relación entre el trabajo de las cargas o acciones exteriores, en este caso las fuerzas laterales, y la energía de deformación interna o el trabajo virtual interno desarrollado por las tensiones causadas por las cargas laterales, en este caso el trabajo interno viene determinado por los momentos últimos en las rótulas plásticas y los cortantes en el centro de la viga para cada planta donde el momento flector es nulo. El cálculo del cortante en las vigas de cada planta (suponiendo que la ley de momentos flectores se anula en el centro

del vano y su flecha es nula debido a cargas laterales), según la relación representada en la **Fig. 26**, viene determinado por la siguiente fórmula:

$$V = \frac{M}{0,5 \cdot L - d_R} \quad (24)$$

Dónde:

- M = Momento último en rótulas plásticas de vigas
- L = Longitud del vano
- d_R = Localización de las rótulas plásticas

Para cada soporte analizado:

➔ **P53**

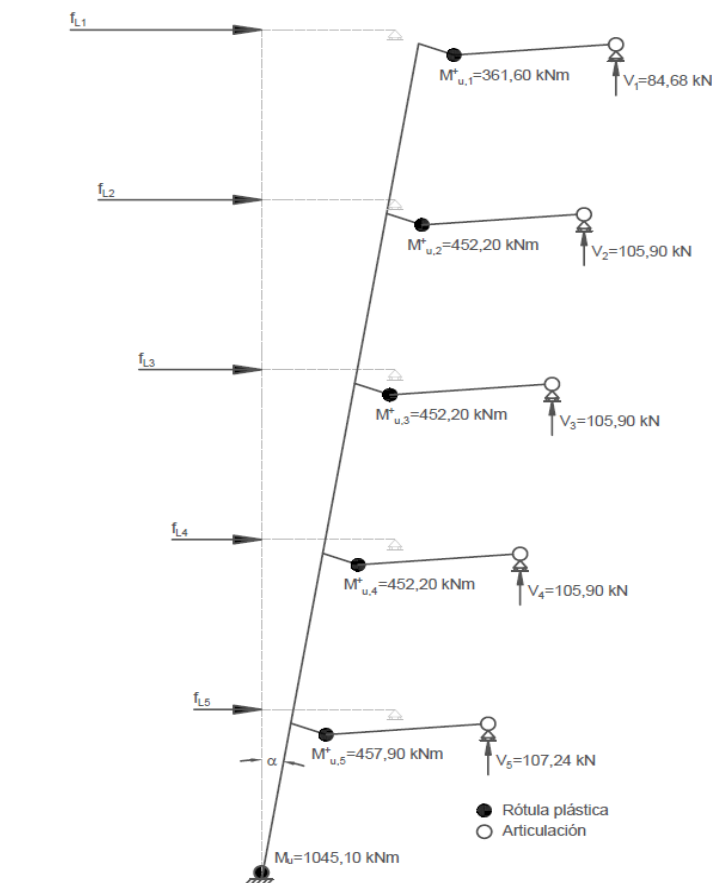


Fig. 27. Análisis plástico del pórtico en el soporte equivalente al pilar 53

Se iguala el trabajo de las fuerzas exteriores con el trabajo interno, teniendo en cuenta que $\delta_T = \alpha \cdot H$, $H = 16,20 \text{ m}$ y $L = 9,00 \text{ m}$, de forma que resulta la siguiente ecuación:

$$W_{ext} = W_{int} ; f_{L\ max} \cdot \begin{bmatrix} 1 & 1,22 & 1,04 & 0,75 & 0,40 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 0,80 \\ 0,60 \\ 0,40 \\ 0,20 \end{bmatrix} \cdot H \cdot \alpha = \quad (25)$$

$$\alpha(M_{u,pilar}) + \alpha \cdot \left(1 + \frac{d_R}{(0,5 \cdot L) - d_R}\right) \cdot \sum(M_{u,vigas})$$

Dónde:

- H = Altura total del edificio = 16,20 m
- L = Longitud del vano
- d_R = Distancia de la rótula plástica = 0,23 m
- $M_{u,pilar} = 1045,10$ kNm
- $\sum(M_{u,vigas}) = (361,60+452,20 \cdot 3+457,90)$ Kn

Eliminando α y despejando $f_{L\ max}$:

$$f_{L\ max} = \frac{(M_{u,pilar}) + \left(1 + \frac{0,23}{(0,5 \cdot 9,00) - 0,23}\right) \cdot \sum(M_{u,vigas})}{48,28} = 69,15\ kN$$

Finalmente se obtienen las fuerzas laterales reales para que se produzca el mecanismo de plastificación en este soporte:

$$[f_L] = f_{L\ max} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 1,22 \\ 1,04 \\ 0,75 \\ 0,40 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 69,15 \\ 84,36 \\ 71,92 \\ 51,86 \\ 27,66 \end{bmatrix} kN$$

Conocidas estas fuerzas laterales $[f_L]$, se realiza, a nivel de planta, una distribución de momentos cortantes, estableciendo resultados en el nudo superior e inferior del pilar para cada planta.

La **Fig. 28** muestra una representación gráfica del equilibrio para las dos primeras plantas en el pilar 53.

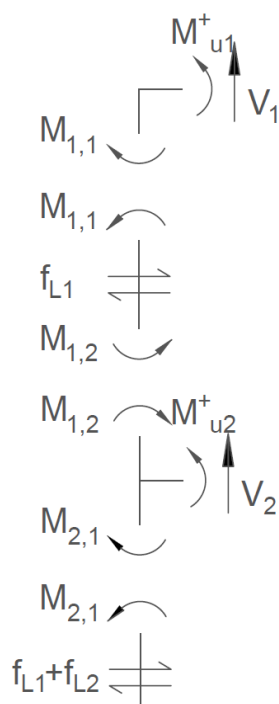


Fig. 28. Esquema de esfuerzos para los niveles superiores del pilar 53

Como resultado, el equilibrio para cada nudo a lo largo del pilar permite extraer el momento en cada uno de ellos mediante las siguientes expresiones:

Nivel de pilar	Expresiones	
	Parte superior	Parte inferior
4ª Planta	$M_{1,1} = M_{u,1}^+ + V_1$	$M_{1,2} = (f_{L1} \cdot h) - M_{1,1}$
3ª Planta	$M_{2,1} = M_{u,2}^+ + V_2 - M_{1,2}$	$M_{2,2} = ((f_{L1} + f_{L2}) \cdot h) - M_{2,1}$
2ª Planta	$M_{3,1} = M_{u,3}^+ + V_3 - M_{2,2}$	$M_{3,2} = ((f_{L1} + f_{L2} + f_{L3}) \cdot h) - M_{3,1}$
1ª Planta	$M_{4,1} = M_{u,4}^+ + V_4 - M_{3,2}$	$M_{4,2} = ((f_{L1} + f_{L2} + f_{L3} + f_{L4}) \cdot h) - M_{4,1}$
Planta baja	$M_{5,1} = M_{u,5}^+ + V_5 - M_{4,2}$	$M_{5,2} = ((f_{L1} + f_{L2} + f_{L3} + f_{L4} + f_{L5}) \cdot h) - M_{5,1}$

Tabla 26. Expresiones de cálculo de momentos solicitantes para el pilar 53

➔ P56

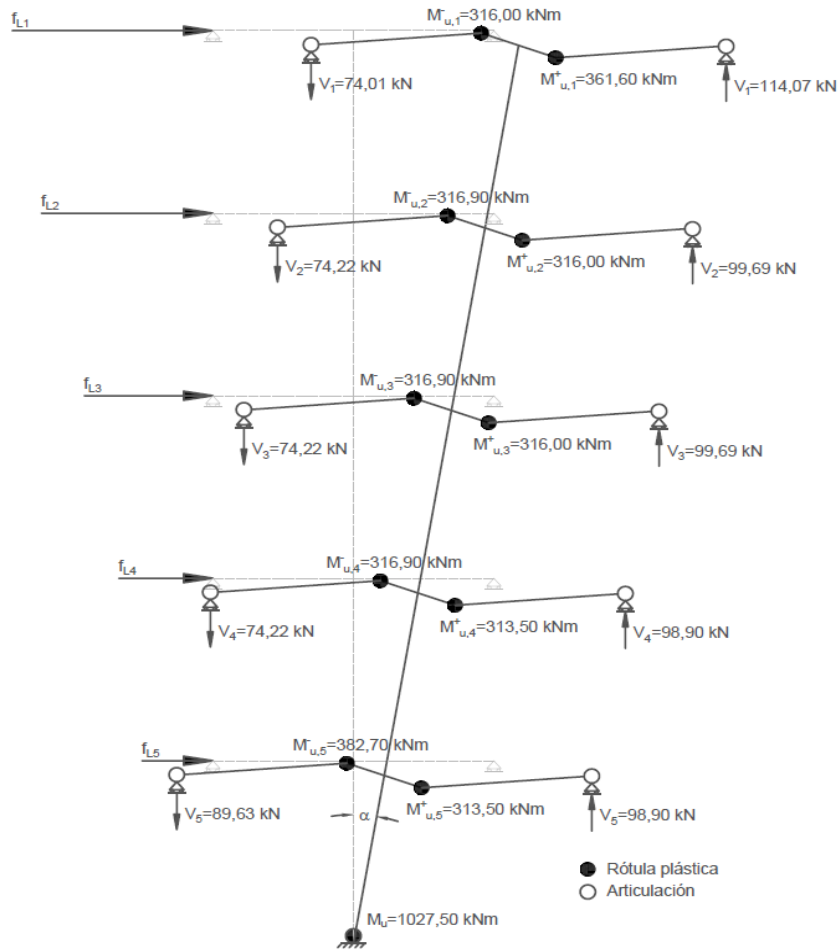


Fig. 29. Análisis plástico del pórtico en el soporte equivalente al pilar 56

Se iguala el trabajo de las fuerzas exteriores con el trabajo interno, teniendo en cuenta que $\delta_T = \alpha \cdot H$, $H = 16,20\text{ m}$ y $L = 6,80\text{ m}$, de forma que resulta la siguiente ecuación:

$$W_{ext} = W_{int}; f_{Lmax} \cdot [1 \quad 1,22 \quad 1,04 \quad 0,75 \quad 0,40] \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 0,80 \\ 0,60 \\ 0,40 \\ 0,20 \end{bmatrix} \cdot H \cdot \alpha = \quad (26)$$

$$\alpha(M_{u,pilar}) + \alpha \cdot (1 + \frac{d_R}{(0,5 \cdot L) - d_R}) \cdot \sum(M_{u,vigas})$$

Dónde:

- $H = 16,20 \text{ m}$
- $L =$ Longitud del vano
- $d_R =$ Distancia de la rótula plástica = $0,23 \text{ m}$

- $M_{u,pilar} = 1027,50 \text{ kNm}$
- $\Sigma(M_{u,vigas}) = (316,00+316,90\cdot3+382,70)+(361,6+316\cdot2+313,5\cdot2) \text{ kN}$

Eliminando α y despejando $f_{L\max}$:

$$f_{L\max} = \frac{(M_{u,pilar}) + (1 + \frac{0,23}{(0,5 \cdot 6,80) - 0,23}) \cdot \Sigma(M_{u,vigas})}{48,28} = 93,07 \text{ kN}$$

Finalmente se obtienen las fuerzas laterales reales para que se produzca el mecanismo en este soporte:

$$[f_L] = f_{L\max} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 1,22 \\ 1,04 \\ 0,75 \\ 0,40 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 93,07 \\ 113,55 \\ 96,79 \\ 69,80 \\ 37,23 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Conocidas estas fuerzas laterales $[f_L]$, se realiza, a nivel de planta, una distribución de momentos cortantes, estableciendo resultados en el nudo superior e inferior del pilar para cada planta.

Una representación gráfica del equilibrio para las dos primeras plantas sería:

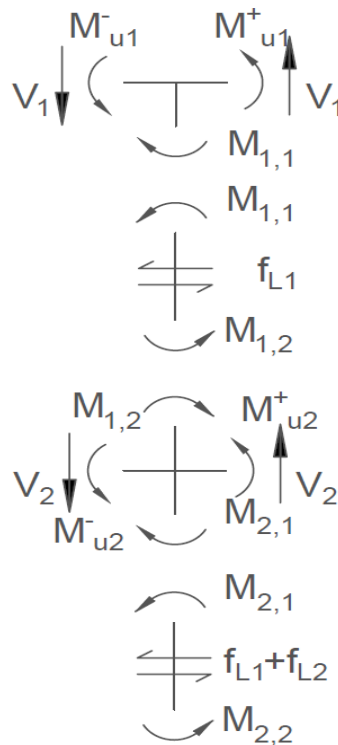


Fig. 30. Esquema de esfuerzos para los niveles superiores del pilar 56

Como resultado, el equilibrio para cada nudo permite extraer el momento en cada uno de ellos mediante las siguientes expresiones:

Nivel de pilar	Expresiones	
	Parte superior	Parte inferior
4ª Planta	$M_{1,1} = M_{u,1}^+ + V_{1,d} + M_{u,1}^- + V_{1,i}$	$M_{1,2} = (f_{L1} \cdot h) - M_{1,1}$
3ª Planta	$M_{2,1} = M_{u,2}^+ + V_{2,d} + M_{u,2}^- + V_{2,i} - M_{1,2}$	$M_{2,2} = ((f_{L1} + f_{L2}) \cdot h) - M_{2,1}$
2ª Planta	$M_{3,1} = M_{u,3}^+ + V_{3,d} + M_{u,3}^- + V_{3,i} - M_{2,2}$	$M_{3,2} = ((f_{L1} + f_{L2} + f_{L3}) \cdot h) - M_{3,1}$
1ª Planta	$M_{4,1} = M_{u,4}^+ + V_{4,d} + M_{u,4}^- + V_{4,i} - M_{3,2}$	$M_{4,2} = ((f_{L1} + f_{L2} + f_{L3} + f_{L4}) \cdot h) - M_{4,1}$
Planta baja	$M_{5,1} = M_{u,5}^+ + V_{5,d} + M_{u,5}^- + V_{5,i} - M_{4,2}$	$M_{5,2} = ((f_{L1} + f_{L2} + f_{L3} + f_{L4} + f_{L5}) \cdot h) - M_{5,1}$

Tabla 27. Expresiones de cálculo de momentos solicitantes para el pilar 56

→ P58

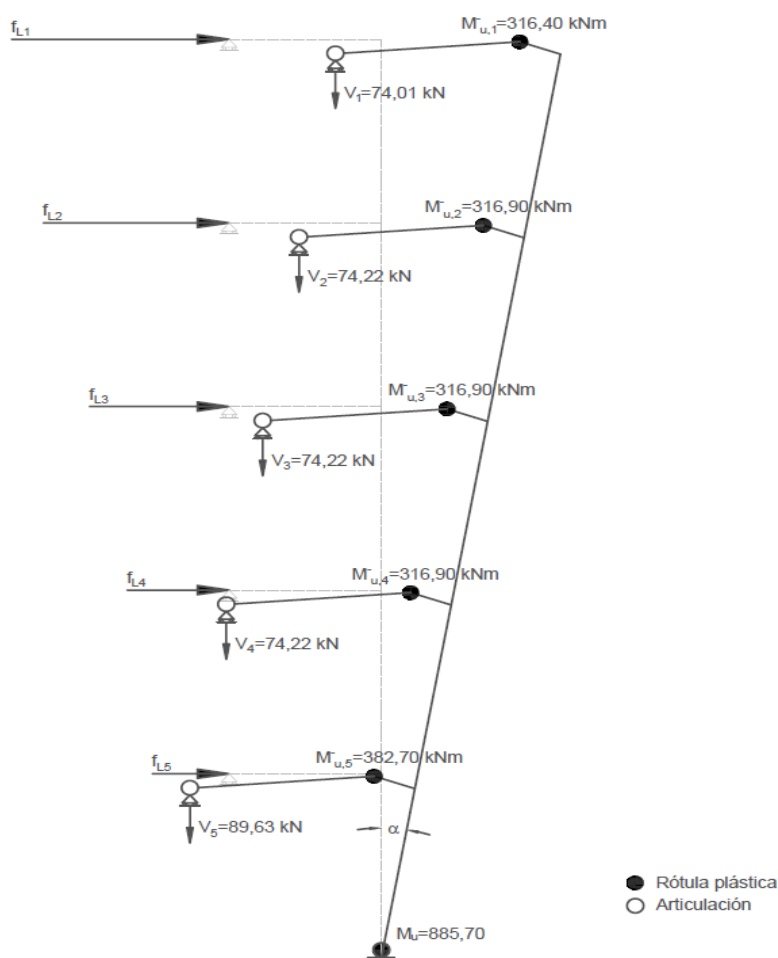


Fig. 31. Análisis plástico del pórtico en el soporte equivalente al pilar 58

Se iguala el trabajo de las fuerzas exteriores con el trabajo interno, teniendo en cuenta que $\delta_T = \alpha \cdot H$, $H = 16,20 \text{ m}$ y $L = 9,00 \text{ m}$, de forma que resulta la siguiente ecuación:

$$W_{ext} = W_{int}; f_{L \max} \cdot [1 \quad 1,22 \quad 1,04 \quad 0,75 \quad 0,40] \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 0,80 \\ 0,60 \\ 0,40 \\ 0,20 \end{bmatrix} \cdot H \cdot \alpha =$$

$$\alpha(M_{u,pilar}) + \alpha \cdot (1 + \frac{d_R}{(0,5 \cdot L) - d_R}) \cdot \sum (M_{u,vigas}) \quad (27)$$

Dónde:

- $H = 16,20 \text{ m}$
- $L = \text{Longitud del vano}$
- $d_R = \text{Distancia de la rótula plástica} = 0,23 \text{ m}$
- $M_{u,pilar} = 885,70 \text{ kNm}$
- $\sum(M_{u,vigas}) = (361,40 + 316,90 \cdot 3 + 382,70) \text{ kN}$

Eliminando α y despejando $f_{L \max}$:

$$f_{L \max} = \frac{(M_{u,pilar}) + (1 + \frac{0,23}{(0,5 \cdot 9,00) - 0,23}) \cdot \sum(M_{u,vigas})}{48,28} = 54,36 \text{ kN}$$

Finalmente se obtienen las fuerzas laterales reales para que se produzca el mecanismo en este soporte:

$$[f_L] = f_{L \max} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 1,22 \\ 1,04 \\ 0,75 \\ 0,40 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 54,36 \\ 65,32 \\ 56,53 \\ 40,77 \\ 21,74 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Conocidas estas fuerzas laterales $[f_L]$, se realiza, a nivel de planta, una distribución de momentos cortantes, estableciendo resultados en el nudo superior e inferior del pilar para cada planta.

La **Fig. 32** muestra una representación gráfica del equilibrio para las dos primeras plantas en el pilar 58.

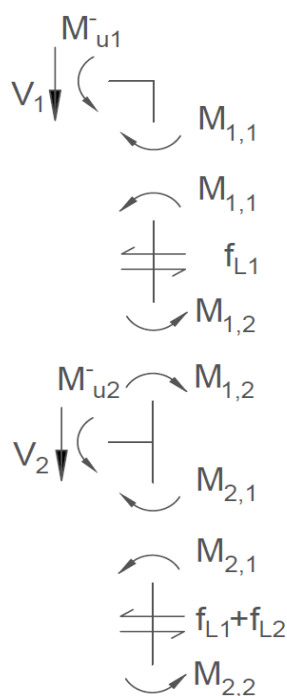


Fig. 32. Esquema de esfuerzos para los niveles superiores del pilar 58

Como resultado, el equilibrio para cada nudo permite extraer el momento en cada uno de ellos mediante las siguientes expresiones:

Nivel de pilar	Expresiones	
	Parte superior	Parte inferior
4ª Planta	$M_{1,1} = M_{u,1}^- + V_1$	$M_{1,2} = (f_{L1} \cdot h) - M_{1,1}$
3ª Planta	$M_{2,1} = M_{u,2}^- + V_2 - M_{1,2}$	$M_{2,2} = ((f_{L1} + f_{L2}) \cdot h) - M_{2,1}$
2ª Planta	$M_{3,1} = M_{u,3}^- + V_3 - M_{2,2}$	$M_{3,2} = ((f_{L1} + f_{L2} + f_{L3}) \cdot h) - M_{3,1}$
1ª Planta	$M_{4,1} = M_{u,4}^- + V_4 - M_{3,2}$	$M_{4,2} = ((f_{L1} + f_{L2} + f_{L3} + f_{L4}) \cdot h) - M_{4,1}$
Planta baja	$M_{5,1} = M_{u,5}^- + V_5 - M_{4,2}$	$M_{5,2} = ((f_{L1} + f_{L2} + f_{L3} + f_{L4} + f_{L5}) \cdot h) - M_{5,1}$

Tabla 28. Expresiones de cálculo de momentos solicitantes para el pilar 58

Una vez planteado el equilibrio de la estructura, para cada nudo de cada soporte analizado, se obtienen los siguientes momentos en los pilares:

	Resultados (kNm)		
	P53	P56	P58
$M_{1,1}$	381,08	720,86	333,44
$M_{1,2}$	157,03	419,31	157,32
$M_{2,1}$	633,59	1092,21	491,29
$M_{2,2}$	136,21	422,77	100,29
$M_{3,1}$	612,76	1095,67	434,25
$M_{3,2}$	117,63	112,63	139,92
$M_{4,1}$	358,93	782,84	194,05
$M_{4,2}$	539,49	426,36	512,21
$M_{5,1}$	56,93	313,20	108,90
$M_{5,2}$	1044,97	1016,62	885,62

Tabla 29. Momentos solicitantes en nudos de soportes analizados

6.2.5.4 Verificación final del mecanismo de colapso

Para verificar que, efectivamente, el mecanismo de colapso adoptado pilar fuerte – viga débil se cumple y se llevará a cabo en caso de que la estructura se vea sometida a esfuerzos sísmicos, es necesario comprobar que los momentos a flexión cortante de los pilares, obtenidos mediante el equilibrio en el cálculo con trabajos virtuales en el apartado 6.2.5.3., no sean superiores a los momentos últimos para cada sección de los pilares.

Debido a la variación de armado por planta para cada uno de los pilares, es necesario realizar un análisis por planta de la capacidad a momento de los pilares, por lo que se introduce cada una de las secciones, con su armado correspondiente, en el programa de cálculo y análisis Response2000, de forma que se obtienen los momentos últimos de cada pilar para cada planta individualmente.

A continuación, para mostrar los resultados obtenidos con el programa y a modo de simplificar la cantidad de información, se presentan los datos del pilar 53 directamente desde el interfaz del propio software, mientras que para el resto de pilares se establece una tabla resumen.

→ P53

– Planta baja y Primera Planta

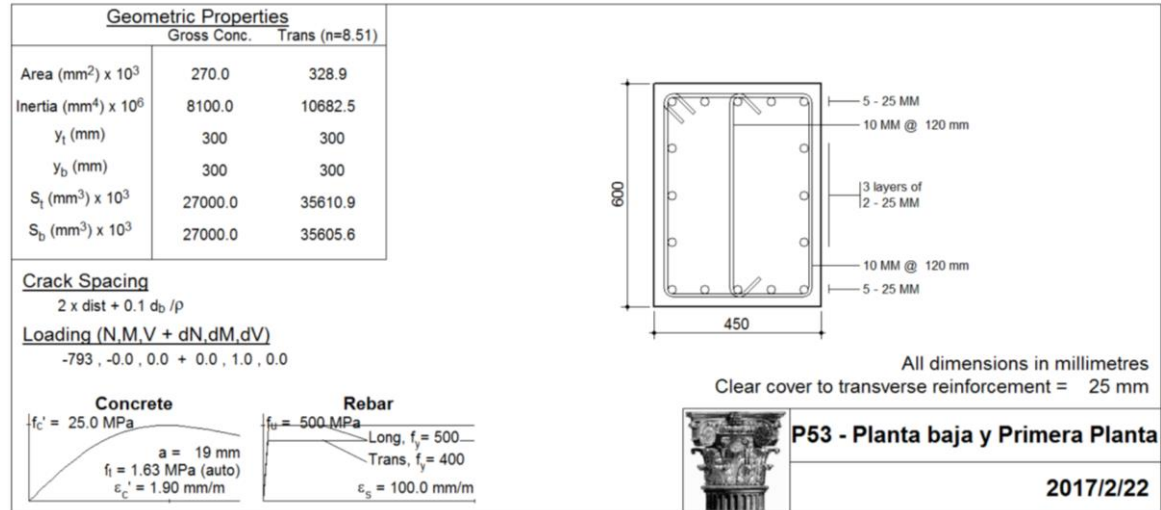


Fig. 33. Datos del pilar 53 en planta baja y primera planta (Ref. [6])

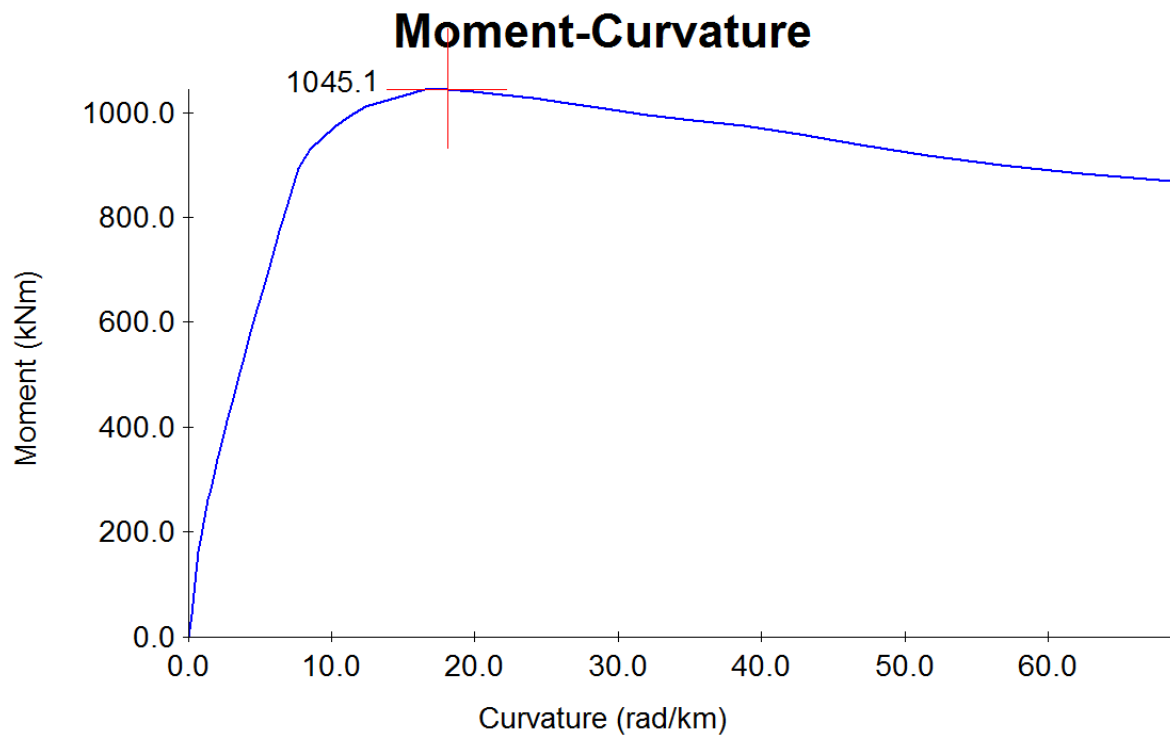


Fig. 34. Gráfica Momento-Curvatura del pilar 53 en planta baja y primera planta (Ref. [6])

– Segunda planta

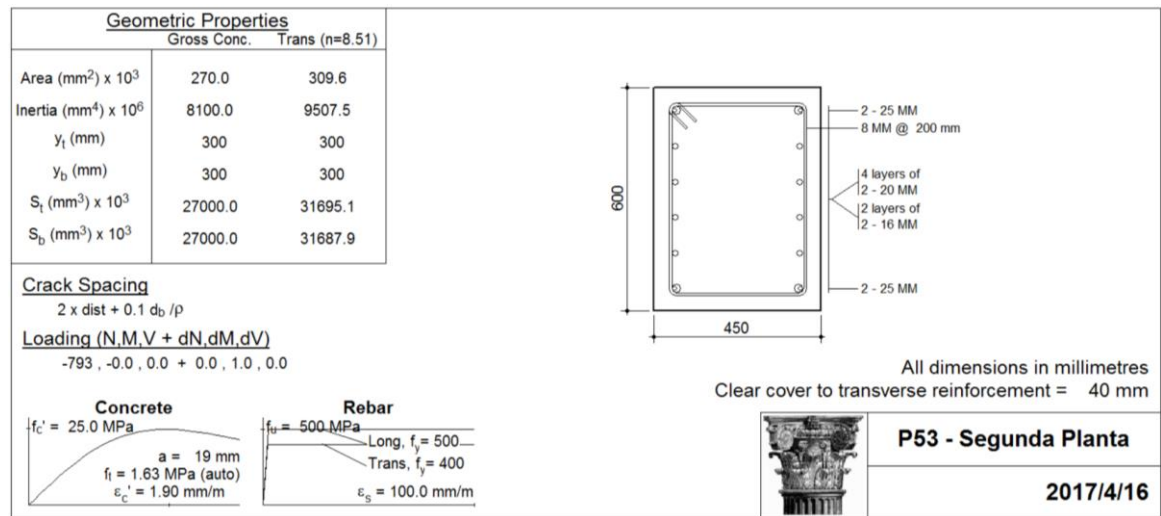


Fig. 35. Datos del pilar 53 en segunda planta (Ref. [6])

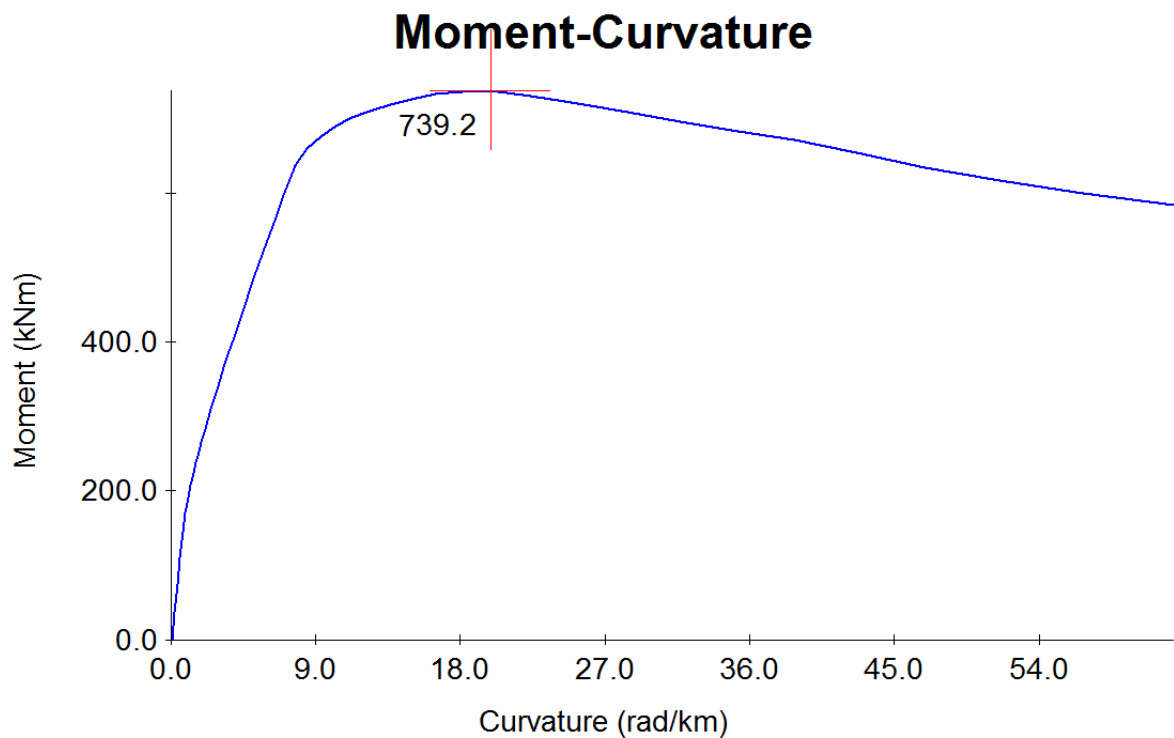


Fig. 36. Gráfica Momento-Curvature del pilar 53 en segunda planta (Ref. [6])

– Tercera planta

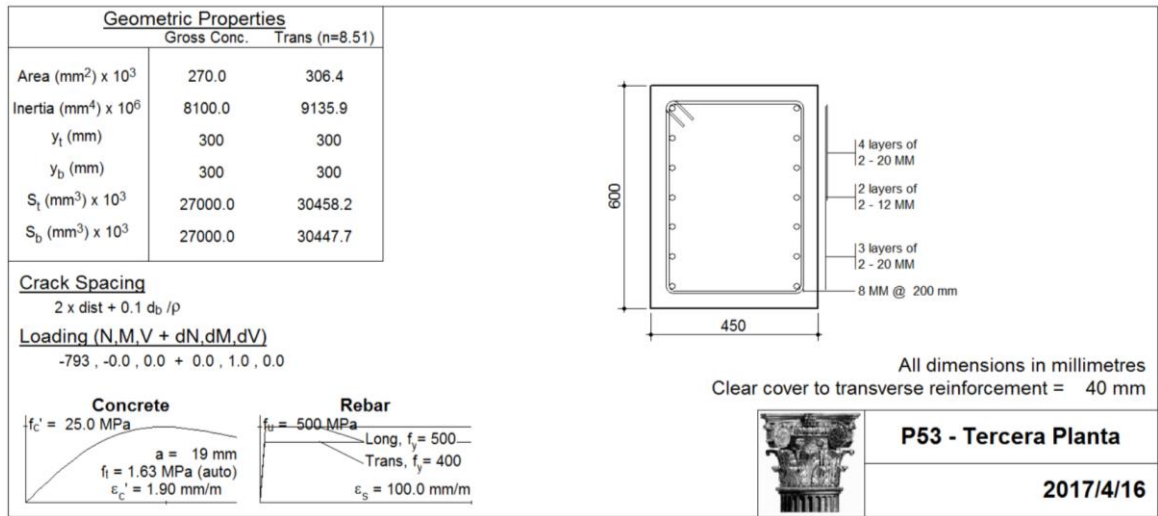


Fig. 37. Datos del pilar 53 en tercera planta (Ref. [6])

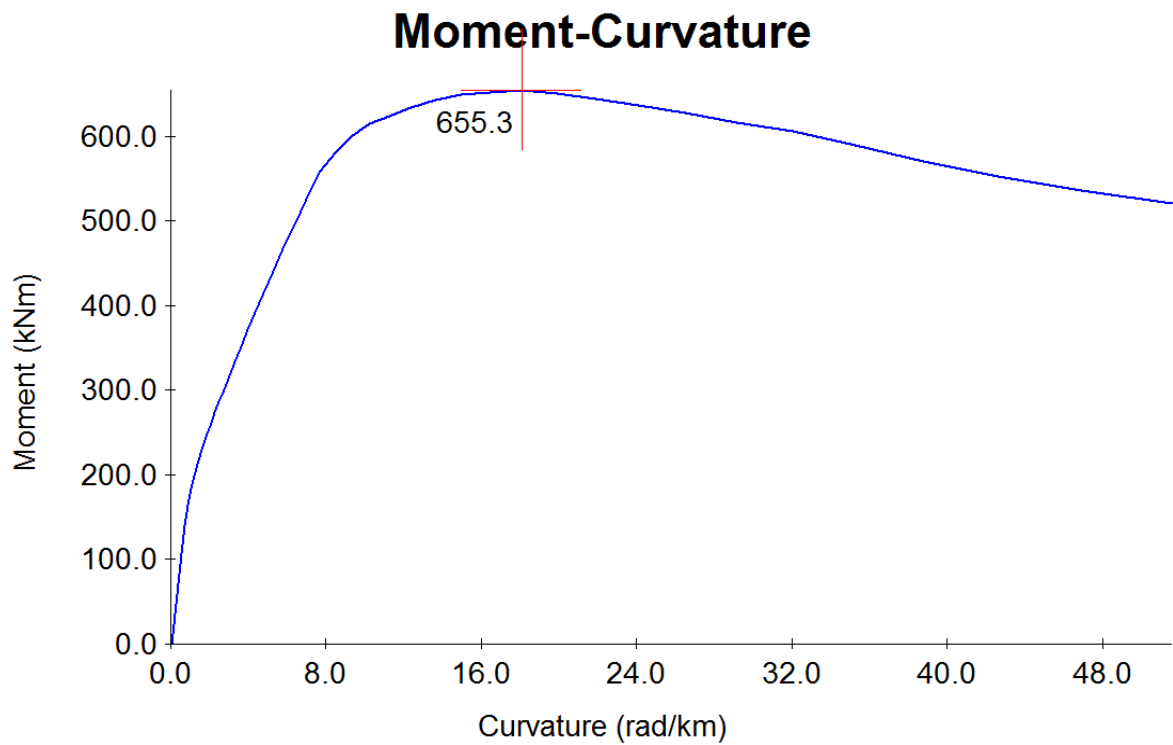


Fig. 38. Gráfica Momento-Curvatura del pilar 53 en tercera planta (Ref. [6])

– Cuarta planta

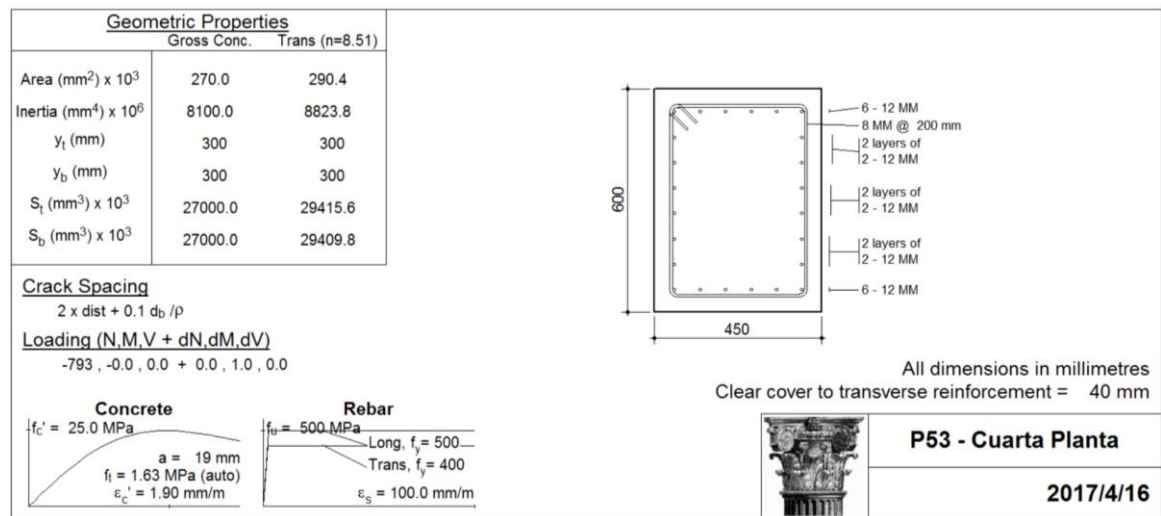


Fig. 39. Datos del pilar 53 en cuarta planta (Ref. [6])

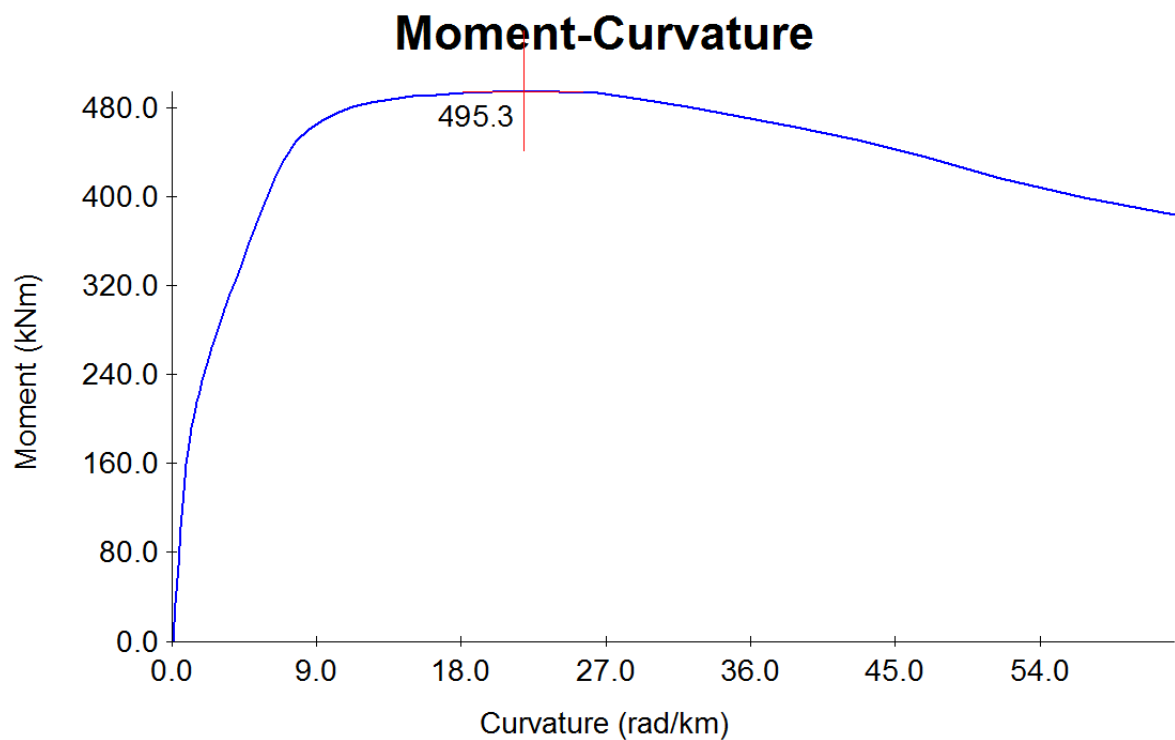


Fig. 40. Gráfica Momento-Curvatura del pilar 53 en cuarta planta (Ref. [6])

→ P56 Y P58

Nivel de pilar	P56	P58
4ª Planta	$M_1 = 636,10 \text{ kN}$	$M_1 = 605,80 \text{ kN}$
3ª Planta	$M_2 = 806,60 \text{ kN}$	$M_2 = 683,40 \text{ kN}$
2ª Planta	$M_3 = 854,10 \text{ kN}$	$M_3 = 885,70 \text{ kN}$
1ª Planta	$M_4 = 1027,50 \text{ kN}$	$M_4 = 885,70 \text{ kN}$
Planta baja	$M_5 = 1027,50 \text{ kN}$	$M_5 = 885,70 \text{ kN}$

Tabla 30. Capacidad a momento o momento resistente de los pilares por planta

Si se comparan estos resultados obtenidos con el programa Response2000, que muestran la capacidad a momento de los pilares, con los valores calculados en el estudio y análisis por capacidad cuando intervienen las fuerzas laterales, el esquema de la estructura a momentos flectores en pilares es el siguiente:



Fig. 41. Análisis por planta del momento resistente y solicitado en cada pilar

Como se puede comprobar, gran parte de la estructura tiene una capacidad a momento superior a la que se vería sometida en caso de sismo, pero existen zonas localizadas, desde la 2ª hasta la 4ª planta del pilar 56, donde la capacidad a momento en los pilares es inferior a la requerida en el equilibrio para que las rótulas plásticas se formen en los extremos de las vigas y no en los propios pilares, por lo que es necesario adoptar soluciones para que el mecanismo pilar fuerte – viga débil se pueda llevar a cabo en estas zonas.

La solución a adoptar en la 4ª planta del pilar 56 consiste en dar continuidad al armado dispuesto en la planta inmediatamente inferior, de este modo se obtiene el momento resistente $M_1 = 806,60 \text{ kNm}$, mientras que los momentos en los extremos superior e inferior del pilar en esa misma planta quedarían por debajo de este valor, por lo que el fallo ya no se produciría en el pilar.

Para solucionar el problema de capacidad en la 2ª y 3ª planta del edificio es necesario realizar variaciones en el armado del pilar, debido a que continuar el armado de las plantas inferiores no garantiza una resistencia suficiente. Dado que la dimensión del pilar es constante para todas las plantas y que no se pretende variar esta circunstancia, se procede a calcular un armado que garantice la resistencia cumpliendo los requisitos que indica la EHE-08 [3] en el apartado 69.4.1, que establece que la distancia entre barras aisladas debe ser igual o superior al mayor de los tres valores siguientes:

- 20 milímetros
- El diámetro de la mayor
- 1,25 veces el tamaño máximo del árido

El objetivo es que el armado que se disponga sea capaz de soportar un momento $M = 1095,67 \text{ kNm}$, por lo que empleando el programa Response2000 para el cálculo se obtiene el siguiente resultado, reflejado en la **Fig. 42** y **Fig. 43**.

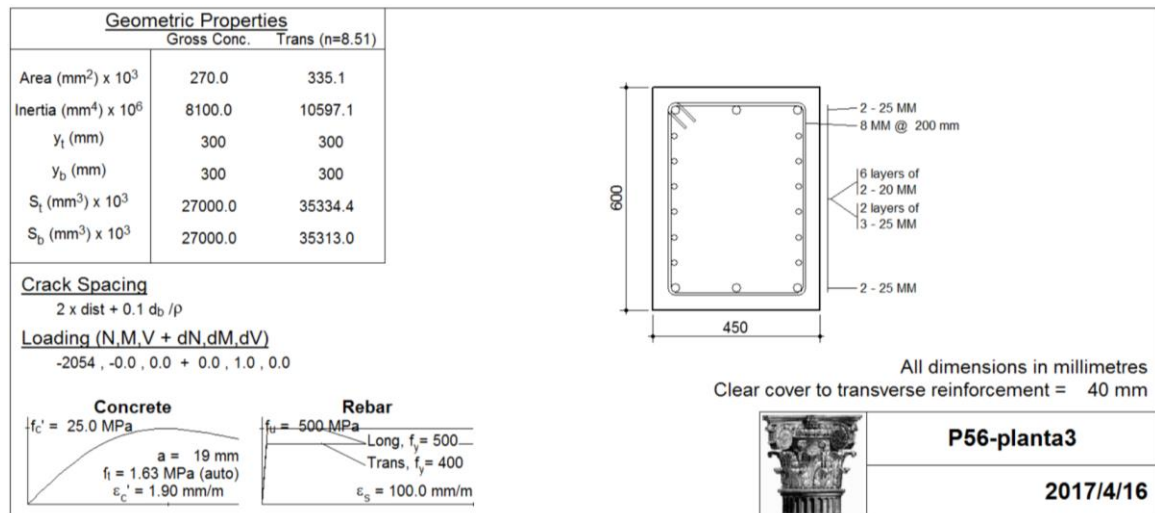


Fig. 42. Datos del pilar 56 en tercera planta (Ref. [6])

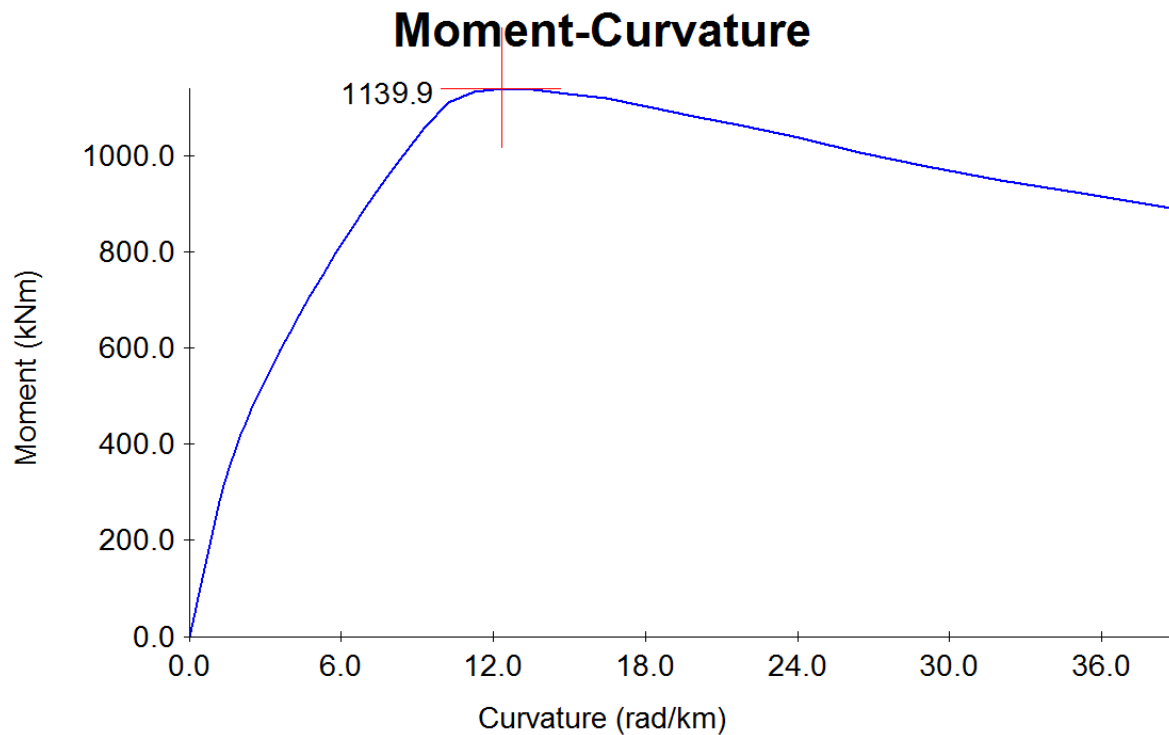


Fig. 43. Gráfica Momento-Curvatura del pilar 56 en tercera planta (Ref. [6])

Una vez realizados los cambios pertinentes en el pilar 56, el esquema final de distribución de momentos resultante en el equilibrio por el cálculo de trabajos virtuales y la capacidad a momento de los propios pilares, según el armado final en cada planta, queda según se muestra en la **Fig. 44**.

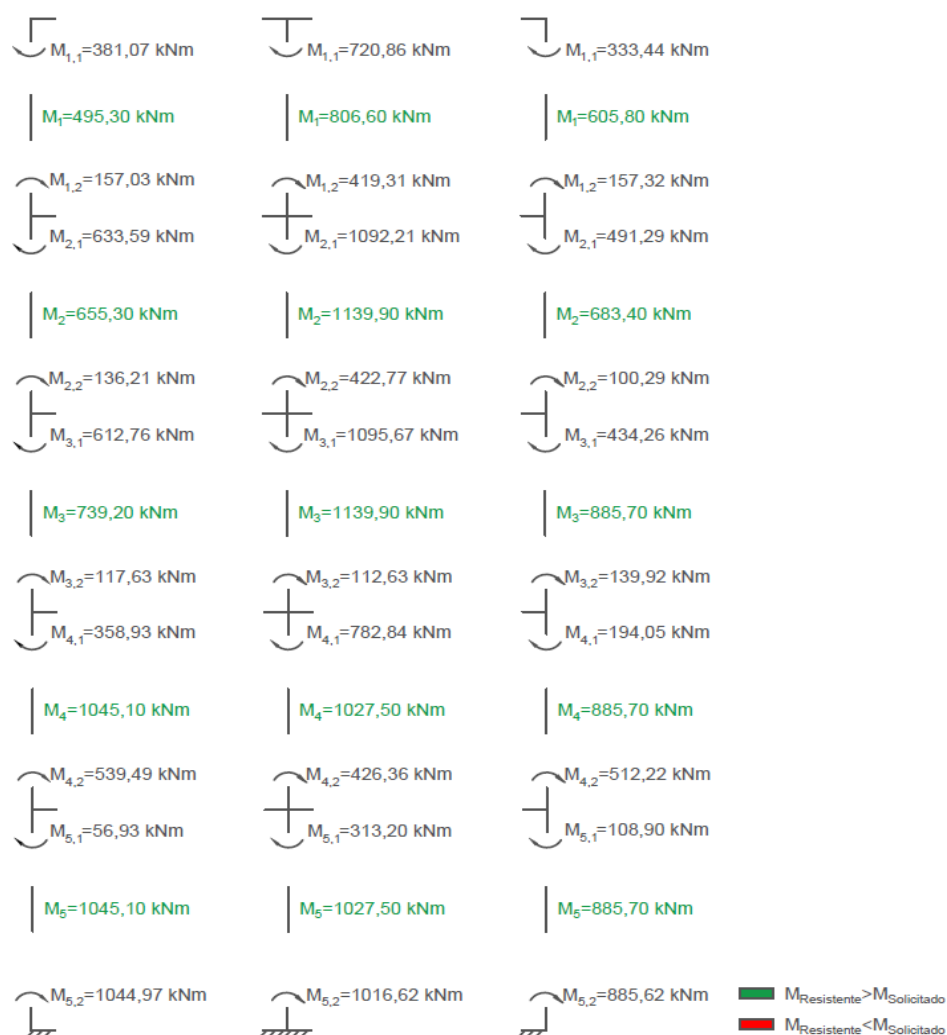


Fig. 44. Análisis por planta del momento resistente y solicitado en cada pilar

Como conclusión del apartado, se ha extraído del programa Response2000, para cada sección de armado de vigas y pilares, los momentos máximos solicitantes que corresponden con el momento pico resistente en la gráfica Momento-Curvatura, para continuar con el proceso de cálculo en el que se lleva a la estructura al equilibrio mediante trabajos virtuales, de forma que se reparten los momentos solicitantes para cada planta de cada pilar. Por último, se ha comprobado si esos momentos solicitantes son mayores o menores que los momentos pico resistentes para cada sección del pilar, habiendo sido necesario el rearmado en los tres niveles superiores del pilar interior 56 para que, efectivamente, se consiga un equilibrio en el que los esfuerzos se reparten de tal forma que son los extremos de las vigas los que se ven obligados a generar rótulas plásticas, mientras que los pilares mantienen una capacidad resistente superior a la solicitación. Dicho esto, queda claro que, habiendo supuesto el caso más desfavorable posible en el cálculo, con los valores de sismo mayores según la zona geográfica y los momentos solicitantes máximos para cada sección, no se puede ver afectada la integridad del pilar.

7 ANÁLISIS DE UNIONES PREFABRICADAS

En el siguiente capítulo se lleva a cabo el cálculo, dimensionado y análisis de las conexiones dúctiles existentes en las juntas pilar-viga, habiendo seleccionado una tipología de conexión atornillada de alta capacidad de disipación de energía a través de conectores dúctiles DDC (Dywidag Ductile Connector). Los planos de referencia de estas uniones se encuentran en el capítulo 10. Anexo I Planos, N° Plano 9.

7.1 Conectores dúctiles DDC

Este tipo de conectores son muy útiles en la construcción con elementos prefabricados, ya que permite mejorar el comportamiento sismorresistente al establecer dónde se van a producir las deformaciones y garantizar la disipación de energía para evitar una posible rotura frágil, además de aumentar el rendimiento del resto de elementos de la estructura y limitar la carga de corte y flexión en las vigas.

La capacidad del sistema se desarrolla directamente a partir de mecanismos de transferencia de carga aceptados y condiciones de equilibrio, siendo el elemento clave del comportamiento del sistema los conectores dúctiles dispuestos en el interior del pilar, que poseen un límite elástico de 415 MPa, y las barras Dywidag de alta resistencia dispuestas en el interior de la viga, con un límite elástico de 2000 MPa. Además, estos conectores poseen una particular relación tensión-deformación que permite alcanzar un valor último de deformación de $\varepsilon_u = 0.25$, mientras que para barras convencionales de acero corrugado este valor último se encuentra entorno a $\varepsilon_u = 0.10$, lo que dotan en definitiva a estos conectores DDC de una ductilidad muy superior a la que pueda ofrecer cualquier otro sistema que emplee acero corrugado.

La siguiente **Fig. 45**, extraída del libro *Seismic Design of Reinforced* [2], es una representación genérica del mecanismo adoptado:

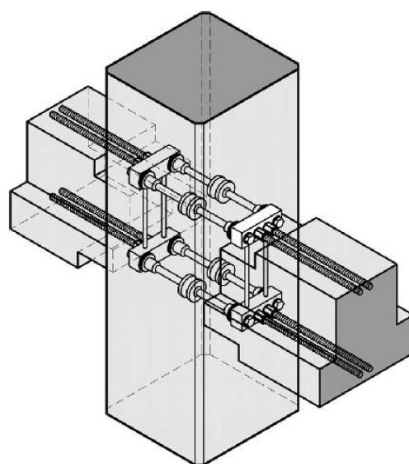


Fig. 45. Detalle del conector DDC (Ref. [2])

7.2 Cálculo del conector en la junta pilar-viga

En el apartado 6.2. de este estudio técnico se ha realizado el cálculo por capacidad de la estructura, donde se han tomado como datos los correspondientes a la opción 3 mediante el cálculo por Response2000. Es decir, los cálculos realizados en el método de los trabajos virtuales se han llevado a cabo teniendo en cuenta que se ha extraído, para cada una de las secciones, su capacidad resistente a momento según el Momento pico. Estos valores se encuentran reflejados en la **Fig. 25**.

7.2.1 *Compatibilidad de giros en relación a los valores de desplazamiento de Cype*

En función de la capacidad a momento seleccionada en vigas y pilares, viene determinada la curvatura y por ende el giro de cada uno de ellos, de forma que se ve afectado el valor final de desplazamiento de la cubierta del edificio. Al emplear para los cálculos el momento pico de cada una de las secciones, para el valor del ángulo de giro de los pilares en relación con los valores resultantes de Cype, puede darse dos situaciones:

- 1) si el ángulo de giro de los pilares resultante, empleando los valores de Momento pico, es mayor que el obtenido por Cype, el cálculo se habrá realizado en el peor de los casos posibles habiendo introducido para el equilibrio mediante trabajos virtuales el máximo momento posible para cada sección y un giro resultante mayor que el estimado por Cype.
- 2) si por el contrario el ángulo de giro de los pilares resultante, según los valores de Momento pico, es menor que el que ofrece Cype en su cálculo, esto significa que, aunque para el cálculo por capacidad se haya empleado el máximo momento posible en cada sección, con los valores de Cype se obtiene una curvatura en los pilares y las vigas mayor, y se podría ver afectada la capacidad resistente a momento de las secciones.

Por todo ello, se realiza a continuación una verificación en la que se calculan el giro de los pilares y las vigas, además de la deformación del conector, comprobando la compatibilidad de resultados entre los que ofrece el programa Cype, según el desplazamiento en cubierta, y los obtenidos con el momento pico obtenido con el programa Response2000.

7.2.1.1 Ángulo de giro y curvatura del pilar

Para cada soporte analizado:

→ P53

– **Empleando los valores de Response2000 (M_{pico})**

Los resultados obtenidos en este apartado vienen denominados por el subíndice p.

El ángulo de giro del pilar viene determinado por la suma del giro elástico y plástico, $\alpha = \alpha_e + \alpha_p$, pero dado que el primero es considerablemente menor se puede despreciar y toma el valor de 0. Para el cálculo del giro plástico se emplea la siguiente ecuación:

$$\alpha_p = \phi_p \cdot l_p \quad (28)$$

Dónde:

- ϕ_p = Curvatura plástica
- l_p = Longitud plástica

La longitud plástica para vigas con valores altos de estribado y mejor detalle en el atado de estribos viene determinada por un canto de la sección, según indican las normativas NCSE-02[1] y ACI 318-11[4], por lo que $l_p = 0,60 m$, mientras que la curvatura plástica se obtiene por la diferencia entre la curvatura pico y la curvatura de fluencia.

Para obtener ambos valores se recurre a los datos de la gráfica de Momento-Curvatura del programa Response2000 y se extraen a Excel, de forma que el M_{pico} estará marcado en la gráfica, y para obtener la curvatura de fluencia de la sección se toma el 60% de la carga máxima, en este caso del M_{pico} . Esto es debido a que el hormigón es capaz de soportar cargas hasta el 60% de su capacidad con una garantía próxima al 100%.

La gráfica Momento-Curvatura con los valores de interés indicados queda reflejada en la **Fig. 46**.

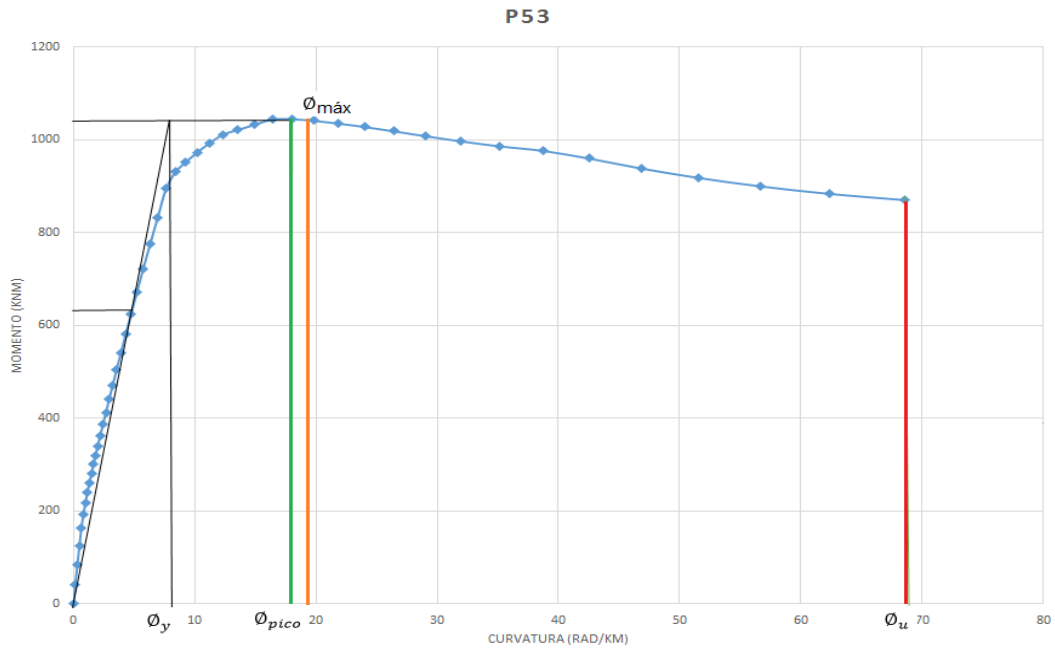


Fig. 46. Gráfica Momento-Curvatura del pilar 53

Por lo que la curvatura plástica, la curvatura última y el ángulo del pilar 53 tomando los datos de Response2000:

$$\phi_p = \phi_{pico} - \phi_y = 0,018 - 0,008 = 0,01 \text{ rad/m}$$

$$\phi_u = 0,0686 \text{ rad/m}$$

$$\alpha_p = \phi_p \cdot l_p = 0,01 \cdot 0,60 = 0,60\%$$

– **Empleando los valores de Cype ($M_{m\acute{a}x}$)**

Los resultados obtenidos en este apartado vienen denominados por el subíndice máx.

La relación aritmética entre el ángulo del pilar, el desplazamiento en cubierta y la altura del edificio viene determinada por la siguiente ecuación:

$$\alpha_{m\acute{a}x} = \frac{\delta_{m\acute{a}x}}{H - (h/2)} \quad (29)$$

Dónde:

- δ_{max} = Desplazamiento en cubierta = 109,87 mm
- H = Altura del edificio = 16,20 m
- h = Canto de la sección = 0,60 m

De la ecuación (29) se obtiene el ángulo de giro del pilar:

$$\alpha_{m\acute{a}x} = \frac{\delta_{m\acute{a}x}}{H - (h/2)} = \frac{109,87}{16200 - 600} = 0,69\%$$

Una vez calculado el ángulo de giro del pilar según Cype se puede obtener la curvatura máxima, que equivale a la curvatura pico del apartado anterior, tomando los datos de la **Fig. 46**:

$$\alpha_{m\acute{a}x} = (\phi_{m\acute{a}x} - \phi_y) \cdot l_p; \phi_{m\acute{a}x} = \frac{\alpha_{m\acute{a}x}}{l_p} + \phi_y = 0,0195 \text{ rad/m}$$

Dónde:

- $\alpha_{m\acute{a}x} = 0,69 \%$
- $l_p = 0,60 \text{ m}$
- $\phi_y = 0,008 \text{ rad/m}$

→ P56

- *Empleando los valores de Response2000 (M_{pico})*

Los resultados obtenidos en este apartado vienen denominados por el subíndice p.

Siguiendo el mismo proceso para generar la gráfica Momento-Curvatura que en el pilar 53, queda:

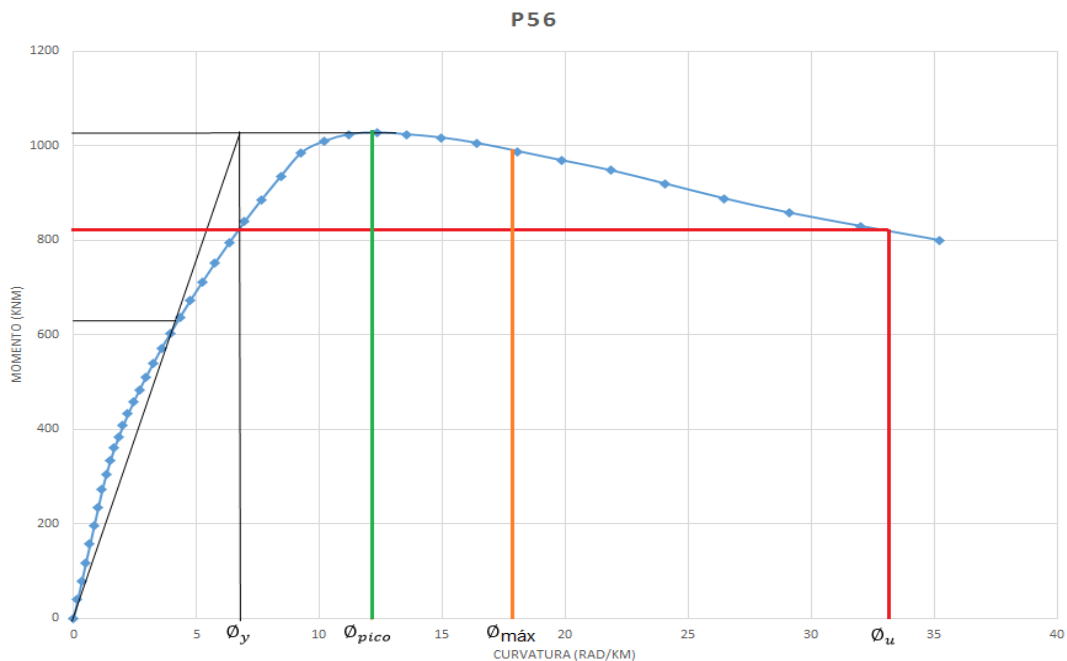


Fig. 47. Gráfica Momento-Curvatura del pilar 56

Por lo que la curvatura plástica, la curvatura última y el ángulo del pilar 56 tomando los datos de Response2000:

$$\phi_p = \phi_{pico} - \phi_y = 0,0124 - 0,007 = 0,0054 \text{ rad/m}$$

$$\phi_u = 0,0337 \text{ rad/m}$$

$$\alpha_p = \phi_p \cdot l_p = 0,0054 \cdot 0,60 = 0,324\%$$

– **Empleando los valores de Cype ($M_{m\acute{a}x}$)**

Los resultados obtenidos en este apartado vienen denominados por el subíndice máx.

Se toma el valor del desplazamiento en cubierta estimado por el programa Cype y se obtiene por cálculo aritmético el ángulo de giro del pilar, siguiendo la ecuación (29):

$$\alpha_{m\acute{a}x} = 0,69\%$$

Una vez calculado el ángulo de giro del pilar según Cype se puede obtener la curvatura máxima, que equivale a la curvatura pico del apartado anterior, tomando los datos de la **Fig. 47**:

$$\alpha_{m\acute{a}x} = (\phi_{m\acute{a}x} - \phi_y) \cdot l_p; \phi_{m\acute{a}x} = \frac{\alpha_{m\acute{a}x}}{l_p} + \phi_y = 0,0185 \text{ rad/m}$$

Dónde:

- $\alpha_{m\acute{a}x} = 0,69 \%$
- $l_p = 0,60 \text{ m}$
- $\phi_y = 0,007 \text{ rad/m}$

→ **P58**

– **Empleando los valores de Response2000 (M_{pico})**

Los resultados obtenidos en este apartado vienen denominados por el subíndice p.

Siguiendo el mismo proceso para generar la gráfica Momento-Curvatura que en el pilar 53 y 56, el resultado se muestra en la **Fig. 48**.

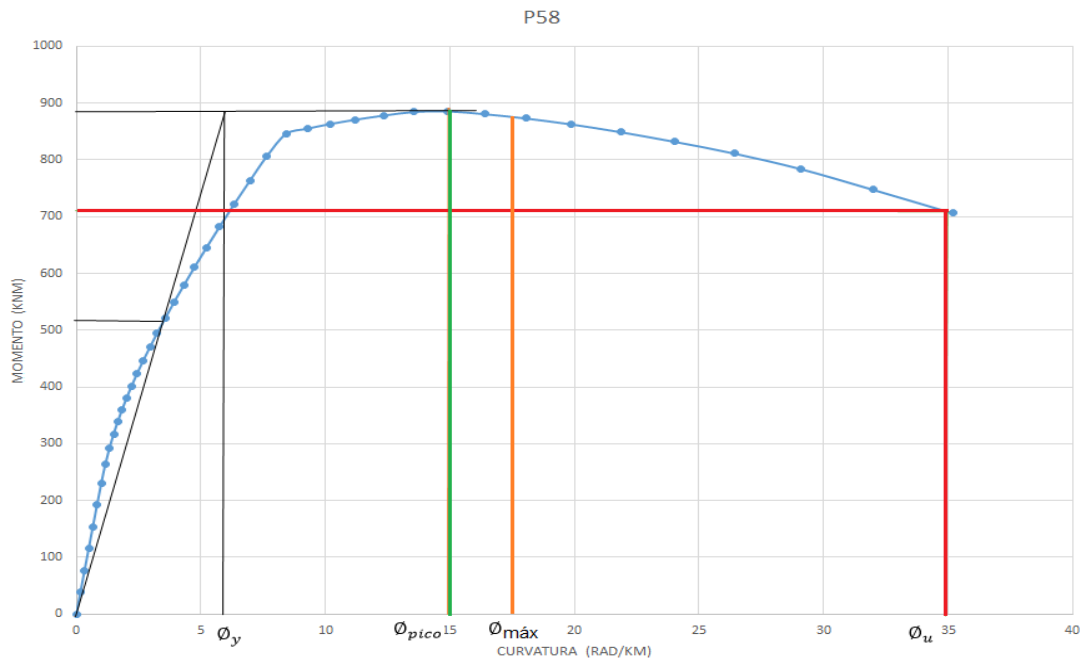


Fig. 48. Gráfica Momento-Curvatura del pilar 58

Por lo que la curvatura plástica, la curvatura última y el ángulo del pilar 58 tomando los datos de Response2000:

$$\phi_p = \phi_{pico} - \phi_y = 0,015 - 0,006 = 0,009 \text{ rad/m}$$

$$\phi_u = 0,035 \text{ rad/m}$$

$$\alpha_p = \phi_p \cdot l_p = 0,009 \cdot 0,60 = 0,54\%$$

– **Empleando los valores de Cype ($M_{máx}$)**

Los resultados obtenidos en este apartado vienen denominados por el subíndice máx.

Se toma el valor del desplazamiento en cubierta estimado por el programa Cype y se obtiene por cálculo aritmético el ángulo de giro del pilar, siguiendo la ecuación (29):

$$\alpha_{máx} = 0,69\%$$

Calculado el ángulo de giro del pilar según Cype, se puede obtener la curvatura máxima, equivalente a la curvatura pico del apartado anterior, tomando datos de la **Fig. 48**

$$\alpha_{máx} = (\phi_{máx} - \phi_y) \cdot l_p; \phi_{máx} = \frac{\alpha_{máx}}{l_p} + \phi_y = 0,0175 \text{ rad/m}$$

Dónde:

- $\alpha_{m\acute{a}x} = 0,69 \%$
- $l_p = 0,60 \text{ m}$
- $\phi_y = 0,006 \text{ rad/m}$

Si se compara el momento que corresponde con la curvatura máxima (obtenido con los datos de Cype) con el que corresponde con la curvatura pico (obtenido tomando el momento pico de Response2000):

	$M_{pico}(KNm)$	$M_{m\acute{a}x}(KNm)$
P53	1045,00	1041,00
P56	1027,00	995,00
P58	885,00	880,00

Tabla 31. Momento de los pilares según valores de Cype y Response2000

Como se puede comprobar, con los valores de Cype la capacidad a momento es menor de lo que se ha propuesto como momentos resistentes tomando el momento pico, pues la curvatura con el valor de desplazamiento en cubierta de Cype es mayor que la que se obtiene mediante Response2000, pero la variación entre el Momento Pico empleado en el cálculo de trabajos virtuales y el Momento Máximo resultante de Cype es considerablemente pequeña.

7.2.1.2 Ángulo de giro de las vigas

Debido a que en uniones dúctiles prefabricadas la componente elástica del giro es despreciable respecto a la componente plástica, la relación entre el ángulo de giro de los pilares y el de las vigas viene establecida por la siguiente ecuación:

$$\vartheta_{viga} = \alpha_{pilar} \cdot \left(1 + \frac{d_R}{0,50 \cdot L - d_R}\right) \quad (30)$$

Dónde:

- α_{pilar} = Ángulo del pilar
- L = Longitud del vano en m
- d_R = Distancia de rótulas plásticas al pilar = 0,23 m

La representación gráfica se muestra en la siguiente figura:

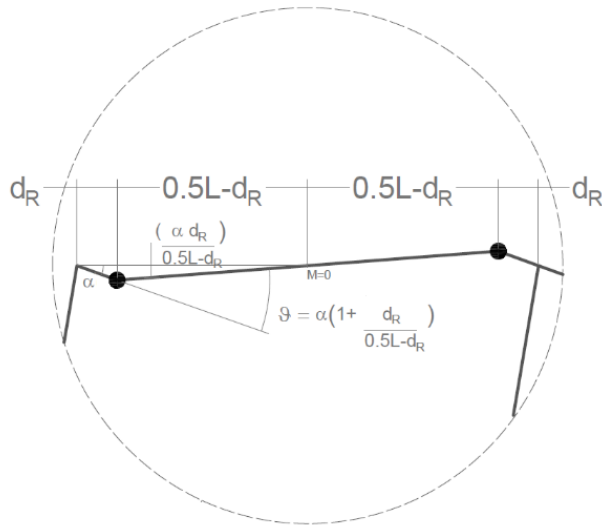


Fig. 49. Relación de ángulos pilar-viga

El ángulo de giro de las vigas, según la relación que guardan con el ángulo del pilar es:

➔ **P53**

– **Empleando los valores de Response2000 (M_{pico})**

$$\vartheta_p = \alpha_p \cdot \left(1 + \frac{d_R}{0,50 \cdot L - d_R}\right) = 0,006 \cdot \left(1 + \frac{0,23}{0,50 \cdot 9 - 0,23}\right) = 0,60\%$$

– **Empleando los valores de Cype ($M_{máx}$)**

$$\vartheta_{máx} = \alpha_{máx} \cdot \left(1 + \frac{d_R}{0,50 \cdot L - d_R}\right) = 0,00691 \cdot \left(1 + \frac{0,23}{0,50 \cdot 9 - 0,23}\right) = 0,73\%$$

➔ **P56**

– **Empleando los valores de Response2000 (M_{pico})**

$$\vartheta_p = \alpha_p \cdot \left(1 + \frac{d_R}{0,50 \cdot L - d_R}\right) = 0,00324 \cdot \left(1 + \frac{0,23}{0,50 \cdot 6,8 - 0,23}\right) = 0,35\%$$

– **Empleando los valores de Cype ($M_{máx}$)**

$$\vartheta_{máx} = \alpha_{máx} \cdot \left(1 + \frac{d_R}{0,50 \cdot L - d_R}\right) = 0,00691 \cdot \left(1 + \frac{0,23}{0,50 \cdot 6,8 - 0,23}\right) = 0,74\%$$

➔ **P58**

– **Empleando los valores de Response2000 (M_{pico})**

$$\vartheta_p = \alpha_p \cdot \left(1 + \frac{d_R}{0,50 \cdot L - d_R}\right) = 0,0054 \cdot \left(1 + \frac{0,23}{0,50 \cdot 9 - 0,23}\right) = 0,57\%$$

– **Empleando los valores de Cype ($M_{m\acute{a}x}$)**

$$\vartheta_{m\acute{a}x} = \alpha_{m\acute{a}x} \cdot \left(1 + \frac{d_R}{0,50 \cdot L - d_R} \right) = 0,00691 \cdot \left(1 + \frac{0,23}{0,50 \cdot 9 - 0,23} \right) = 0,73\%$$

7.2.1.3 Deformación del conector

Una vez establecido el giro al que se verá sometida la sección de la viga, es necesario conocer el valor del incremento de longitud de los conectores dúctiles debido a ese mismo giro, para posteriormente determinar el valor de deformación según la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta l}{L_c} \quad (31)$$

Dónde:

- Δl = Incremento de longitud de los conectores
- L_c = Longitud del conector en la viga

La longitud del conector en el pilar tiene un valor igual a ½ del canto del propio pilar, teniendo éste un valor de $h=45$ cm, mientras que el incremento del conector debido al giro experimentado por la sección se calcula según la relación aritmética siguiente:

$$\Delta_{Lc} = \tan \vartheta \cdot (d - d') \quad (32)$$

Teniendo en cuenta la aproximación para ángulos pequeños de las leyes trigonométricas cuando éste tiende a cero, la tangente del ángulo pasa a ser el ángulo, y la ecuación queda:

$$\Delta_{Lc} = \vartheta \cdot (d - d') \quad (33)$$

Dónde:

- ϑ = Giro de la viga
- $(d - d') = (500-41-41) = 418$ mm

La **Fig. 50** muestra una representación gráfica del giro de la viga:

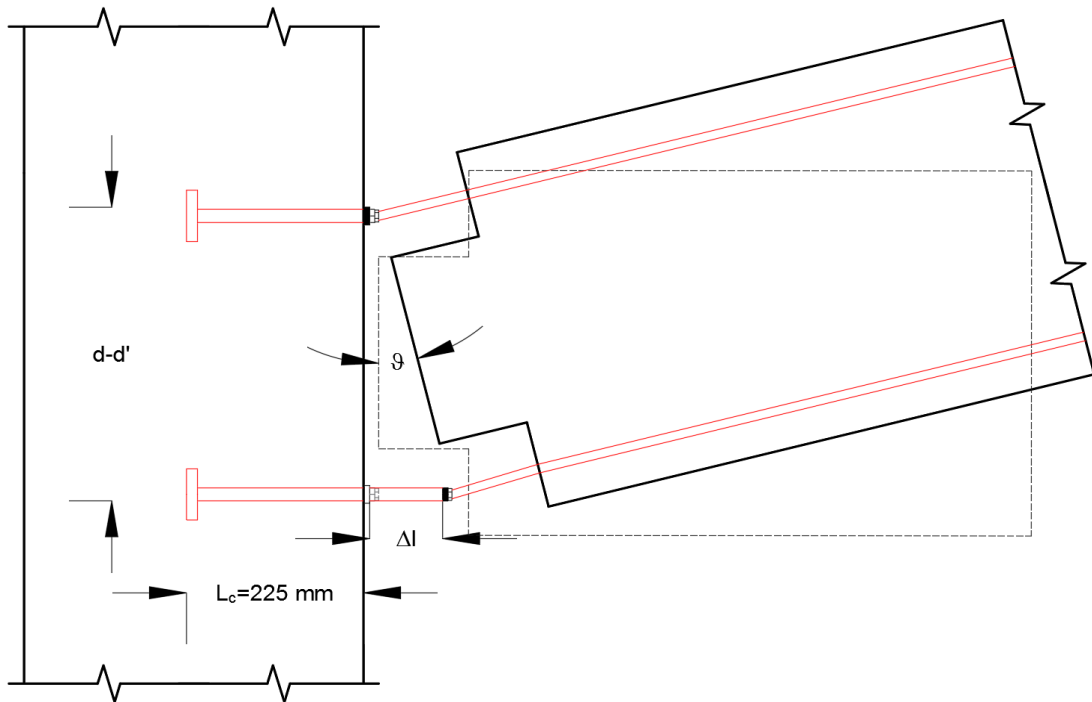


Fig. 50. Detalle del giro de la viga

Los resultados de incremento de longitud y deformación obtenidos, para cada soporte, son:

→ **P53**

- Incremento de la longitud (Δ_{Lc}) del conector empleando los valores de Response2000 (M_{pico})

$$\Delta_{Lc,p} = \vartheta_p \cdot (d - d') = 0,00632 \cdot 418 = 2,64 \text{ mm}$$

- Incremento de la longitud (Δ_{Lc}) del conector empleando los valores de Cype ($M_{máx}$)

$$\Delta_{Lc,máx} = \vartheta_{máx} \cdot (d - d') = 0,00728 \cdot 418 = 3,04 \text{ mm}$$

- Deformación (ε_c) del conector empleando los valores de Response 2000 (M_{pico})

$$\varepsilon_{c,p} = \frac{\Delta l_p}{L_c} = \frac{2,64}{225} = 1,12 \%$$

- Deformación (ε_c) del conector empleando los valores de Cype ($M_{máx}$)

$$\varepsilon_{c,máx} = \frac{\Delta l_{máx}}{L_c} = \frac{3,04}{225} = 1,35 \%$$

→ P56

- Incremento de la longitud (Δ_{Lc}) del conector empleando los valores de Response2000 (M_{pico})

$$\Delta_{Lc,p} = \vartheta_p \cdot (d - d') = 0,0035 \cdot 418 = 1,46 \text{ mm}$$

- Incremento de la longitud (Δ_{Lc}) del conector empleando los valores de Cype ($M_{m\acute{a}x}$)

$$\Delta_{Lc,m\acute{a}x} = \vartheta_{m\acute{a}x} \cdot (d - d') = 0,0074 \cdot 418 = 3,09 \text{ mm}$$

- Deformación (ε_c) del conector empleando los valores de Response 2000 (M_{pico})

$$\varepsilon_{c,p} = \frac{\Delta l_p}{L_c} = \frac{1,46}{225} = 0,65 \%$$

- Deformación (ε_c) del conector empleando los valores de Cype ($M_{m\acute{a}x}$)

$$\varepsilon_{c,m\acute{a}x} = \frac{\Delta l_{m\acute{a}x}}{L_c} = \frac{3,09}{225} = 1,37 \%$$

→ P58

- Incremento de la longitud (Δ_{Lc}) del conector empleando los valores de Response2000 (M_{pico})

$$\Delta_{Lc,p} = \vartheta_p \cdot (d - d') = 0,00569 \cdot 418 = 2,38 \text{ mm}$$

- Incremento de la longitud (Δ_{Lc}) del conector empleando los valores de Cype ($M_{m\acute{a}x}$)

$$\Delta_{Lc,m\acute{a}x} = \vartheta_{m\acute{a}x} \cdot (d - d') = 0,00728 \cdot 418 = 3,04 \text{ mm}$$

- Deformación (ε_c) del conector empleando los valores de Response 2000 (M_{pico})

$$\varepsilon_{c,p} = \frac{\Delta l_p}{L_c} = \frac{2,38}{225} = 1,06\%$$

- Deformación (ε_c) del conector empleando los valores de Cype ($M_{m\acute{a}x}$)

$$\varepsilon_{c,m\acute{a}x} = \frac{\Delta l_{m\acute{a}x}}{L_c} = \frac{3,04}{225} = 1,35\%$$

Para entender fácilmente el estado de deformación en que se encuentran los conectores, se genera una gráfica Tensión-Deformación según las características del acero empleado.

Para definir el primer tramo elástico, se hace uso de la Ley de Hooke, de modo que:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (34)$$

Dónde:

- σ = Tensión de los conectores = 415 N/mm²
- E = Módulo de elasticidad = 210000 N/mm²

Con estos datos, la deformación de fluencia es:

$$\varepsilon = 0,19 \%$$

Para definir el segundo tramo, que es el plástico, se emplean dos valores de referencia: el primero, la deformación última de los conectores dúctiles del 25%, y el segundo, dado que se ha empleado para el cálculo un 15% más del límite elástico por endurecimiento por deformación plástica del acero en las vigas, la tensión en los conectores alcanzaría un valor de 477 N/mm², para una deformación aproximada, según diversos estudios de referencia, entorno al 15%.

Con todos estos datos, es posible generar la gráfica Tensión-Deformación de los conectores en la viga:

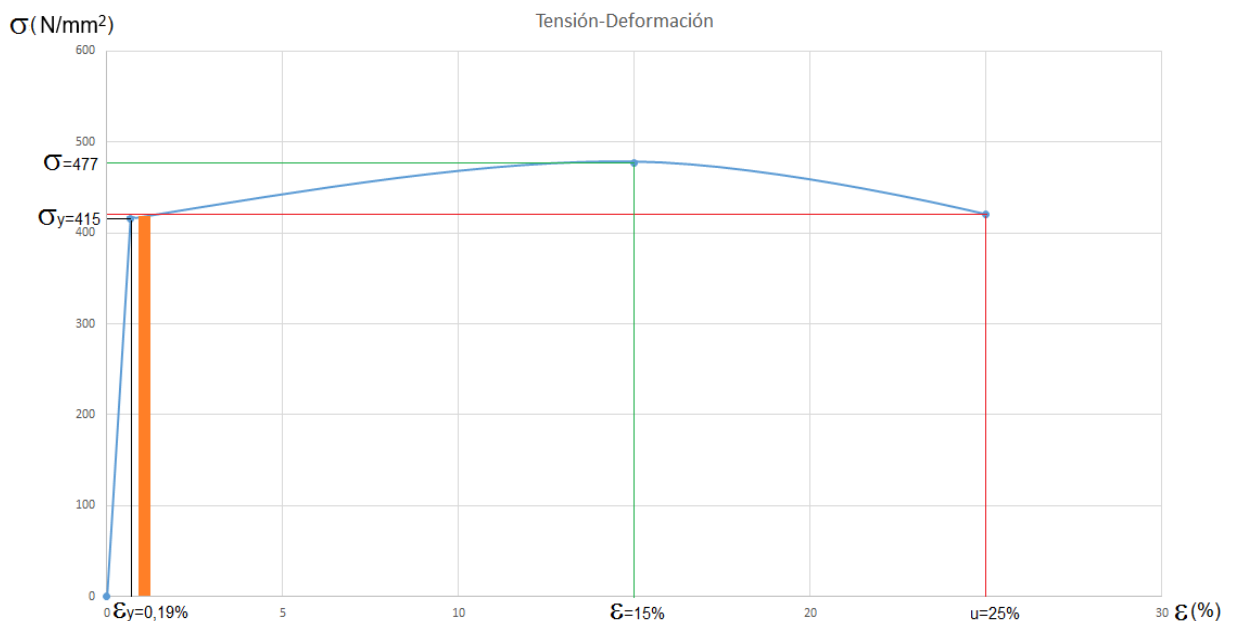


Fig. 51. Gráfica Tensión-Deformación del acero ($f_y=415$ MPa)

De la gráfica se puede apreciar que la variación en la deformación de los conectores, reflejada por una franja naranja, entre el rango de valores de deformación obtenidos con Cype y Response2000 para los tres pilares, no implica un cambio significativo en la tensión a la que se ven sometidos los conectores y siguen teniendo un amplio rango de deformación.

7.2.1.4 Conclusión

Aunque con los valores de Cype el giro resultante es mayor, la deformación de los conectores se encuentra en el mismo rango, y al disminuir la capacidad a momento de las secciones, también lo hacen las fuerzas laterales al realizar el equilibrio de la estructura mediante el método de trabajos virtuales, por lo que se produciría una variación global en el cálculo, disminuyendo finalmente la sollicitación de los pilares por planta.

Es decir, una vez se ha comparado la variación del giro de pilares y vigas y la deformación de los conectores, entre los resultados que ofrece Cype y los que se obtiene mediante el cálculo con el programa Response2000, se puede llegar a la conclusión de que, empleando el momento pico en las secciones para realizar el cálculo por capacidad, se está produciendo la mayor carga posible y por tanto la situación más desfavorable.

7.2.2 Número de conectores y barras de conexión

7.2.2.1 Número de conectores en el interior del pilar

Para el cálculo del número de conectores a disponer se tienen en cuenta tres importantes consideraciones:

- 1) El conector, en la junta pilar-viga, que se pretende deformar y plastificar se encuentra en el interior del pilar (con $f_y = 415 \text{ N/mm}^2$). A efectos de cálculo, se tiene en cuenta un aumento en el límite elástico del 15% debido al endurecimiento por deformación plástica del acero.
- 2) La disposición de los conectores y las barras de conexión Dywidag, resultante en los extremos de las vigas y el interior del pilar correspondiente con la junta de la conexión, se debe llevar a cabo teniendo en cuenta que no pueden coincidir unos con otros.
- 3) El momento sobre el que dimensionar las barras del conector es el momento pico o último de capacidad en las vigas empleado para realizar el equilibrio de la estructura mediante trabajos virtuales, donde gracias al reparto de momentos solicitantes, los pilares disponen siempre de una capacidad resistente mayor a la sollicitación, de forma que se puede garantizar la integridad de los mismos.

Teniendo en cuenta que al estar sustituyendo en la junta pilar-viga el armado extraído de Cype por el conector dúctil, es imposible lograr una configuración con la que se obtenga exactamente la misma capacidad a momento en todas las secciones, se fija un límite en el incremento de momento de entre un 10% y un 20% como máximo.

El número de barras del conector que se disponen en cada sección depende principalmente del momento al que se ven sometidas, su diámetro y su límite elástico. Cuando un par de momentos se desarrolla entre dos conjuntos de N barras separadas por una distancia (d-d'), la capacidad a momento desarrollada es:

$$M = N_{barras} \cdot \theta \cdot A_{\emptyset} \cdot c \cdot f_y \cdot (d - d') \quad (35)$$

Dónde:

- M = Momento pico de Response2000
- $N_{varillas}$ = Número de barras
- θ = Factor de seguridad = 0,90
- $A_{\emptyset}$ = Área de las barras del conector
- c = Factor de incremento del límite elástico del acero = 1,15
- f_y = Límite elástico del acero de las barras
- $(d - d')$ = distancia del par de conjunto de barras = 418 mm

Buscando cumplir con cada una de las consideraciones anteriores, se consiguen los resultados más óptimos con barras de 28 mm de diámetro y 415 MPa de límite elástico para los conectores, que estarán dispuestos en el interior del pilar. Los resultados obtenidos son:

→ P53

Forjado	$M_{\text{Response2000}}$ (kNm)	$N_{\text{barras del conector}}$	$M_{\text{barras del conector}}$ (kNm)
Cubierta	361,60	4	458,14
4ª Planta	452,20	4	458,14
3ª Planta	452,20	4	458,14
2ª Planta	452,20	4	458,14
1ª Planta	457,90	4	458,14

Tabla 32. Capacidad resistente a momento de la sección en la junta pilar53-viga

→ P56

– A izquierda del pilar

Forjado	M _{Response2000} (kNm)	N _{barras del conector}	M _{barras del conector} (kNm)
Cubierta	316,00	3	343,60
4ª Planta	316,90	3	343,60
3ª Planta	316,90	3	343,60
2ª Planta	316,90	3	343,60
1ª Planta	382,70	4	458,14

Tabla 33. Capacidad resistente a momento de la sección en la junta pilar56-viga

– A derecha del pilar

Forjado	M _{Response2000} (kNm)	N _{barras del conector}	M _{barras del conector} (kNm)
Cubierta	316,60	3	343,60
4ª Planta	316,00	3	343,60
3ª Planta	316,00	3	343,60
2ª Planta	313,50	3	343,60
1ª Planta	313,50	3	343,60

Tabla 34. Capacidad resistente a momento de la sección en la junta pilar56-viga

→ P58

Forjado	M _{Response2000} (kNm)	N _{barras del conector}	M _{barras del conector} (kNm)
Cubierta	316,40	3	343,60
4ª Planta	316,90	3	343,60
3ª Planta	316,90	3	343,60
2ª Planta	316,90	3	343,60
1ª Planta	382,70	4	458,14

Tabla 35. Capacidad resistente a momento de la sección en la junta pilar58-viga

La **Fig. 52** muestra el detalle de las barras del conector empleadas en la conexión pilar-viga:

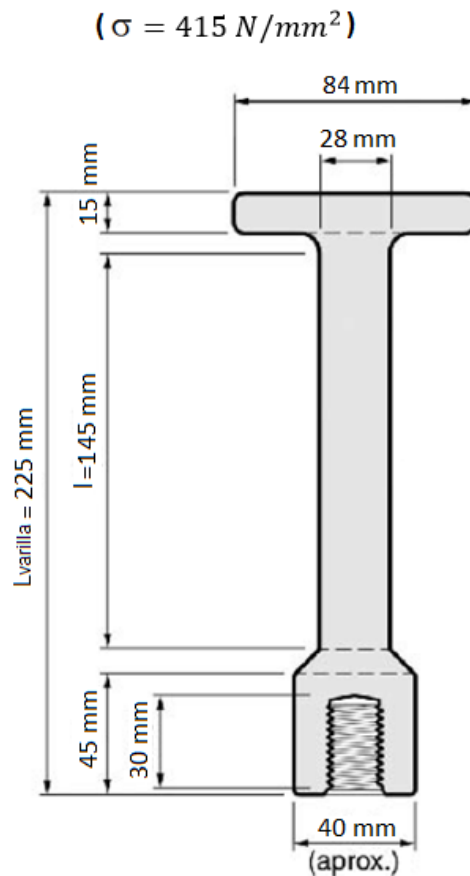


Fig. 52. Detalle de las barras del conector (Ref. [2])

7.2.2.2 Número de barras de conexión en el interior de la viga

Para el cálculo del número de barras de conexión se tienen en cuenta tres importantes consideraciones:

- 1) Las barras de conexión Dywidag dispuestas en la viga (con $f_y = 2000 \text{ N/mm}^2$), aunque también se deformen con el giro producido por la acción sísmica, no se busca superar su deformación de fluencia y por tanto el límite elástico. A efectos de cálculo, se tiene en cuenta un aumento en el límite elástico del 15% debido al endurecimiento por deformación plástica del acero, pero para asegurar que estas barras dispuestas en la viga no plastifican, se reduce su límite elástico un 50% y se exige, durante el proceso de cálculo, que la capacidad a momento sea mayor que el resultante para los conectores dúctiles del pilar.
- 2) La disposición del armado resultante en los extremos de las vigas y el interior del pilar correspondiente con la junta de la conexión, una vez se los conectores y las barras de conexión con el resto del armado presente en ambas secciones,

se realiza de forma que sea lo más simétrica posible, para así evitar torsiones o flexión esviada. Se deben cumplir los requisitos que indica la EHE-08 [3] en el apartado 69.4.1, que establece la distancia mínima entre barras aisladas. Además, se procura disponer las barras lo más alejadas posibles unas de otras para repartir por toda la sección los esfuerzos de cizalla, fricción, tracción y compresión que puedan generar. Esta disposición del armado una vez se introduce la conexión dúctil se encuentra en el capítulo 10. Anexo I Planos, Nº Plano 9.

- 3) El momento sobre el que dimensionar las barras de conexión es el momento pico o último de capacidad en las vigas empleado para realizar el equilibrio de la estructura mediante trabajos virtuales, donde gracias al reparto de momentos solicitantes, los pilares disponen siempre de una capacidad resistente mayor a la solicitación, de forma que se puede garantizar la integridad de los mismos. Teniendo en cuenta que al estar sustituyendo en la junta pilar-viga el armado extraído de Cype por el conector dúctil, es imposible lograr una configuración con la que se obtenga exactamente la misma capacidad a momento en todas las secciones, se fija un límite en el incremento de momento de entre un 10% y un 20% como máximo.

El número de barras de conexión Dywidag que se disponen en cada sección depende principalmente del momento al que se ven sometidas, su diámetro y su límite elástico. Cuando un par de momentos se desarrolla entre dos conjuntos de N barras separadas por una distancia (d-d'), la capacidad a momento desarrollada es:

$$M = N_{barras} \cdot \theta \cdot A_{\emptyset} \cdot c \cdot f_y \cdot (d - d') \quad (36)$$

Dónde:

- M = Momento pico de Response2000
- $N_{varillas}$ = Número de barras Dywidag
- θ = Factor de seguridad = 0,90
- $A_{\emptyset}$ = Área de las barras
- c = Factor de incremento del límite elástico del acero = 1,15
- f_y = Límite elástico del acero de las barras
- $(d - d')$ = distancia del par de conjunto de barras = 418 mm

Buscando cumplir con cada una de las consideraciones anteriores, se consiguen los resultados más óptimos con barras Dywidag de 20 mm de diámetro y 2000 MPa de límite elástico dispuestos en el interior de la viga. Los resultados obtenidos son:

→ P53

Forjado	M _{Response2000} (kNm)	N _{barras Dywidag}	M _{barras Dywidag} (kNm)
Cubierta	361,60	3	516,80
4ª Planta	452,20	3	516,80
3ª Planta	452,20	3	516,80
2ª Planta	452,20	3	516,80
1ª Planta	457,90	3	516,80

Tabla 36. Capacidad resistente a momento de la sección en la junta pilar53-viga

→ P56

– A izquierda del pilar

Forjado	M _{Response2000} (kNm)	N _{barras Dywidag}	M _{barras Dywidag} (kNm)
Cubierta	316,00	2	344,54
4ª Planta	316,90	2	344,54
3ª Planta	316,90	2	344,54
2ª Planta	316,90	2	344,54
1ª Planta	382,70	3	516,80

Tabla 37. Capacidad resistente a momento de la sección en la junta pilar56-viga

– A derecha del pilar

Forjado	M _{Response2000} (kNm)	N _{barras Dywidag}	M _{barras Dywidag} (kNm)
Cubierta	316,60	2	344,54
4ª Planta	316,00	2	344,54
3ª Planta	316,00	2	344,54
2ª Planta	313,50	2	344,54
1ª Planta	313,50	2	344,54

Tabla 38. Capacidad resistente a momento de la sección en la junta pilar56-viga

→ P58

Forjado	M _{Response2000} (kNm)	N _{barras Dywidag}	M _{barras Dywidag} (kNm)
Cubierta	316,40	2	344,54
4ª Planta	316,90	2	344,54
3ª Planta	316,90	2	344,54
2ª Planta	316,90	2	344,54
1ª Planta	382,70	3	516,80

Tabla 39. Capacidad resistente a momento de la sección en la junta pilar58-viga

Como se puede apreciar en las distintas tablas, existen tres conexiones donde la capacidad a momento obtenido con las barras Dywidag incumple el incremento máximo del 20% establecido en comparación con la capacidad a momento empleada para el método de trabajos virtuales. Estas conexiones problemáticas se dan concretamente en la cubierta del pilar 53, el forjado de primera planta a la izquierda del pilar 56 y el forjado de primera planta del pilar 58.

Existen diversas soluciones a adoptar para obtener una disposición de barras Dywidag que cumpla con el incremento máximo del 20% en la capacidad resistente a momento. En este caso se decide variar el diámetro de las barras, únicamente para las tres juntas pilar-viga mencionadas antes, pasando de diámetros de 20 mm a 17 mm, pero manteniendo constante el número de barras.

Con esta variación, el resultado final en la capacidad a momento generada por las barras Dywidag dispuestas en la viga para las tres juntas afectadas es:

Forjado	M _{Response2000} (kNm)	N _{barras Dywidag}	M _{barras Dywidag} (kNm)
Cubierta P53	361,60	3	392,78
1ª Planta P56 izq.	382,700	3	392,78
1ª Planta P58	382,700	3	392,78

Tabla 40. Capacidad a momento resistente de la sección en la junta pilar-viga modificada

La **Fig. 52** muestra el detalle de las distintas barras empleadas en la conexión pilar-viga:

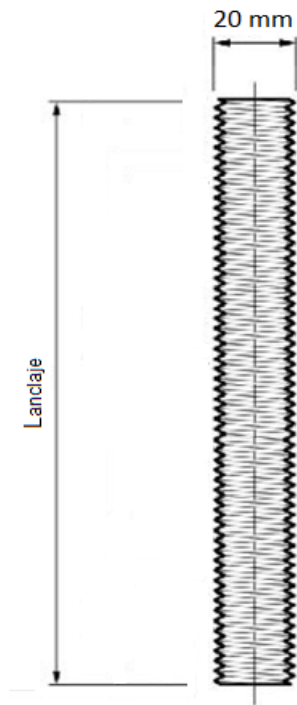


Fig. 53. Detalle de las barras Dywidag (Ref. [2])

Un detalle genérico de los elementos de la conexión, dispuestos según la posición que ocupan:

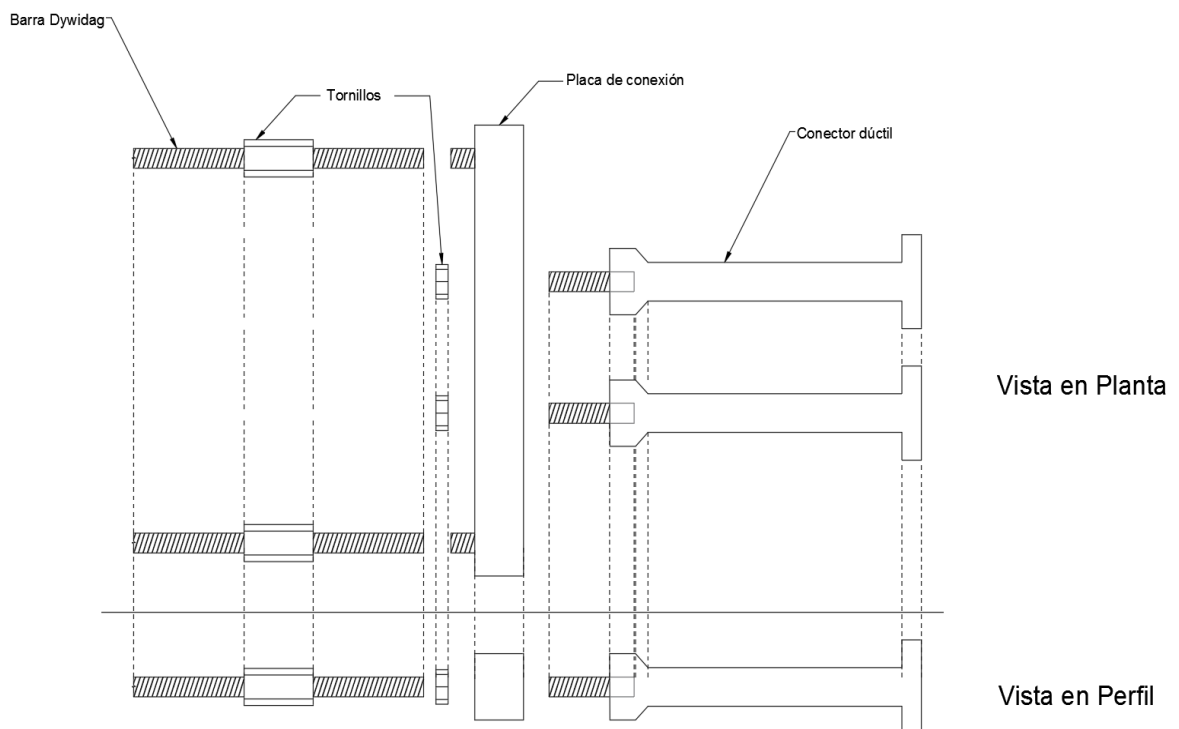


Fig. 54. Conjunto de elementos de la conexión

Una vez se atornillan las barras a la placa de conexión, la distribución queda:

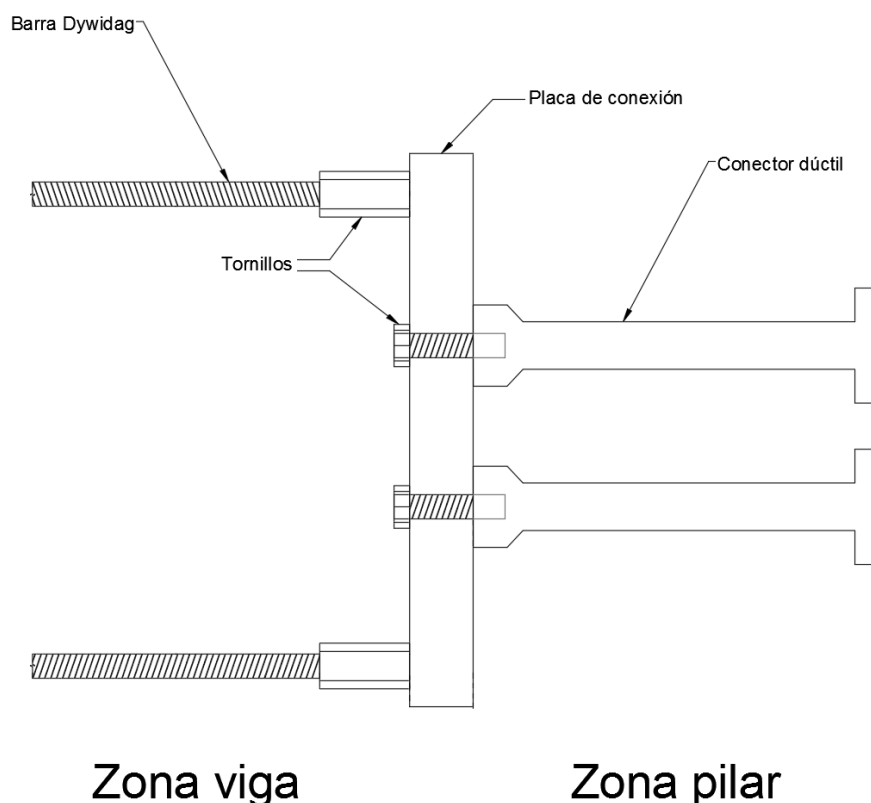


Fig. 55. Conjunto de elementos de la conexión una vez colocados

Esta distribución se puede observar también en la **Fig. 45** y **Fig. 58**. En ambas se muestran imágenes extraídas del libro *Seismic Design of Reinforced* [2].

7.2.3 Comprobación a cortante en la junta pilar-viga

En conexiones dúctiles, en la junta pilar-viga, es necesario el análisis de los mecanismos de transmisión tanto a flexión como a cortante. Como el dimensionado y cálculo de los conectores DDC se ha llevado a cabo en función de la capacidad a flexión de los propios conectores dúctiles, se efectúa a continuación la comprobación a cortante en la viga.

La transferencia a cortante en uniones prefabricadas es igual a la fricción que se lleva a cabo entre la cara del pilar y de la viga, y depende a su vez del volumen de compresiones generado por el momento, aunque en este caso al no existir ese volumen de compresiones del hormigón por el recorte en la parte superior e inferior de la viga, precisamente para evitar problemas de rotura derivados por el aplastamiento del hormigón, se sustituye ese volumen por el axil que actúa sobre el conector en el instante en que el

momento es máximo, es decir, el mismo empleado para el dimensionado del conector por capacidad a flexión. La **Fig. 56** muestra una representación de lo descrito:

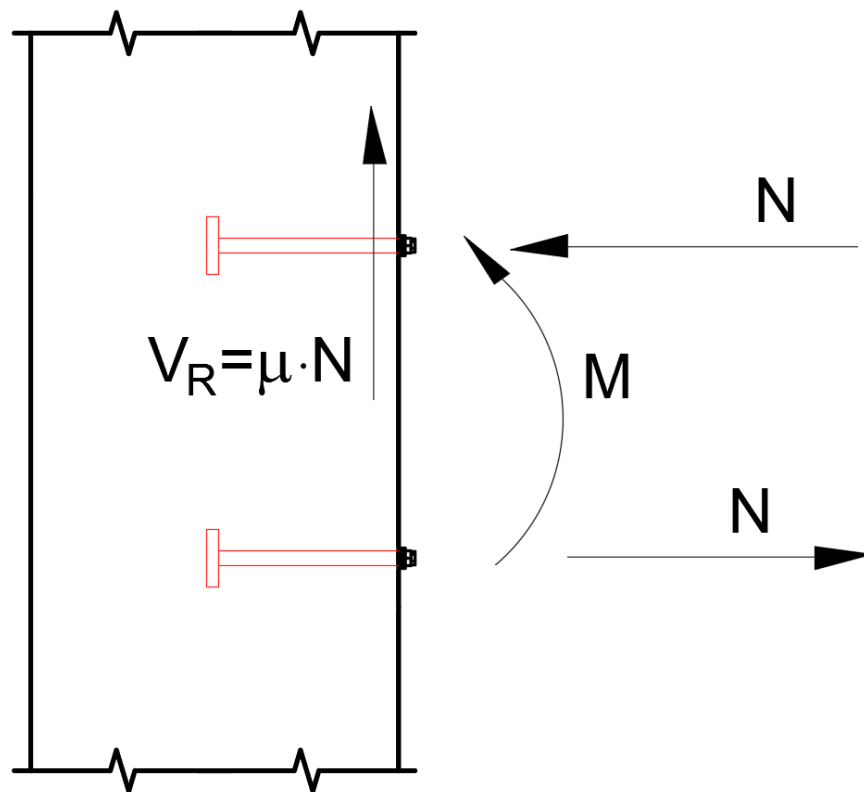


Fig. 56. Esfuerzos del mecanismo en la junta pilar-viga

Por todo ello es importante conocer el valor del coeficiente de rozamiento entre las superficies, pudiendo obtener el cortante según la ecuación:

$$V = \mu \cdot N \quad (37)$$

Dónde:

- μ = Coeficiente de rozamiento
- N = Esfuerzo axial del momento provocado por el giro de la viga.

El valor del coeficiente de rozamiento entre elementos hormigonados in situ puede llegar a $\mu = 1,4$ pero dado que este valor puede variar a lo largo de los ciclos de carga, se establece como valor de cálculo $\mu = 1$. Adicionalmente, la norma ACI 318-11[4] recomienda, a efectos de cálculo, reducir la resistencia mediante un factor de 0,85. Tomando como dato el mismo momento de cálculo empleado para el dimensionado del

número de barras del conector en el apartado anterior, el esfuerzo axial del que depende la resistencia a cortante viene determinado por la siguiente ecuación:

$$N = A \cdot \sigma \quad (38)$$

Donde:

- A = Área de la barra del conector dúctil dispuesta en el pilar.
- σ = Tensión del conector ($1,15 \cdot f_y$)

Siendo el límite elástico del conector $f_y = 415 \text{ MPa}$, con un diámetro de 28 mm y habiendo dispuesto entre 4 y 3 barras por grupo en las distintas conexiones del pilar calculadas, el axial tiene un valor de:

- *Para las secciones que disponen de grupos de 4 barras.*

$$N = A \cdot \sigma = 634 \cdot 477 \cdot 4 = 1209,67 \text{ kN}$$

- *Para las secciones que disponen de grupos de 3 barras.*

$$N = A \cdot \sigma = 634 \cdot 477 \cdot 3 = 907,25 \text{ kN}$$

De donde se obtiene que la resistencia a cortante es:

- *Para las secciones que disponen de grupos de 4 barras.*

$$V = \mu \cdot N = 1 \cdot 1209,67 \cdot 0,85 = 1027,65 \text{ kN}$$

- *Para las secciones que disponen de grupos de 3 barras.*

$$V = \mu \cdot N = 1 \cdot 907,25 \cdot 0,85 = 771,17 \text{ kN}$$

Si se extrae de la tabla de valores de Cype, el esfuerzo a cortante máximo en el extremo de las vigas, se puede comprobar que el mayor cortante se produce en el extremo de las vigas dispuestas en el forjado de primera planta, y su valor ronda, en función del vano que se considere, entre $V = 315 \text{ kN}$ y $V = 330 \text{ kN}$. Como la resistencia a cortante calculada es mayor que el cortante máximo establecido por Cype en los extremos de las vigas del forjado de primera planta, lo es también para el resto de conexiones de las plantas superiores.

➤ **Comprobación en caso de inversión de momentos**

Dado que el sismo actúa como una carga lateral variable, se da la posibilidad de que en algún instante el momento flector se pueda anular debido a la inversión de momentos, como consecuencia de la suma algebraica entre el momento producido por las cargas gravitatorias permanentes y el producido por la carga lateral (viento o sismo). Esto provoca que no exista un volumen de compresión en la junta pilar-viga, y, por tanto, que la fricción y el rozamiento desaparezcan, de modo que se hace necesario evaluar para ese preciso instante el efecto pasador de la armadura, en este caso barras dúctiles del conector DDC. En la **Fig. 57** se muestra una representación de los esfuerzos del mecanismo:

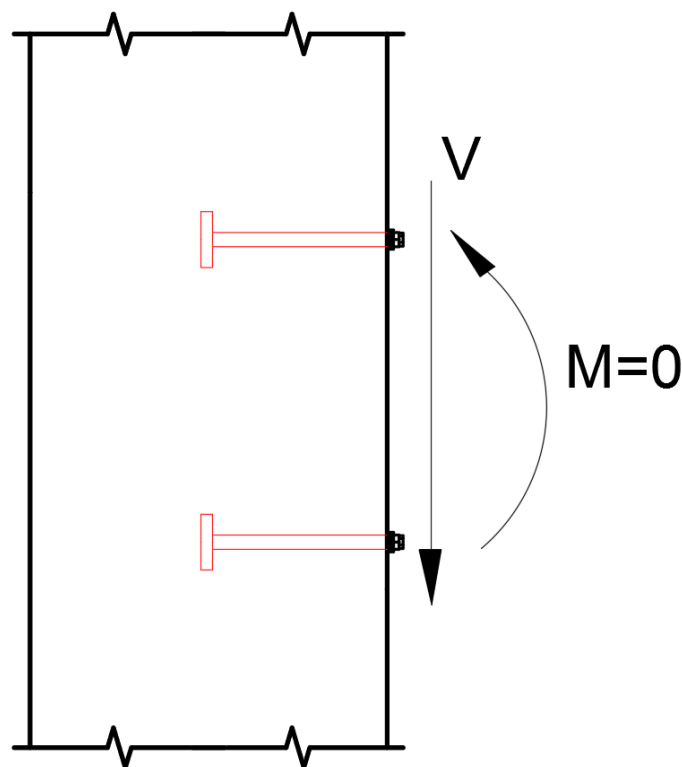


Fig. 57. Esfuerzos del mecanismo en la junta pilar-viga

Para evaluar si, efectivamente, el conector es capaz de resistir el cortante de cálculo cuando no existe bloque de compresiones, se realiza la comprobación empleando la tensión de comparación de Von Mises, que es igual a:

$$\sigma_c = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y^2 + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \quad (39)$$

Donde se anulan los componentes de la tensión normal en las distintas direcciones y manteniéndose únicamente el esfuerzo rasante, de forma que se obtiene la ec. (40).

$$\sigma_c = \sqrt{3 \cdot \tau_{xy}^2} \quad (40)$$

Dado que la tensión del conector vuelve a ser 415 MPa:

$$\tau = \frac{\sigma_c}{\sqrt{3}} = \frac{415}{\sqrt{3}} = 239,60 \text{ N/mm}^2$$

Empleando la fórmula de la tensión cortante promedio:

$$\tau = \frac{V}{A} \quad (41)$$

Dónde:

- V = Resistencia cortante del conector.
- A = Área del conector.

Debido a que en cada conexión se han dispuesto en total entre 6 y 8 barras de 28 mm de diámetro, la resistencia a cortante es:

- *Para las secciones que disponen de grupos de 4 barras.*

$$V = \tau \cdot A = 8 \cdot 634 \cdot 239,60 = 1215,25 \text{ kN}$$

- *Para las secciones que disponen de grupos de 3 barras.*

$$V = \tau \cdot A = 6 \cdot 634 \cdot 239,60 = 911,44 \text{ kN}$$

Si se realiza la misma comprobación, en vez de empleando la tensión de comparación de Von Mises, utilizando los criterios establecidos por la Instrucción de Acero Estructural EAE [20] en su apartado 58.6., el valor de la resistencia a cortante es el mismo:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A \cdot n}{\gamma_{M2}} \quad (42)$$

Donde:

- f_{ub} = Tensión última a tracción del tornillo ($f_y \cdot 1,25$).
- A = Área del tornillo.
- n = Número de tornillos.
- γ_{M2} = Coeficiente parcial para la resistencia = 1,25.

Según el número de barras del conector:

- Para las secciones que disponen de grupos de 4 barras.

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A \cdot n}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 500 \cdot 634 \cdot 8}{1,25} = 1217,28 \text{ kN}$$

- Para las secciones que disponen de grupos de 3 barras.

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A \cdot n}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 500 \cdot 634 \cdot 6}{1,25} = 912,96 \text{ kN}$$

Aunque se haya realizado esta comprobación debido a la posibilidad de que se anule el momento flector por inversión de momentos, es importante mencionar que a los tornillos del conector se les dota de un par de apriete que provoca una fuerza de rozamiento vertical por la contribución de todo el grupo de tornillos presentes en la sección, superando el esfuerzo cortante para la situación indicada, de forma que permite actuar a las barras dúctiles como pasador y conexión y contribuir en la resistencia del esfuerzo cortante.

En la **Fig. 58** se aprecia a un operario realizando el par de apriete mencionado:



Fig. 58. Ejecución del par de apriete de los tornillos (Ref. [2])

7.2.4 Longitud de anclaje de las barras del conector

A continuación, se lleva a cabo el cálculo de la longitud de anclaje, de las barras Dywidag dispuestas en la viga, necesaria para que se asegure en los conectores dúctiles, al igual que para el resto de barras de acero, la transmisión mutua de esfuerzos entre el hormigón y el acero, de forma que se pueda garantizar un buen comportamiento frente a rotura de los elementos de hormigón armado.

La longitud de anclaje va a depender de diversos factores, como la resistencia del acero, del hormigón, la adherencia de las barras, la posición de las barras o la disposición en que se realiza el anclaje. Por todo ello, siguiendo las indicaciones que establece la norma EHE-08[3] en el apartado 69.5.1., para el caso en cuestión se toma como posición II, en prolongación recta, la disposición de las barras de alta resistencia de la conexión. Aunque la instrucción presenta métodos de cálculos simplificados tanto para barras en posición I como en posición II, debido a que las barras de los conectores no poseen una resistencia elástica reflejada en las correspondientes tablas de referencia para el cálculo, es necesario realizar el cálculo de forma que se satisfaga la ecuación para casos genéricos que establece la norma, siendo esta ecuación de equilibrio:

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot \tau_{bd}} \quad (43)$$

Dónde:

- ϕ = Diámetro de la barra = 19 mm
- f_{yd} = Límite elástico de cálculo del acero = (2000/1,15) N/mm²
- τ_{bd} = Característica de adherencia de las barras

El cálculo de τ_{bd} viene establecido en el método general definido en el apartado 7.4 de la norma UNE-EN 10080 [21] y tiene el siguiente valor:

$$\tau_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (44)$$

Dónde:

- η_1 = para adherencia buena = 1
- η_2 = para barras de diámetro ≤ 32 mm = 1
- f_{ctd} = Resistencia a tracción de cálculo del hormigón según apartado 39.4. de la EHE-08 = 1,80 N/mm²

Se obtiene:

$$\tau_{bd} = 2,25 \cdot 1,80 = 1,38 \text{ N/mm}^2$$

Finalmente, la longitud básica de anclaje es:

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot \tau_{bd}} = \frac{19 \cdot \left(\frac{2000}{1,15}\right)}{4 \cdot 1,38} = 2659 \text{ mm} \sim 2,66 \text{ m}$$

Y la longitud neta de anclaje:

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}} \quad (45)$$

Dónde:

- $l_b = 2659 \text{ mm}$
- $\beta =$ Factor de reducción definido en la tabla 69.5.1.2.b. = 1
- $\frac{A_s}{A_{s,real}} =$ Relación entre armadura necesaria por cálculo y existente en la sección = 1 (Lado de la seguridad)

Se obtiene:

$$l_{b,neto} = 2659 \text{ mm} \sim 2,66 \text{ m}$$

Es importante mencionar que la norma aconseja continuar con valores altos de estribado durante, como mínimo, un canto de la sección a partir de la zona plástica en el extremo de la viga, pero como en este caso particular se han empleado barras Dywidag que alcanzan una longitud de anclaje de 2,66 m, esto implica que, siendo el canto de la sección igual a $h = 0,50 \text{ m}$, se debe llevar a cabo el estribado más denso hasta, como mínimo, una distancia de 3,06 metros desde el extremo de la viga.

La **Fig. 59** muestra una representación de la conexión pilar-viga, con el detalle de la longitud de anclaje de los barras de alta resistencia dispuestos en la viga.

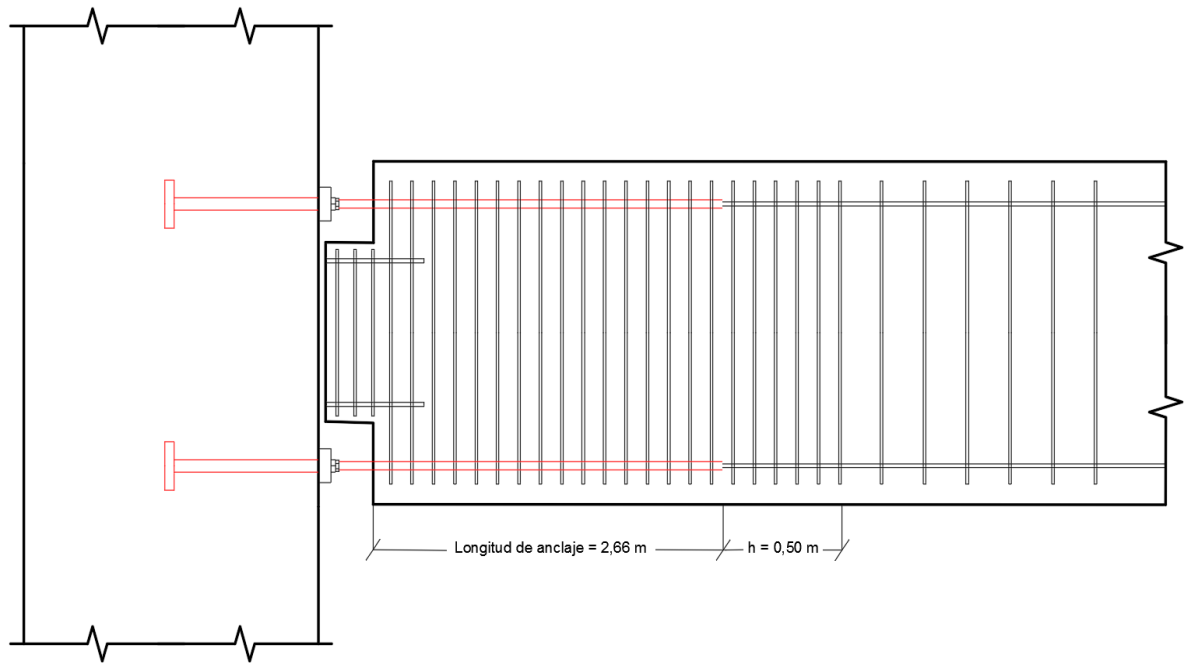


Fig. 59. Detalle de longitud de anclaje del conector

7.2.5 Longitud de patilla de los estribos en los extremos de la viga

Para el cálculo de la longitud de patilla de los estribos, la norma ACI 318-11[4] indica, en primer lugar, que se debe cumplir una cuantía volumétrica de armadura de confinamiento mínima, de forma que se garantice la formación de la rótula plástica. Este valor viene dado por el 12% de la relación entre la resistencia del hormigón y del acero de los estribos, es decir:

$$\rho_s = \frac{0,12 \cdot f'_{ck}}{f_{yt}} \quad (46)$$

Extrayendo los valores de armado de Cype, éste requisito queda satisfecho, por lo que se puede llevar a cabo el cálculo de la longitud de patilla y su disposición siguiendo la norma ACI 318-11[4] en su apartado 21.6.4, donde se establece el beneficio de realizar el cierre de la patilla de los estribos en zona sísmica al aumentar la efectividad de confinamiento de los mismos, considerando éstos cierres indispensables para la formación de rótulas plásticas.

Así, la longitud de patilla para el cierre de los estribos viene determinada por la relación:

$$6 \cdot d_b \leq 75 \text{ mm} \quad (47)$$

Donde:

- d_b = Diámetro de barra de los estribos

Tomando los datos de armado de los listados de Cype, el diámetro de las barras de los estribos para vigas es igual a 6 mm, por lo que la longitud de patilla dispuesta para satisfacer la ecuación anterior es igual a 75 mm.

En la **Fig. 60** se presenta el detalle de armado de una viga genérica representativa de la estructura.

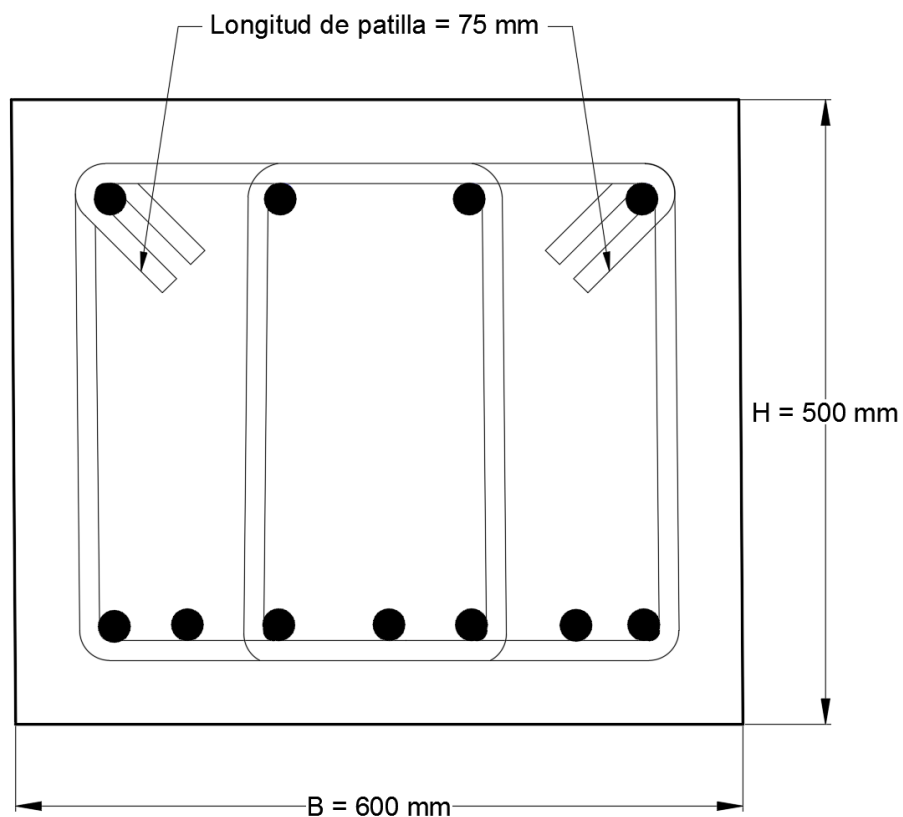


Fig. 60. Detalle de la longitud de patilla en un armado genérico

7.3 Cálculo del conector en la junta pilar-cimentación

Hasta ahora la solución inicial pensada para la conexión de la junta pilar-cimentación había sido la de disponer vainas en la base de los pilares y el correspondiente anclaje de los mismos mediante armaduras de espera en la cimentación. Sin embargo, colocar una junta con conectores dúctiles puede mejorar el comportamiento ante la demanda de giro que pueda experimentar la estructura, es decir, si la plastificación se concentra en los conectores, además de no haber daño en la masa de hormigón, podemos mejorar la capacidad al giro de los pilares y por tanto de la estructura global.

Finalmente se presenta una solución alternativa en la que la conexión entre el pilar y la cimentación se resuelve mediante conectores dúctiles DDC, al igual que en las juntas pilar-viga del resto de la estructura, con una placa de anclaje para atornillar de espesor entre 10 y 30 mm y una base de apoyo de mortero de nivelación resistente. La **Fig. 61** muestra una representación de la conexión descrita.

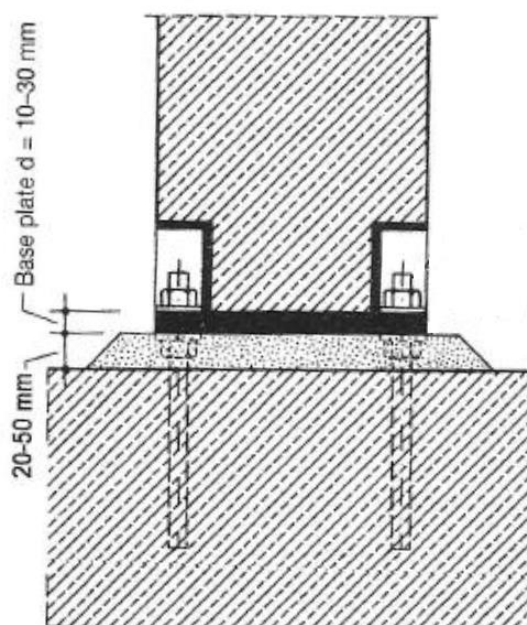


Fig. 61. Detalle conector pilar-cimentación

Este cambio viene motivado por el hecho de haber realizado conexiones que permiten garantizar un comportamiento dúctil en toda la estructura, tanto para acciones persistentes y transitorias como para acción sísmica, menos en el caso de los pilares, elemento estructural del que depende la integridad del edificio y el colapso del mismo en caso de sismo, siendo el único elemento estructural sin conexión dúctil, lo cual no es aconsejable. Se emplean barras dúctiles en los conectores con un límite elástico de 1000 MPa y, además, la longitud del conector (225 mm) se mantiene igual que la dispuesta en el interior del pilar en las conexiones pilar-viga.

El objetivo final es obtener un resultado en el que, para el giro calculado por Cype, todas las barras del conector hayan plastificado, pero su capacidad a momento, giro y deformación tenga aún un amplio rango de trabajo plástico. El proceso de cálculo, distinto al de la junta pilar-viga, se basa en establecer un alargamiento concreto en los conectores, formando un ángulo de giro conocido, de modo que se relaciona ese alargamiento con la deformación experimentada por las barras del conector, mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta_l = \varepsilon \cdot L_{conector} \quad (48)$$

Una vez realizado este proceso para distintas configuraciones de alargamiento, se puede obtener la tensión de las barras y la capacidad a momento de la sección, para posteriormente generar una ley Momento-Giro que servirá para comparar el valor máximo de momento y giro de Cype, con los obtenidos en el proceso de cálculo.

Como la estructura se analiza con el sismo en la dirección “X”, donde el pilar tiene un ancho de 0,45 m, y el momento que se genera por las fuerzas laterales tiene el par de giro en la dirección “Y”, donde la base del pilar es de 0,60 m, el número de barras a disponer en ambas direcciones no tiene por qué ser simétrico, debido a que la dimensión rectangular del pilar hace que el brazo del momento resultante sea mucho menor en la dirección “X”. Por ello se disponen tres conjuntos de barras en la dirección “X”, mientras que en “Y” el número de barras variará en función del momento solicitante final. La **Fig. 62** muestra la representación del pilar y el conector una vez producido el desplazamiento lateral.

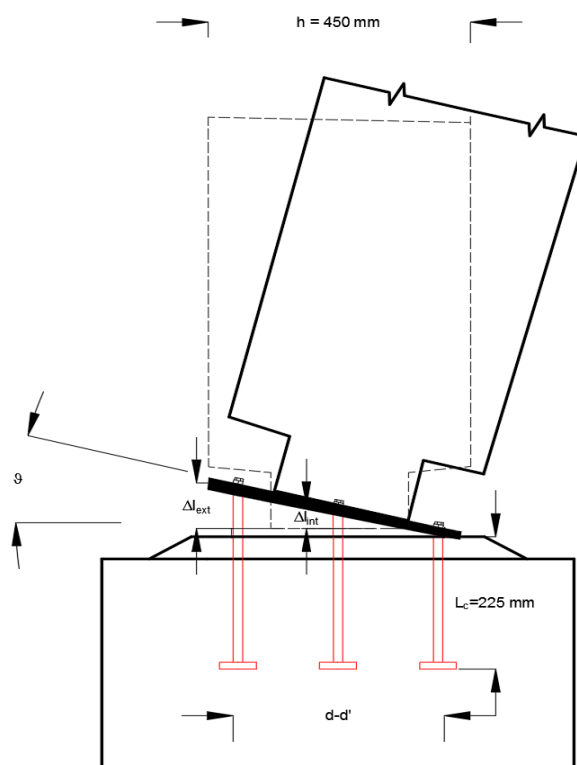


Fig. 62. Detalle del giro del pilar y el alargamiento del conector

El giro del pilar se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\vartheta = \frac{\Delta_{l,ext}}{(d - d')} \quad (49)$$

Dónde:

$$- (d - d') = ((450-41)-41) = 368 \text{ mm}$$

Para el resto del proceso de cálculo es necesario tomar de la gráfica Tensión-Deformación de la **Fig. 63**, los valores de fluencia $\varepsilon_y = 0,48\%$ y $\sigma_y = 1000 \text{ N/mm}^2$ y los valores pico $\varepsilon_{pico} = 15\%$ y $\sigma_{pico} = 1150 \text{ N/mm}^2$.

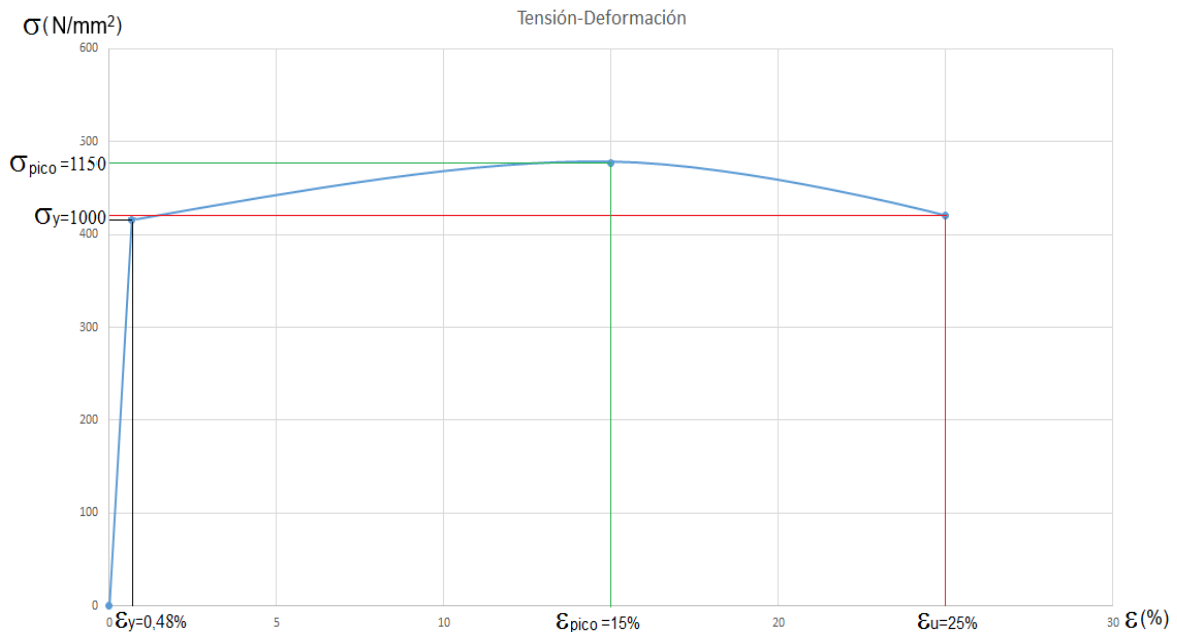


Fig. 63. Gráfica Tensión-Deformación del acero ($f_y=100\text{MPa}$)

Una vez establecida la tensión de las barras del conector y la distancia entre el par de grupos de barras, es posible calcular la capacidad a momento buscando un diámetro de barras que permita obtener un resultado óptimo, siguiendo la siguiente ecuación:

$$M = N_{varillas,ext} \cdot \theta \cdot A_{\phi} \cdot \sigma_{varillas,ext} \cdot (d - d') + N_{varillas,int} \cdot \theta \cdot A_{\phi} \cdot \sigma_{varillas,int} \cdot (d - d') \quad (50)$$

Dónde:

- M = Capacidad a momento resultante
- N_x = Número de barras exteriores e interiores

- θ = Factor de seguridad = 0,90
- A_{ϕ} = Área de las barras del conector
- $\sigma_{varillas,ext}$ = Tensión del acero de las barras exteriores
- $\sigma_{varillas,int}$ = Tensión del acero de las barras interiores
- $(d - d')$ = distancia del par de grupo de barras = 368 mm

A continuación, se realizan los cálculos por separado para cada pilar:

→ P53

Para esta sección en la base del pilar 53, los resultados óptimos se obtienen empleando barras de diámetro igual a 25,5 mm, disponiendo 5 barras en el lado mayor y 2 en el lado menor del pilar. La **Fig. 64** muestra una vista en planta de la disposición las barras.

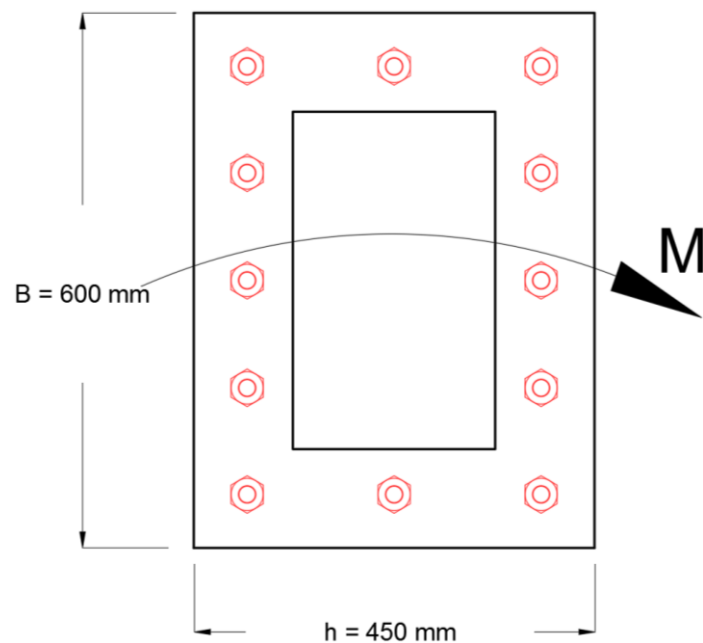


Fig. 64. Distribución de barras del conector en el pilar 53 y 56

El proceso para generar la ley Momento-Giro de la sección, que se realiza teniendo en cuenta tres configuraciones características de alargamiento en las barras:

- 1) Cuando el alargamiento en las barras del extremo alcanza la deformación de fluencia, correspondiente con la tensión del límite elástico ($\Delta_{l,ext} = \varepsilon_y \cdot L_{conector}$).

Por relación trigonométrica, el alargamiento de las barras del extremo del conector siempre será el doble que el de las barras interiores. Esta relación se muestra en la **Fig. 65**:

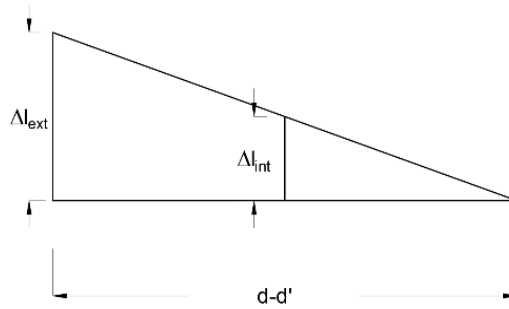


Fig. 65. Alargamiento de las barras del conector

Mediante esta relación es posible determinar el alargamiento de las barras y obtener el giro que experimenta el pilar:

$$\Delta_{l,ext} = \varepsilon_y \cdot L_{conector} = 0,0048 \cdot 225 = 1,07 \text{ mm}$$

$$\Delta_{l,int} = \frac{\Delta_{l,ext}}{2} = 0,54 \text{ mm}$$

$$\vartheta = \frac{\Delta_{l,ext}}{(d - d')} = \frac{1,07}{368} = 0,29 \%$$

Al encontrarse las barras del extremo en la deformación de fluencia, su tensión es $\sigma_y = 1000,00 \text{ N/mm}^2$, mientras que las barras interiores, aún en el rango elástico y con la mitad de deformación que la de fluencia, tienen una tensión de $\sigma_{int} = 500,00 \text{ N/mm}^2$. La capacidad a momento desarrollada, para un giro del 0,29% en el pilar 53, es:

$$M = N_{varillas,ext} \cdot \theta \cdot A_{\phi} \cdot \sigma_y \cdot (d - d') + N_{varillas,int} \cdot \theta \cdot A_{\phi} \cdot \sigma_{int} \cdot (d - d') =$$

$$M = 5 \cdot 0,90 \cdot 506,70 \cdot 1000 \cdot 368 + 2 \cdot 0,90 \cdot 506,70 \cdot 500 \cdot 368 =$$

$$M = 928,79 \text{ kNm}$$

2) Cuando el alargamiento en las barras interiores alcanza la deformación de fluencia, correspondiente con la tensión del límite elástico ($\Delta_{l,int} = \varepsilon_y \cdot L_{conector}$).

Continuando con el cálculo, se analiza la sección en el instante en que las barras interiores alcanzan la fluencia, mientras que, por relación trigonométrica, las barras

exteriores llegan a un alargamiento igual al doble que el de las barras interiores, permitiendo conocer su deformación y por tanto el estado tensional de las mismas.

$$\Delta_{l,int} = \varepsilon_y \cdot L_{conector} = 0,0048 \cdot 225 = 1,07 \text{ mm}$$

$$\Delta_{l,ext} = \Delta_{l,int} \cdot 2 = 2,14 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{ext} = \frac{\Delta_{l,ext}}{L_{conector}} = \frac{2,14}{225} = 0,0095 \sim 0,95\%$$

$$\vartheta = \frac{\Delta_{l,ext}}{(d - d')} = \frac{2,14}{368} = 0,58 \%$$

Las barras interiores tienen una deformación igual a la de fluencia y su tensión es $\sigma_y = 1000,00 \text{ N/mm}^2$, mientras que las barras del extremo, ya en el rango plástico y con una deformación del 0,95%, tienen una tensión de $\sigma_{ext} = 1005,00 \text{ N/mm}^2$. La capacidad a momento desarrollada para un giro del 0,58% en el pilar 53, es:

$$M = N_{varillas,ext} \cdot \theta \cdot A_\phi \cdot \sigma_{ext} \cdot (d - d') + N_{varillas,int} \cdot \theta \cdot A_\phi \cdot \sigma_y \cdot (d - d')$$

$$M = 5 \cdot 0,90 \cdot 506,70 \cdot 1005,00 \cdot 368,00 + 2 \cdot 0,90 \cdot 506,70 \cdot 1000,00 \cdot 368,00 =$$

$$M = 1022,59 \text{ kNm}$$

- 3) Cuando el alargamiento en las barras del extremo alcanza la deformación pico, correspondiente con la tensión pico ($\Delta_{l,ext} = \varepsilon_{pico} \cdot L_{conector}$).

Se determina a continuación la capacidad a momento resistente en el instante en que las barras del extremo llegan a su deformación pico (15%), a partir de la cual empieza a disminuir esta capacidad hasta alcanzar una deformación última (25%).

$$\Delta_{l,ext} = \varepsilon_{pico} \cdot L_{conector} = 0,15 \cdot 225 = 33,75 \text{ mm}$$

$$\Delta_{l,int} = \frac{\Delta_{l,ext}}{2} = 16,88 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{int} = \frac{\Delta_{l,int}}{L_{conector}} = \frac{16,88}{225} = 0,075 \sim 7,5 \%$$

$$\vartheta = \frac{\Delta_{l,ext}}{(d - d')} = \frac{33,75}{368} = 0,92 \%$$

Las barras del extremo tienen una deformación igual a la pico y su tensión es $\sigma_{pico} = 1150,00 \text{ N/mm}^2$, mientras que las barras interiores, con una deformación del 7,5%, tienen

una tensión de $\sigma_{int} = 1075,00 \text{ N/mm}^2$. La capacidad a momento desarrollada para un giro del 0,92% en el pilar 53, es:

$$M = N_{varillas,ext} \cdot \theta \cdot A_{\emptyset} \cdot \sigma_{ext} \cdot (d - d') + N_{varillas,int} \cdot \theta \cdot A_{\emptyset} \cdot \sigma_y \cdot (d - d')$$

$$M = 5 \cdot 0,90 \cdot 506,70 \cdot 1150,00 \cdot 368,00 + 2 \cdot 0,90 \cdot 506,70 \cdot 1075,00 \cdot 368,00 =$$

$$M = 1157,81 \text{ kNm}$$

Con estos datos, la gráfica de la ley Momento-Giro del pilar 53 es:

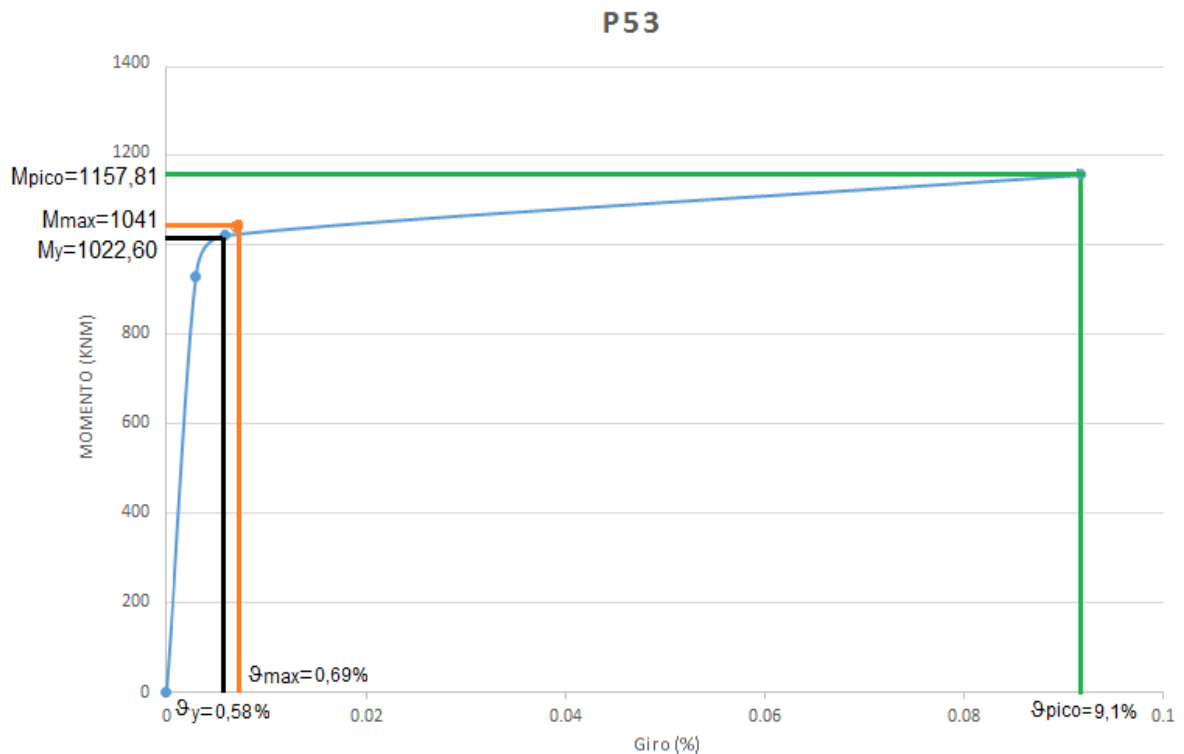


Fig. 66. Gráfica Momento-Giro del pilar 53

Observando la gráfica se puede establecer que, efectivamente, todas las barras del conector plastifican antes de que se produzca el momento máximo, equivalente al que ha establecido Cype según sus cálculos para un giro del 0,69%. Según estos resultados, está asegurada la integridad en la base del pilar hasta un momento solicitante de 1157,81 kNm, al que le correspondería un giro del 9,1% en la sección, muy por encima de los valores con los que se ha estado calculando y por tanto poco probable.

→ P56

Realizando el mismo proceso de cálculo que para el pilar 53, manteniendo el número de barras en la parte exterior (5) y en la parte interior (2), pero reduciendo el diámetro de las barras a 25 mm, los resultados obtenidos se reflejan directamente en la gráfica de la ley Momento-Giro del pilar 56:

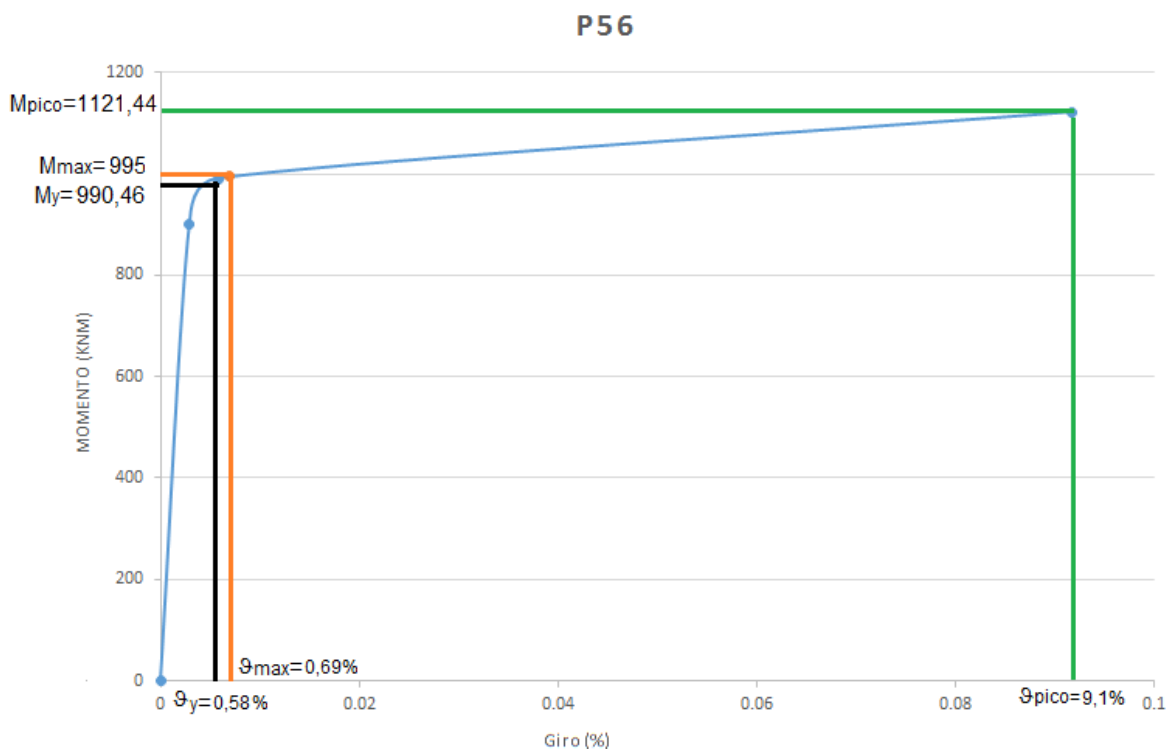


Fig. 67. Gráfica Momento-Giro del pilar 56

Según se observa en la gráfica, el valor del momento máximo de Cype es de $M_{m\acute{a}x} = 995,00 \text{ kNm}$ para un ángulo de giro de $\theta_{m\acute{a}x} = 0,69\%$, mientras que para el conector calculado, todas las barras implicadas en el giro plastifican cuando la sección alcanza un momento igual a 990,46 kNm, pero disponiendo de un rango plástico que permite llegar a las barras a una capacidad a momento de 1121,44 kNm para un giro del 9,1%. Se puede garantizar nuevamente que, al igual que en el pilar 53, la integridad de la base del pilar está garantizada.

→ P58

Para el cálculo del conector en el pilar 58, se disponen barras de diámetro 25,5 mm como en el pilar 53, pero se reduce el número de barras en los extremos, quedando 4

barras, y se mantienen las 2 en la parte interior del pilar. La nueva distribución de las barras, vista en planta, queda reflejada en la **Fig. 68**:

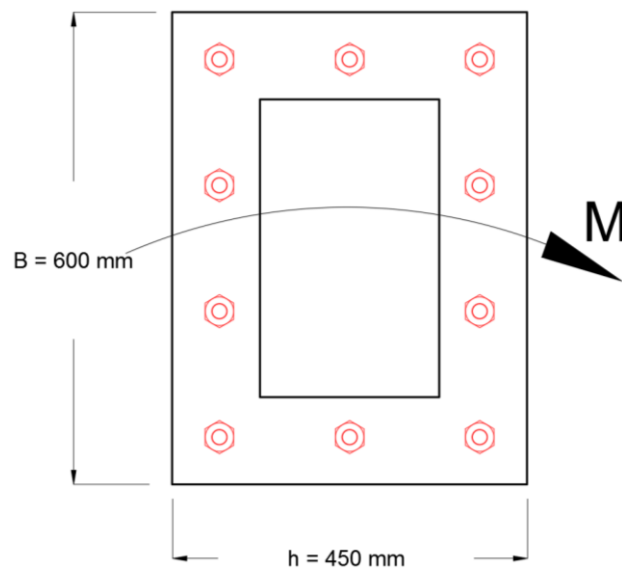


Fig. 68. Distribución de barras del conector en el pilar 58

Una vez realizados los cálculos, la gráfica de la ley Momento-Giro del pilar 58 queda:

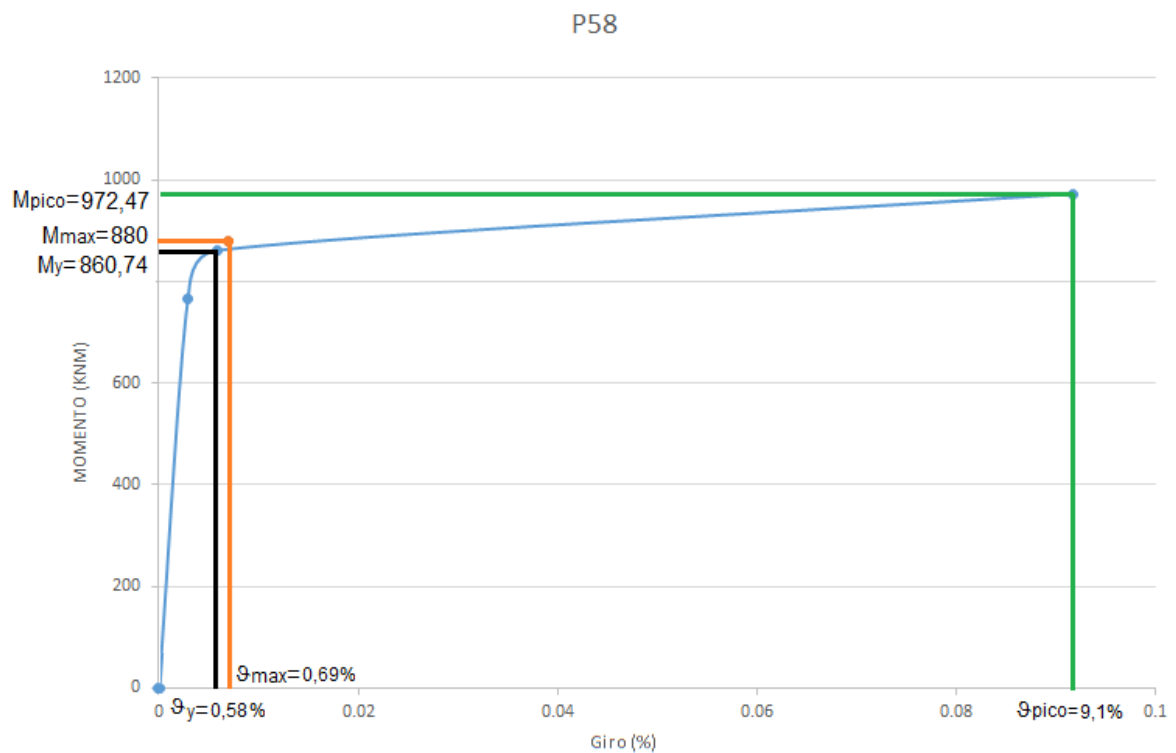


Fig. 69. Gráfica Momento-Giro del pilar 58

Si se observa en la gráfica, el valor del momento máximo de Cype es de $M_{m\acute{a}x} = 880,00 \text{ kNm}$ para un ángulo de giro de $\vartheta_{m\acute{a}x} = 0,69\%$, mientras que para el conector calculado, todas las barras implicadas en el giro plastifican cuando la sección alcanza un giro del 0,58%, al que le corresponde un momento igual a 860,74 kNm, pero disponen de un rango plástico que permite llegar a las barras a una capacidad a momento de 972,47 kNm para un giro del 9,1%. Con los valores que presenta el conector se puede garantizar que, al igual que en el pilar 53 y 56, la integridad de la base del pilar está garantizada.

Una vez realizado el cálculo de los conectores en la junta pilar-cimentación, se llega a la conclusión de que la conexión dúctil DDC cumple con todas las exigencias de cálculo y provee a la estructura de una ductilidad suficiente para afirmar que, en caso de rotura, ésta no será frágil ni se producirá en la base de los pilares, evitando el colapso del edificio.

7.3.1 Cartelas

Para asegurar el comportamiento rígido de la placa de anclaje en la que se van a atornillar las barras del conector DDC en la junta pilar-cimentación, se introducen cartelas soldadas que garantizan el comportamiento rígido cuando ésta se ve sometida a flexión, es decir, en el caso en el que las fuerzas laterales (debidas a viento o sismo) provocan un momento flector en la base de los pilares. Gráficamente, en la **Fig. 70**, a. muestra el comportamiento rígido que se busca conseguir en la placa de anclaje, mientras b. el que se pretende evitar:

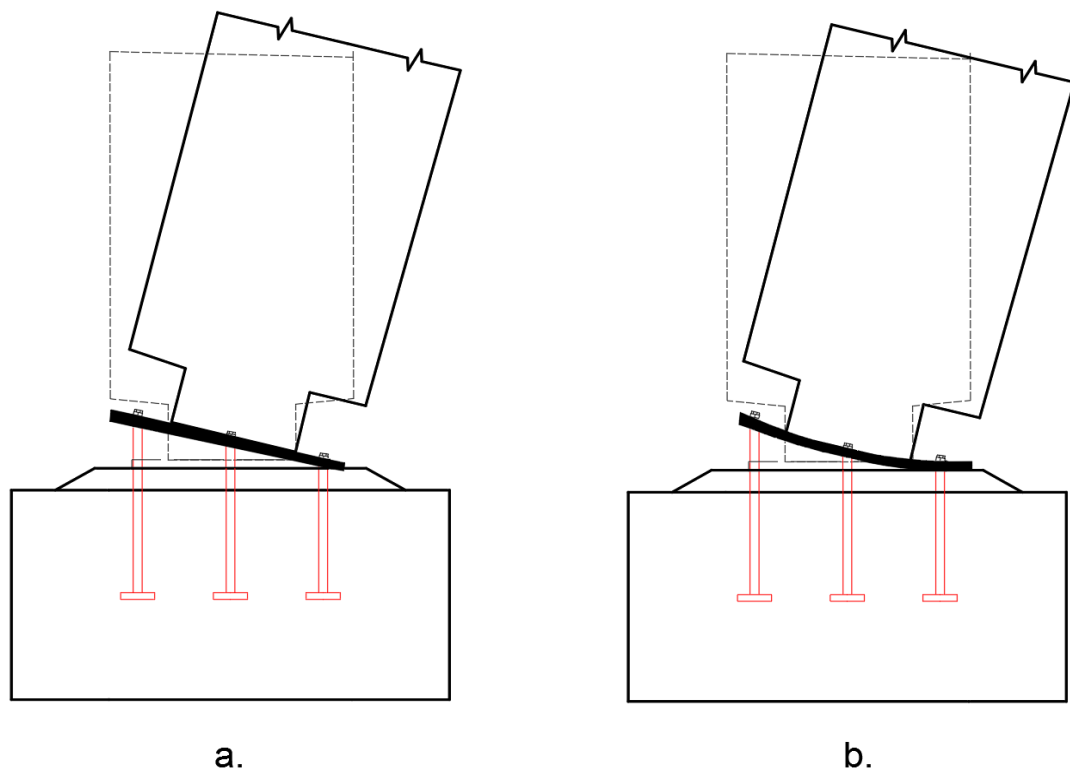


Fig. 70. a. Giro con placa de anclaje rígida b. Giro con placa de anclaje elástica

En caso de llevarse a cabo el comportamiento de b., no sería válido considerar que el alargamiento de las barras internas sea, para distintas situaciones, la mitad del alargamiento de las barras en el extremo traccionado, por lo que el cálculo y dimensionado del conector en la junta pilar-cimentación no sería correcto. Por ello se colocan cartelas soldadas de 25 mm de espesor, dispuestas entre cada barra del conector:

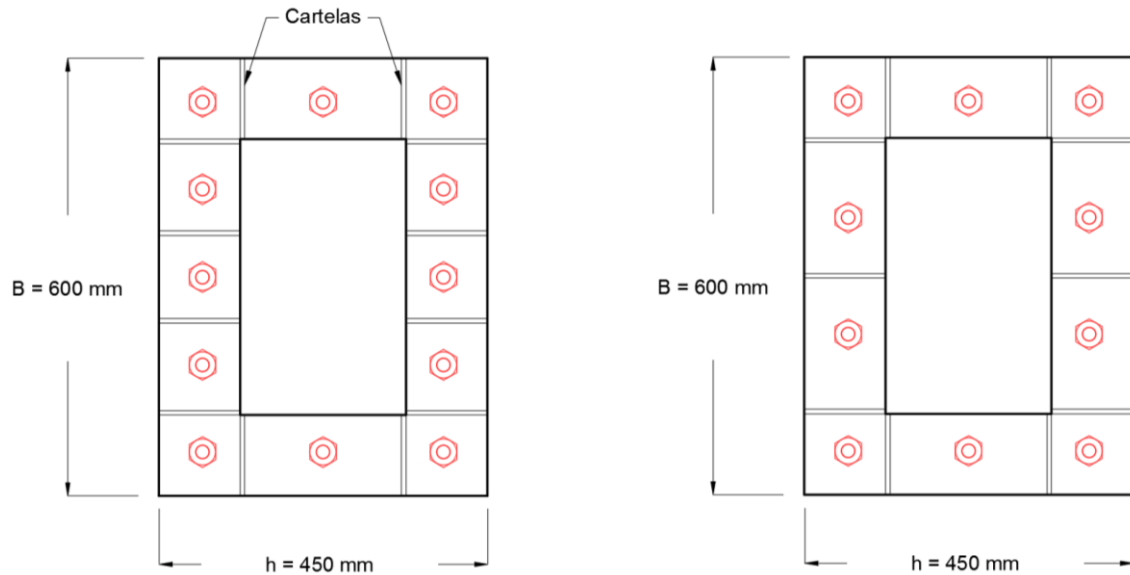


Fig. 71. Vista en planta de la disposición de cartelas en la junta pilar-cimentación.

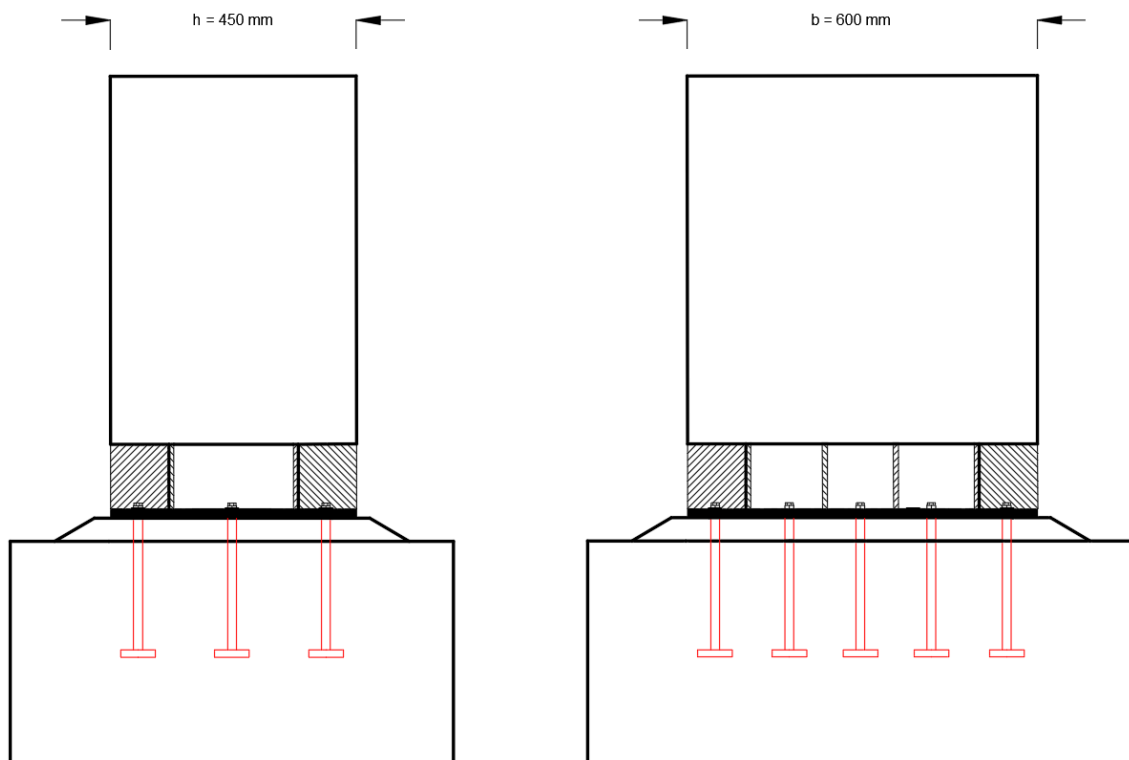


Fig. 72. Vista en alzado y perfil de la disposición de cartelas y conectores P53 - P56

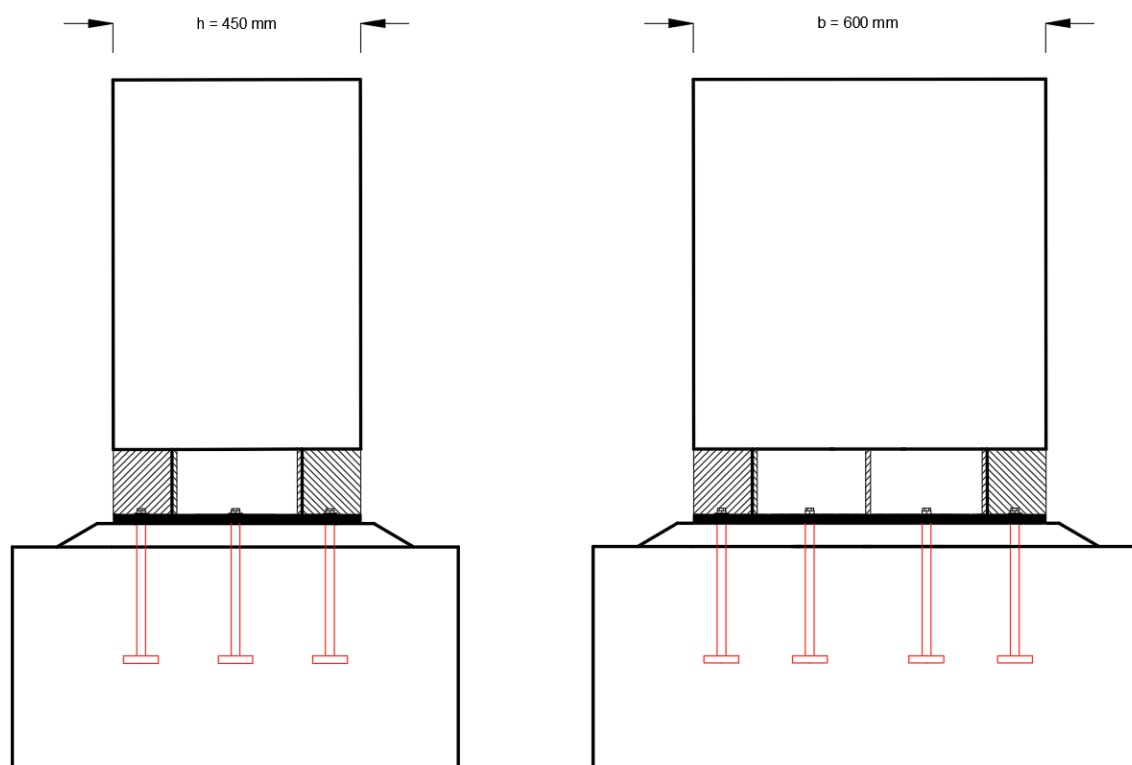


Fig. 73. Vista en alzado y perfil de la disposición de cartelas y conectores P58

7.4 Cálculo de la conexión en la junta viga-forjado

Una vez calculados los conectores de las conexiones pilar-viga y pilar-cimentación, se puede garantizar el comportamiento dúctil de la estructura frente a sismo, pero es necesario, además, realizar un análisis de la unión en cada elemento constituyente del forjado. Por ello, se analiza a continuación la unión forjado-viga buscando que, cuando la estructura se vea sometida a cargas laterales, el forjado no sufra deformación en su plano horizontal y trabaje de forma conjunta al resto, generando lo que se define como diafragma rígido. De esta manera, se consigue, por un lado, una transmisión eficiente de las solicitaciones y, por otro lado, unificar los desplazamientos y giros en todos los puntos del forjado.

Como establece la norma EHE08[3] en el apartado 6.7. del Anejo 10, es necesario comprobar la transmisión de esfuerzos entre la propia losa de hormigón y los elementos sobre los que apoya, en este caso vigas de carga. Como se busca que la unión entre ambos elementos sea dúctil, se emplea armadura transversal o de cosido suficiente o adecuada, de forma que en caso de que se produzca rotura en un punto, la carga se reparta mediante redistribución plástica de esfuerzos y la unión se pueda identificar como dúctil.

Como en el caso de estudio el forjado se compone de vigas y placas alveolares prefabricadas, la unión queda según el detalle de la **Fig. 74**:

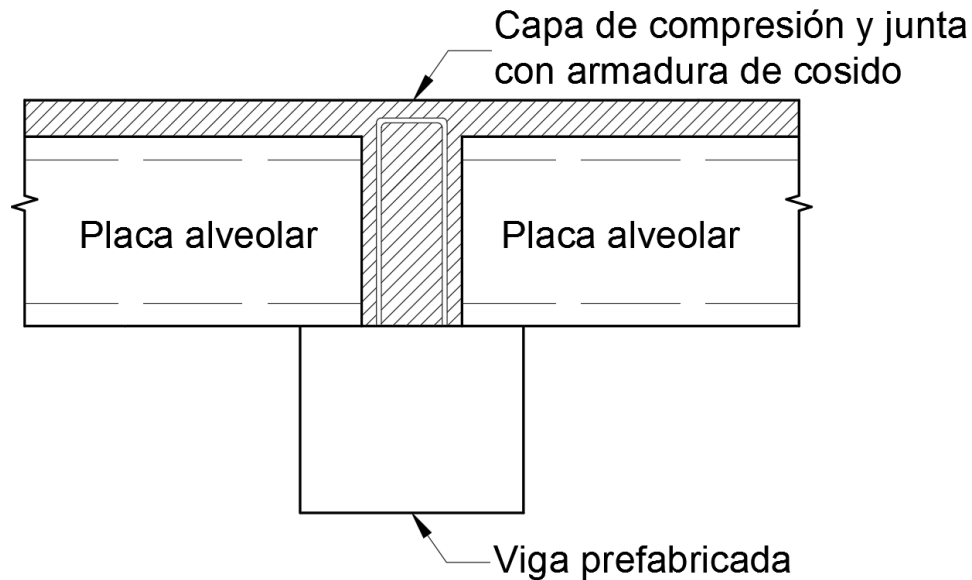


Fig. 74. Unión en la junta viga-forjado, con armadura de cosido

Una vez definido el tipo de unión, gracias a la redistribución plástica de esfuerzos que se lleva a cabo, es posible establecer un valor medio de la tensión rasante, la cual tendrá que ser igual o inferior a la resistencia al deslizamiento entre los dos hormigones de los elementos. Esta tensión rasante se calcula, para el caso más desfavorable en el que la resistencia a rasante viene determinada únicamente por la armadura transversal y por tanto no se considera la colaboración de las conexiones DDC, con la siguiente ecuación:

$$F_r \leq \frac{L}{s} \cdot A_{st} \cdot f_{y\alpha,d} \cdot (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (51)$$

Donde:

- A_{st} = Área de la armadura transversal.
- L = luz de la zona de cálculo del esfuerzo rasante.
- s = Separación de las barras de cosido según el plano de la junta.
- $f_{y\alpha,d}$ = Límite elástico de cálculo de la armadura transversal ($\leq 400 \text{ N/mm}^2$)
- μ = Coeficiente de rozamiento entre hormigones.
- α = Ángulo que forman las barras de la armadura de cosido con la junta.

Teniendo en cuenta la cuantía de la armadura transversal, $\rho_d = A_{st}/(p \cdot s)$, se obtiene:

$$\rho_d = \frac{F_r}{p \cdot L \cdot f_{y\alpha,d} \cdot (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (52)$$

Siguiendo el proceso de cálculo que establece el libro Hormigón armado - Jiménez Montoya [22] en su apartado 22., se presenta la siguiente limitación:

$$\rho_d \geq \frac{0,38}{f_{y\alpha,d} \cdot (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (53)$$

O como propone la EHE-08 [3], el límite para contabilizar la contribución de la armadura de cosido y considerar la unión como dúctil:

$$\rho_d = \frac{A_{st}}{(p \cdot s)} \geq 0,001 \quad (54)$$

Donde:

- A_{st} = Área de la armadura transversal.
- p = Superficie de contacto por unidad de longitud.
- s = Separación de las barras de cosido según el plano de la junta.

Dado que el ángulo formado por las barras de cosido con el plano de la junta es igual a 90°, como podemos observar en la **Fig. 74**, y el límite elástico del acero transversal es de 400 MPa, la ecuación (53) queda:

$$\rho_d \geq \frac{0,38}{f_{y\alpha,d} \cdot (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)} = \frac{0,38}{\left(400/1,15\right)} = 0,0011 \geq 0,001$$

Teniendo como dato que la superficie de contacto por unidad de longitud, p , tiene un valor de 100 mm, y empleando diámetros de 6 mm para la armadura de cosido (donde el área la conforman dos barras), la separación de las barras de cosido según el plano de la junta es:

$$s = \frac{A_{st}}{(p \cdot \rho_d)} = \frac{100,53}{(100 \cdot 0,0011)} = 920 \text{ mm}$$

Con el resultado obtenido se dispone, para estar siempre del lado de la seguridad, que la separación de las barras de cosido sea de 750 mm, asegurando un correcto funcionamiento del sistema dúctil. La **Fig. 75** muestra una representación (sin escala) de la zona de unión forjado-viga:

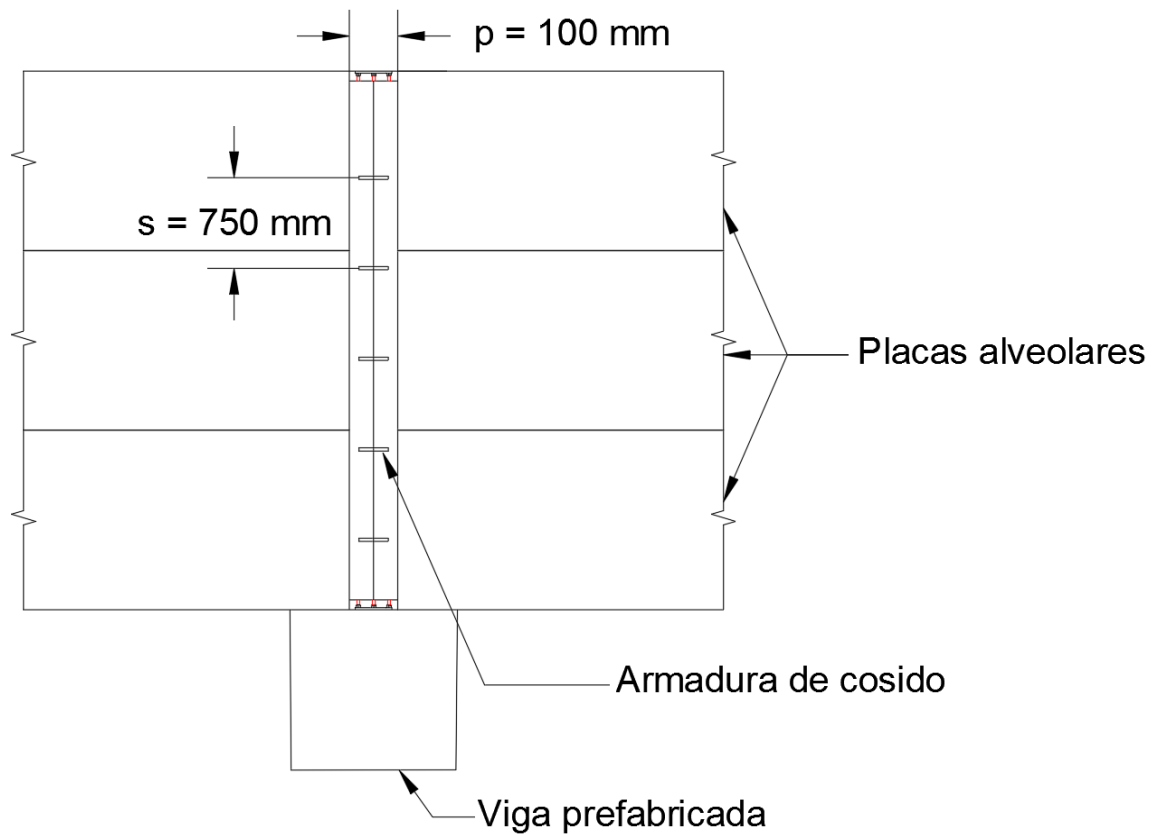


Fig. 75. Junta de unión forjado-viga

8 ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE MÉTODOS CONSTRUCTIVOS

Una vez se ha demostrado la viabilidad técnica de la construcción prefabricada en zona de elevada sismicidad, en este apartado se procede a realizar una comparativa, a nivel económico, entre la valoración y planificación técnica de una obra realizada mediante procesos constructivos convencionales y el método de construcción prefabricada empleado en este estudio técnico, para finalmente establecer la viabilidad económica de este sistema.

En primer lugar, se va a realizar un estudio de costes comparativo entre ambas tipologías de construcción. Se realiza, por un lado, un análisis de Coste Directo donde se tienen en cuenta las partidas más importantes de la obra, y, por otro lado, un análisis de Coste Indirecto.

En el primer caso, se utilizan los precios de mano de obra, maquinaria y materiales marcados por la base de costes de la construcción de Andalucía[23] (Banco de precios de la Junta de Andalucía) y los extraídos del generador de precios del programa de cálculo Cype[5].

Para el análisis de los Costes Indirectos, se realiza una planificación técnica, mediante diagrama de Gantt, de cada tipología de construcción introduciendo unos determinados Costes Indirectos mensuales.

Debido a estos últimos, aunque a priori la diferencia entre los Costes Directos de ambas construcciones no sea significativa, la variación en el coste final si puede llegar a ser importante.

8.1 Análisis de Costes Directos

Para el análisis de Costes Directos, en el Anexo II Estudio Económico, se presenta de forma pormenorizada el análisis de Coste Directo de ambos tipos de construcción, donde se incluyen:

- Resumen de Coste Directo.
- Coste Directo de las Unidades de Obra.
- Cuadro de descompuestos.

A continuación, del Anexo II Estudio Económico, se ha extraído una tabla resumen comparativa, **Tabla 41**, de los Costes Directos entre ambas construcciones. Los valores en verde hacen referencia a la diferencia económica en aquellos puntos donde la construcción prefabricada es más barata, mientras que los valores en rojo donde la construcción tradicional resulta más rentable.

Comparativa de Costes Directos			
Capítulos	Opción 1 (Estructura Tradicional)	Opción 2 (Estructura Prefabricada)	Diferencia (1-2)
Trabajos previos	778,50 €	778,50 €	0 €
Movimiento de tierras	19.254,00 €	19.254,00 €	0 €
Cimentación	364.918,35 €	364.918,35 €	0 €
Estructura			
Escalera	5.898,72 €	5.898,72 €	0 €
Rampa	40.178,25 €	40.178,25 €	0 €
Forjado	803.863,50 €	526.304,25 €	197.802,29 €
Pilares		79.756,96 €	
Vigas	83.621,42 €	211.174,24 €	- 127.552,82 €
Red de protección	96.200,00 €	X	96.200,00 €
Anclaje metálico	X	24.336,00 €	- 24.336,00 €
TOTAL	1.414.712,74 €	1.272.599,27 €	142.113,47 €

Tabla 41. Resumen comparativo de Costes Directos entre ambas construcciones

De la **Tabla 41** se puede extraer que existen capítulos y partidas, dentro del estudio de Costes Directos, que no afectan económicamente a la diferencia entre un método constructivo y otro, como puede ser el movimiento de tierras o la cimentación.

Por otro lado, se observa el ahorro que le supone a la construcción prefabricada el forjado, de placas alveolares y pilares prefabricadas, en detrimento del forjado reticular con casetón recuperable empleado en la construcción tradicional, que sumado al no uso de red de protección bajo forjado, resulta un ahorro de casi 300.000€ a favor de la prefabricada.

Si bien es cierto que el Coste Directo en vigas y el anclaje metálico por parte de la opción 2 (estructura prefabricada) es superior al de la opción 1 (estructura tradicional), debido, entre otras cosas, al gasto que suponen las barras Dywidag y la incorporación de los anclajes, esta variación no es suficiente para compensar el Coste Directo de ambos métodos constructivos, quedando el método prefabricado como el más económico.

8.2 Análisis de Costes Indirectos

En el análisis de Costes Indirectos, tanto para el método constructivo tradicional como para el prefabricado, se han tenido en cuenta los siguientes tipos de Costes Indirectos:

1) Anticipados

Aquellos en los que se incurre antes de empezar la obra y que son necesarios para el comienzo de la actividad, es decir, para la ejecución de la obra. Entre ellos se puede incluir la formalización del contrato principal, seguro de construcción, transporte de maquinaria para llegada a obra, etc.

2) Inmovilizados

Aquellos gastos derivados de bienes de inmovilizado que son necesarios para la ejecución de la obra, cuya asignación directa a las operaciones en que trabajan es imposible de realizar. Entre ellos se encuentran los útiles y medios para seguridad e higiene, inmuebles para oficinas, aparatos, etc.

3) Corrientes

Son aquellos producidos en cada periodo por actividades realizadas en el mismo, pero que no se pueden asignar a operaciones de producción completas. Entre ellos se pueden incluir personal mensual, explotación y conservación de los inmovilizados, intereses de bancos, etc.

4) Diferidos

Son aquellos que se producen una vez terminada la obra, necesarios para dejar está en perfectas condiciones de uso. Estos gastos pueden incluir, entre otros, retirada de instalaciones y equipos generales, gastos de fin de obra a liquidación, conservación en periodo de garantía, impuestos de todas clases, tasa de oficina técnica, delegación o externas, etc.

Una vez determinados los tipos de Costes Indirectos que se van a tener en cuenta, y siguiendo con el desarrollo del apartado, se procede a continuación a introducir tablas resumen con el valor económico de cada uno de estos Costes Indirectos. Estos valores son los que se van a emplear para poder realizar de forma completa la planificación técnica y económica de cada método constructivo.

Costes anticipados	
	Euros
Vallado, Instalaciones, etc	15.000,00

Tabla 42. Costes anticipados

Costes Corrientes/mes	
	Euros
Jefe de Obra	5.000,00
Jefe de Producción	3.500,00
Encargado	4.000,00
Capataz	2.800,00
Gruistas (2)	6.000,00
Casetas Obra	700,00
Guarda Obra	2.500,00
Alquiler Grúas y maquinaria	6.000,00
Otros	5.000,00

Tabla 43. Costes corrientes/mes

- TOTAL CORRIENTE/MES opción estructura tradicional: 35.500,00 €

En el caso de la construcción prefabricada habría que descontar el coste de gruistas, pues se incluye dentro del presupuesto de Costes Directos en el montaje de los elementos prefabricados, por lo que, para la construcción prefabricada, los Costes Indirectos suponen:

- TOTAL CORRIENTE/MES opción estructura prefabricada: 29.500,00 €

Costes inmovilizado	
	Euros
Material de oficina, ordenadores, etc	2.000,00

Tabla 44. Costes inmovilizado

Costes diferidos	
	Euros
Encargado, capataz, camión pluma, etc	4.000,00

Tabla 45. Costes diferidos

8.3 Planificación Técnica

Para poder realizar un cálculo adecuado de la duración de la obra, es necesario establecer unos rendimientos concretos para cada operación, por lo que, con los datos suministrados por el tutor de proyecto, se presentan a continuación las tablas de rendimiento para ambos métodos constructivos:

Rendimiento construcción tradicional	
Movimiento de tierras	2000 m ² /8 días
Losa de cimentación de hormigón	500 m ² /8 días
Forjado (incluyendo pilares)	600 m ² /8 días
Albañilería	2 meses
Instalaciones	4 meses

Tabla 46. Rendimiento de las operaciones en el método constructivo tradicional

Rendimiento construcción prefabricada	
Movimiento de tierras	2000 m ² /8 días
Losa de cimentación de hormigón	500 m ² /8 días
Pilares	10 pilares / día
Vigas	10 vigas / día
Placas alveolares	150 m ² / día
Hormigonado del forjado	1000 m ² / día
Albañilería	2 meses
Instalaciones	4 meses

Tabla 47. Rendimiento de las operaciones en el método constructivo prefabricado

A continuación, se presenta la planificación técnica, mediante diagrama de Gantt, realizada para ambos tipos de construcción.

Planificación técnica de la Estructura Tradicional

Planificación técnica de la Estructura Prefabricada

8.4 Planificación Económica

Con los datos obtenidos en la planificación técnica y en la estructura de coste directo e indirecto llevada a cabo para el método constructivo tradicional y prefabricado, se realiza a continuación un estudio económico para cada uno. El Coste Directo de cada capítulo de la obra se reparte entre la duración relativa de cada uno de ellos.

Construcción Prefabricada

		Cuadrícula de 2,2 días									
		Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	Mes 6	Mes 7	Mes 8	Mes 9	
Actividad											
Trabajos previos											
	Coste Directo	0.8									
Movimiento de tierras											
	Coste Directo	4.8 4.8 4.8 4.8									
Cimentación											
	Coste Directo	40.5 40.5 40.5 40.5 40.5 40.5 40.5									
Estructura											
	Coste Directo		42.3 42.3 42.3 42.3 42.3 42.3 42.3 42.3 42.3 42.3 42.3 42.3 42.3 42.3								
Albañilería											
Instalaciones											
C.D. Total		303.5	292.5	423	254	X	X	X	X	X	
C. I.	Anticip. (15)+Inmoviliz.(2)+Corrientes(29.5)= 46.5		Corrientes = 29.5	Corrientes = 29.5	Corrientes = 29.5	Corrientes = 29.5	Corrientes = 29.5	Corrientes = 29.5	Corrientes = 29.5	Corrientes = 29.5	Diferido(4) x 2 meses=8
C. Total		350	322	452.5	283.5	29.5	29.5	29.5	29.5	29.5	8
C. Total acum		350	672	1124.5	1408	1437.5	1467	1496.5	1526	1555.5	1563.5
		Valores en Miles de Euros									

Si se observa el diagrama de Gantt de la planificación técnica y de la planificación económica de la construcción tradicional, la obra tiene una duración de 17 meses y se lleva a cabo entre Junio de 2017 y Octubre de 2018. El Coste Indirecto de la obra, debido a su duración, alcanza la cifra de 628.500,00 €.

Por otro lado, en el diagrama de Gantt de la planificación técnica y de la planificación económica de la construcción prefabricada, se puede observar que la duración de la obra pasa a ser de 9 meses y se lleva a cabo entre Junio de 2017 y Febrero de 2018. El Coste Indirecto de la obra, debido a su duración, alcanza la cifra de 290.500,00 €.

8.5 Conclusión del estudio económico

Teniendo en cuenta todos los datos analizados en apartados anteriores, se llega al resumen de costes, donde si se realiza la suma de los Costes Directos e Indirectos de ambas construcciones, el resultado queda reflejado en la **Tabla 48** y es el siguiente:

	Costes Directos (€)	Costes Indirectos (€)	Coste Total (€)
C. Tradicional	1.414.712,74	628.500,00	2.043.212,74
C. Prefabricada	1.272.599,27	290.500,00	1.563.099,27

***Tabla 48.** Coste total de ambas construcciones*

Finalmente, como se puede apreciar por los resultados que ofrece la **Tabla 48**, la construcción prefabricada resulta más económica tanto en el apartado de Costes Directos como en el de Costes Indirectos, quedando demostrada la viabilidad económica de la construcción prefabricada frente a otros métodos constructivos tradicionales.

Esta diferencia es debida, principalmente, al ahorro que supone el gasto en Costes Indirectos derivado de la reducción en el plazo de la obra. Se puede añadir que el sistema prefabricado, además de resultar más económico, ya que aproximadamente se consigue un ahorro de 480.113,47€ (aproximadamente un 23,5% sobre el coste total de la construcción tradicional), ofrece un nivel de acabado y control de calidad muy superior al de la construcción in-situ.

9 CONCLUSIONES

La conclusión principal y más importante, que se puede extraer de este estudio técnico, es que se ha demostrado que la viabilidad técnica de ejecutar estructuras prefabricadas en zonas de sismicidad elevada con acciones laterales de viento y sismo. Si bien es cierto que no todas las estructuras de elementos prefabricados son aptas para ello, debido entre otras razones al problema derivado de los elevados desplazamientos que sufre la estructura.

Por todo ello, se ha comprobado que, empleando técnicas de proyecto y montaje adecuadas, en este caso mediante conexiones atornilladas DDC de alta ductilidad, los resultados finales son óptimos, consiguiendo controlar los niveles de desplazamiento que se obtienen del programa de cálculo y cumpliendo por tanto los que exigen las normativas, además de conseguir el tipo de mecanismo de colapso de la estructura pilar fuerte – viga débil de una manera más sencilla y eficaz.

Por otro lado, es evidente la ventaja que la construcción prefabricada ofrece tanto en la parte técnica, con un nivel de acabado superior y un control de calidad difícil de conseguir en el desarrollo de una construcción mediante métodos tradicionales, como en la parte económica.

Aunque a nivel de coste directo el prefabricado no supone un ahorro importante frente a la construcción in-situ, la principal virtud de este tipo de construcción radica en el control que ofrece en los plazos de ejecución y equipos de obra, de forma que la planificación técnica permite acortar 8 meses la duración de la obra, produciendo una disminución importante de los costes indirectos, lo que se traduce en un ahorro total de 480.113,47€ (aproximadamente un 23,5% sobre el coste total de la construcción tradicional).

10 ANEXO I PLANOS

Índice:

1) Emplazamiento

Nº Plano 1, HOJA 1 de 1 Plano de emplazamiento

2) Replanteo

Nº Plano 2, HOJA 1 de 2 Plano de replanteo

Nº Plano 2, HOJA 2 de 2 Plano de replanteo

3) Arquitectura

Nº Plano 3, HOJA 1 de 5 Plano de arquitectura planta baja

Nº Plano 3, HOJA 2 de 5 Plano de arquitectura planta 1ª, 2ª, 3ª y 4ª

Nº Plano 3, HOJA 3 de 5 Plano de arquitectura cubierta

Nº Plano 3, HOJA 4 de 5 Plano de sección A-A'

Nº Plano 3, HOJA 5 de 5 Plano de sección B-B'

4) Estructura

Nº Plano 4, HOJA 1 de 4 Refuerzo Armado Longitudinal Inferior Losa

Nº Plano 4, HOJA 2 de 4 Refuerzo Armado Longitudinal Superior Losa

Nº Plano 4, HOJA 3 de 4 Refuerzo Armado Transversal Inferior Losa

Nº Plano 4, HOJA 4 de 4 Refuerzo Armado Transversal Superior Losa

Nº Plano 5, HOJA 1 de 2 Plano de forjado de plantas 1ª, 2ª, 3ª y 4ª

Nº Plano 5, HOJA 2 de 2 Plano de forjado de cubierta

Nº Plano 6, HOJA 1 de 6 Plano de vigas del pórtico 1

Nº Plano 6, HOJA 2 de 6 Plano de vigas del pórtico 4

Nº Plano 6, HOJA 3 de 6 Plano de vigas del pórtico 7

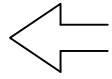
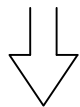
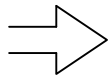
<i>Nº Plano 6, HOJA 4 de 6</i>	<i>Plano de vigas del pórtico 9</i>
<i>Nº Plano 6, HOJA 5 de 6</i>	<i>Plano de vigas del pórtico 13</i>
<i>Nº Plano 6, HOJA 6 de 6</i>	<i>Plano de vigas del pórtico 16</i>

<i>Nº Plano 7, HOJA 1 de 8</i>	<i>Cuadro de pilares</i>
<i>Nº Plano 7, HOJA 2 de 8</i>	<i>Cuadro de pilares</i>
<i>Nº Plano 7, HOJA 3 de 8</i>	<i>Cuadro de pilares</i>
<i>Nº Plano 7, HOJA 4 de 8</i>	<i>Cuadro de pilares</i>
<i>Nº Plano 7, HOJA 5 de 8</i>	<i>Cuadro de pilares</i>
<i>Nº Plano 7, HOJA 6 de 8</i>	<i>Cuadro de pilares</i>
<i>Nº Plano 7, HOJA 7 de 8</i>	<i>Cuadro de pilares</i>
<i>Nº Plano 7, HOJA 8 de 8</i>	<i>Cuadro de pilares</i>

<i>Nº Plano 8, HOJA 1 de 2</i>	<i>Plano de escaleras de planta baja</i>
<i>Nº Plano 8, HOJA 2 de 2</i>	<i>Plano de escaleras de plantas 1ª, 2ª, 3ª y 4ª</i>

5) Detalles constructivos

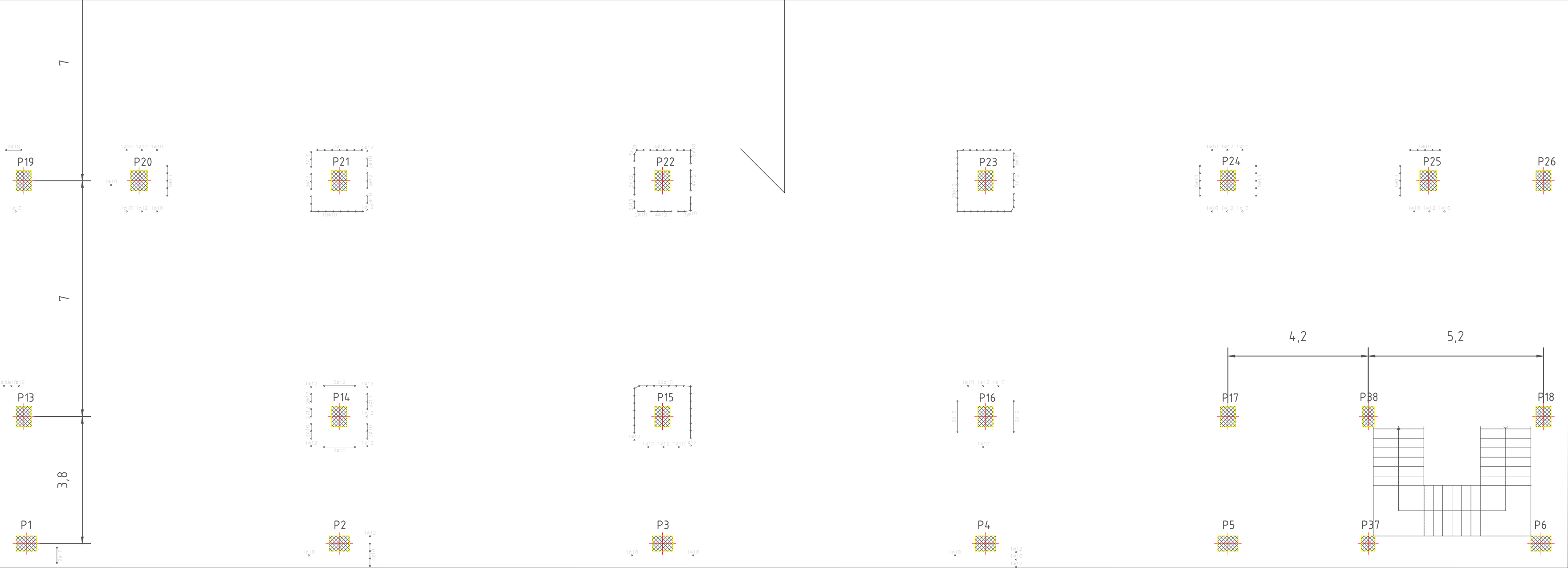
<i>Nº Plano 9, HOJA 1 de 6</i>	<i>Detalles constructivos de los conectores pilar-viga</i>
<i>Nº Plano 9, HOJA 2 de 6</i>	<i>Detalles constructivos de los conectores pilar-viga</i>
<i>Nº Plano 9, HOJA 3 de 6</i>	<i>Detalles constructivos de los conectores pilar-viga</i>
<i>Nº Plano 9, HOJA 4 de 6</i>	<i>Detalles constructivos de los conectores pilar-viga</i>
<i>Nº Plano 9, HOJA 5 de 6</i>	<i>Detalles constructivos de los conectores pilar-viga</i>
<i>Nº Plano 9, HOJA 6 de 6</i>	<i>Detalles constructivos de los conectores pilar-</i>
<i>cimentación</i>	



	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		LUIS CARLOS		
COMPROBADO		BALLESTEROS		
		LECHUGA		
ESCALA:	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD Emplazamiento			Nº PLANO 1
S/E				HOJA 1 DE 1
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		LUIS CARLOS		
COMPROBADO		BALLESTEROS		
		LECHUGA		
ESCALA: 1:100	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD Replanteo			Nº PLANO 2 HOJA 1 DE 2 SUSTITUYE A: SUSTITUIDO POR:

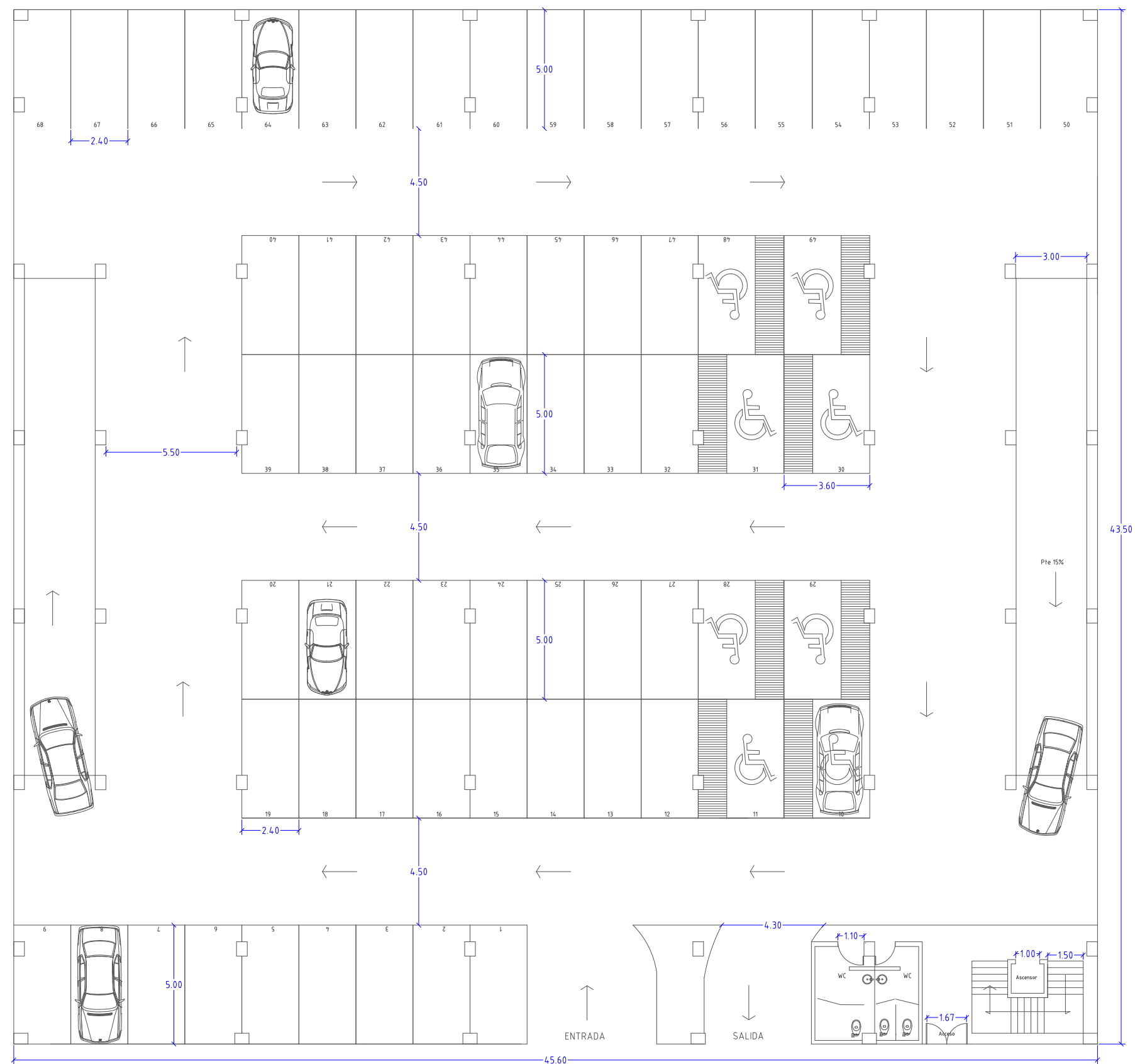


Cimentación
Replanteo

Armadura base en losas de cimentación
Paños: L1
Superior: Ø20 cada 25 cm Inferior: Ø20 cada 25 cm
No detallada en plano
Escala: 1:100

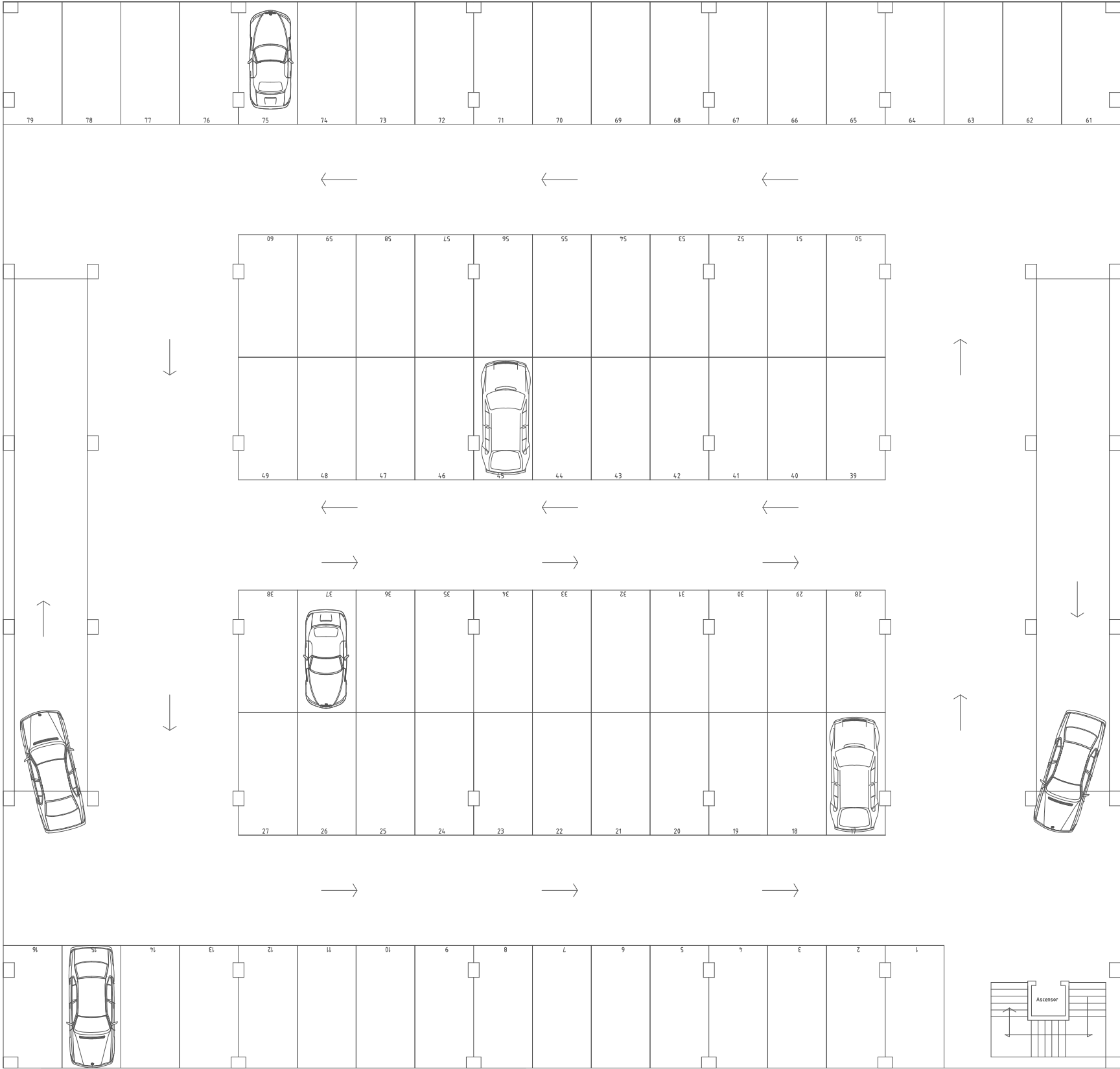
Cotas en metros

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO		LUIS CARLOS			
COMPROBADO		BALLESTEROS LECHUGA			
ESCALA:	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD			Nº PLANO	2
1:100				HOJA	2 DE 2
				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	
	Replanteo				



Cotas en metros

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		LUIS CARLOS		
COMPROBADO		BALLESTEROS		
		LECHUGA		
ESCALA:	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD			Nº PLANO 3
1:200				HOJA 1 DE 5
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:
Arquitectura planta baja				



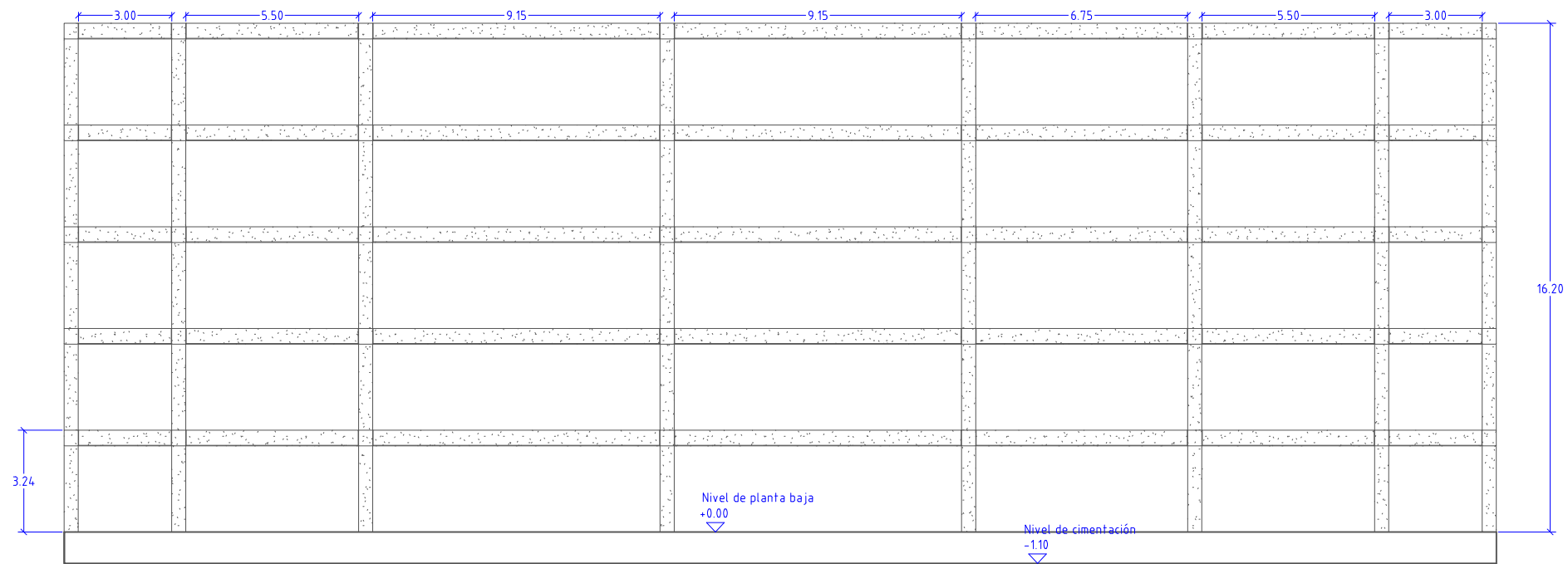
Cotas en metros

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		LUIS CARLOS		
COMPROBADO		BALLESTEROS		
		LECHUGA		
ESCALA:	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD Arquitectura plantas 1ª, 2ª, 3ª y 4ª.			Nº PLANO 3
1:200				HOJA 2 DE 5
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

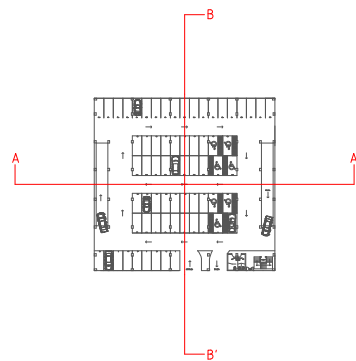


Cotas en centímetros

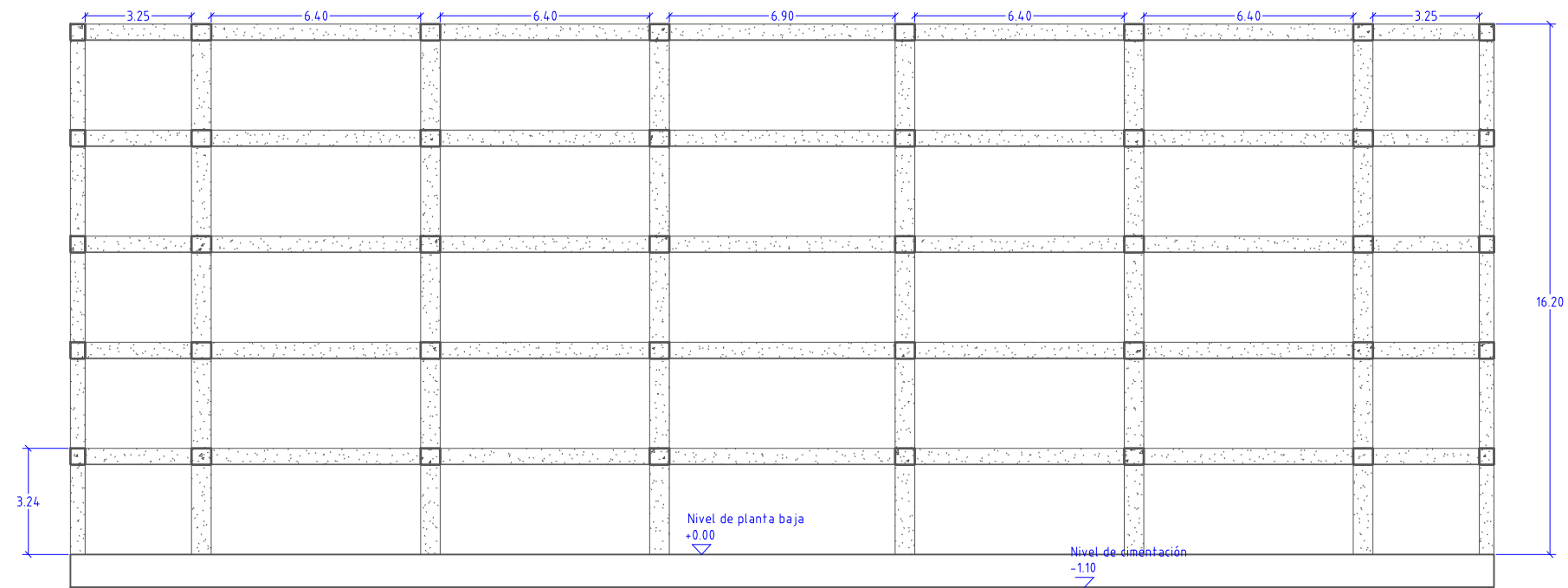
		FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
	DIBUJADO		LUIS CARLOS			
	COMPROBADO		BALLESTEROS			
			LECHUGA			
	ESCALA:	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD Arquitectura cubierta			Nº PLANO 3	
	1:200				HOJA 3 DE 5	
					SUSTITUYE A:	
					SUSTITUIDO POR:	



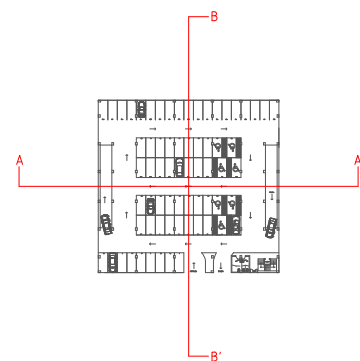
Cotas en metros



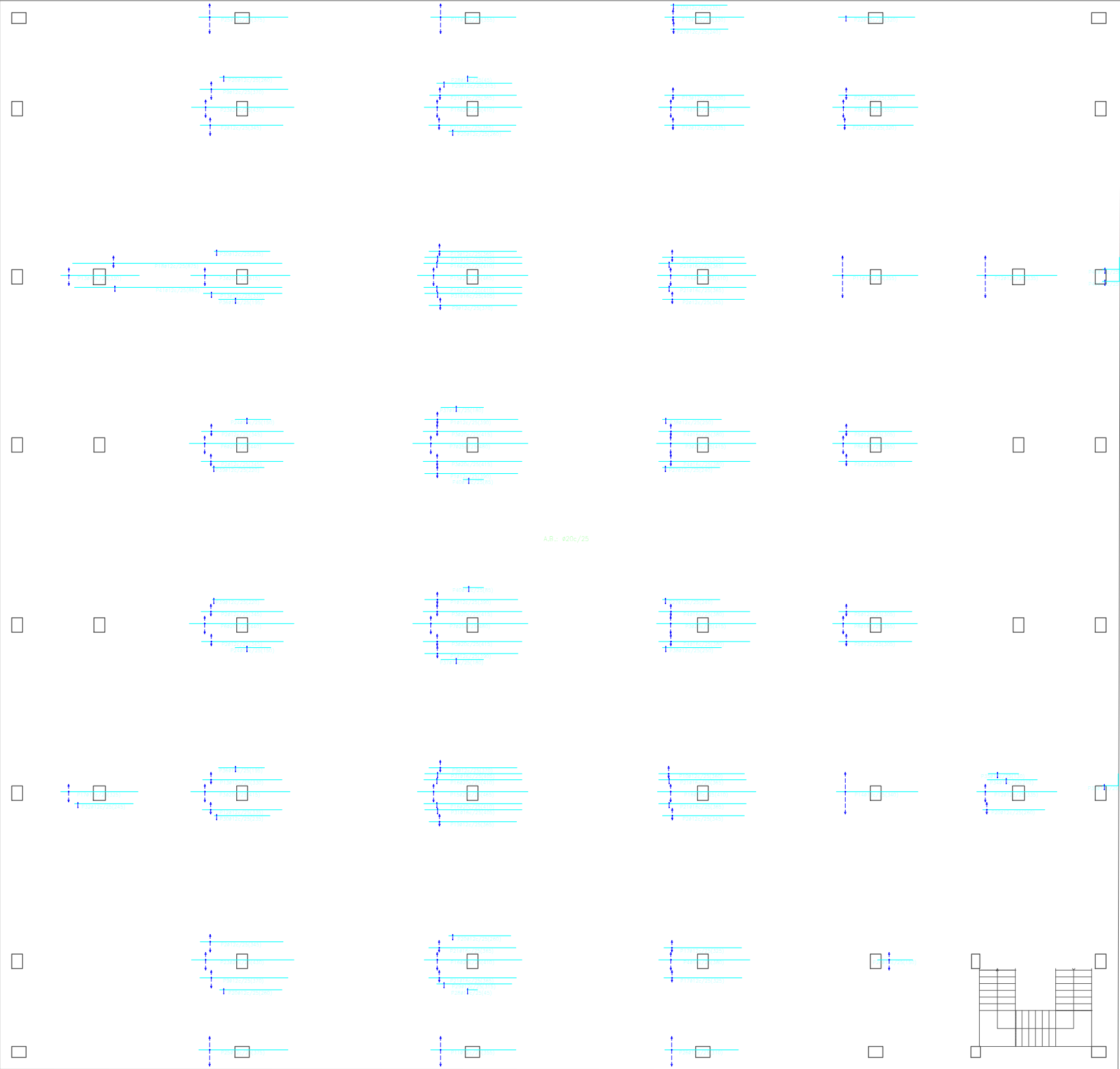
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		LUIS CARLOS		
COMPROBADO		BALLESTEROS		
		LECHUGA		
ESCALA:	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD Arquitectura Sección A-A'			Nº PLANO 3
1:200				HOJA 4 DE 5
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



Cotas en metros



	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		LUIS CARLOS		
COMPROBADO		BALLESTEROS		
		LECHUGA		
ESCALA:	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD Arquitectura Sección B-B'			Nº PLANO 3
1:200				HOJA 5 DE 5
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



Elemento	Pos.	Diám.	No.	Long. 2 (cm)	Total R-500 S, Y=1.15 (kg)
Armadura longitudinal inferior	1	#12	3	320	27.1
	2	#12	3	340	28.1
	3	#20	20	415	284.7
	4	#18	30	330	84.6
	5	#12	9	305	21.7
	6	#20	9	445	45.1
	7	#20	9	485	48.0
	8	#18	25	375	58.4
	9	#12	12	375	32.4
	10	#12	30	385	72.9
	11	#12	12	355	40.5
	12	#12	12	335	40.5
	13	#12	12	335	40.5
	14	#12	12	345	40.5
	15	#20	9	455	45.1
	16	#20	9	415	40.5
	17	#12	12	325	32.4
	18	#12	3	875	7.05
	19	#12	3	895	7.2
	20	#12	9	285	12.9
	21	#18	9	355	49.1
	22	#12	12	335	40.5
	23	#20	12	435	43.6
	24	#12	12	355	40.5
	25	#12	12	375	40.5
	26	#12	12	315	32.4
	27	#12	12	245	8.5
	28	#12	3	85	0.8
	29	#12	3	315	2.9
	30	#12	3	335	3.2
	31	#18	4	455	25.6
	32	#12	4	245	2.2
	33	#12	12	125	1.1
	34	#12	12	125	1.1
	35	#12	12	125	1.2
	36	#12	12	125	1.2
	37	#12	12	125	1.2
	38	#12	12	125	1.2
	39	#12	12	125	1.2
	40	#12	12	125	1.2
	41	#12	12	125	1.2
	42	#12	12	125	1.2
	43	#12	12	125	1.2
	44	#12	12	125	1.2
	45	#12	12	125	1.2
	46	#12	12	125	1.2
	47	#12	12	125	1.2
	48	#12	12	125	1.2
	49	#12	12	125	1.2
	50	#12	12	125	1.2
Total				1584	
				#12	125.1
				#18	252.0
				#20	545.2
				#25	240.4
				Total	1062.7

Resumen Acero		Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Armadura longitudinal inferior				
R-500 S, Y=1.15		#12 540.5	528	
		#18 145.2	252	
		#20 200.8	545	
		#25 56.7	240	1565

Cotas en milímetros

Cimentación

Armadura base en losa de cimentación:
Superior: Ø20 cada 25 cm
Inferior: Ø20 cada 25 cm
No detallada en plano

	FECHA	NOMBRE	FIRMA
DIBUJADO		LUIS CARLOS	
COMPROBADO		BALLESTEROS	
		LECHUGA	

ESCALA: 1:200	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD Refuerzo Armadura Long. Inf. Losa de cimentación	Nº PLANO 4
		HOJA 1 DE 4
		SUSTITUYE A:
		SUSTITUIDO POR:



Elemento	Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	Peso B 500 S, $\gamma_s=1.10$ (kg)
Armadura transversal inferior	1	Ø12	10	2400	2400	11.3
	2	Ø16	10	400	400	70.8
	3	Ø16	10	420	420	74.4
	4	Ø12	10	320	320	28.1
	5	Ø16	10	380	380	72.0
	6	Ø12	10	280	280	24.0
	7	Ø12	30	350	350	93.2
	8	Ø12	5	400	1000	8.9
	9	Ø12	5	315	1000	11.2
	10	Ø12	30	345	1000	81.9
	11	Ø12	5	325	1000	11.4
	12	Ø12	5	145	400	2.5
	13	Ø12	10	370	1000	32.8
	14	Ø16	10	370	1000	50.5
	15	Ø12	10	800	800	81.5
	16	Ø12	5	800	1000	46.0
	17	Ø12	5	280	1000	5.0
	18	Ø12	5	270	1000	2.8
	19	Ø12	5	365	1000	13.0
	20	Ø16	10	370	1000	50.5
	21	Ø16	10	370	1000	50.5
	22	Ø16	245	1000	23.5	
	23	Ø12	230	1000	4.1	
	24	Ø12	215	700	6.7	
	25	Ø12	155	800	5.4	
	26	Ø12	245	800	4.4	
	27	Ø12	155	800	2.7	
	28	Ø12	135	1000	2.4	
	29	Ø12	100	1000	1.2	
	30	Ø12	270	200	2.4	
	31	Ø12	100	100	1.2	
	32	Ø12	140	140	1.3	
	33	Ø12	1	200	200	0.4
TOTAL					812	812
					Ø12	55.1
					Ø16	32.3
					Total	88.4

Resumen Acero Cimentación	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Armadura transversal inferior			
B 500 S, $\gamma_s=1.10$	Ø12	582.5	560
	Ø16	186.0	323
			882

Cotas en milímetros

Cimentación

Armadura base en losa de cimentación:
Superior: Ø20 cada 25 cm
Inferior: Ø20 cada 25 cm
No detallada en plano

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		LUIS CARLOS		
COMPROBADO		BALLESTEROS		
		LECHUGA		
ESCALA:	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD Refuerzo Armadura Trans. Inf. Losa de cimentación			Nº PLANO 4
1:200				HOJA 3 DE 4
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



A.B. - Ø20/25

Elemento	Pos.	Dim.	Nº	Long. (cm)	Total (cm)	B. 500 S. Y=1.15 (kg)
Armadura transversal superior	1	Ø12	1	365	365	12.5
	1	Ø12	1	365	365	12.5
Subtotal						25.0
Total						25.0

Resumen Acero Cimentación	Long. total (m)	Peso+10% (kg)
Armadura transversal superior B. 500 S. Y=1.15	Ø12 35,7	35

Cotas en milímetros

	Cimentación		FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
		DIBUJADO		LUIS CARLOS			
		COMPROBADO		BALLESTEROS			
				LECHUGA			
		ESCALA:	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD Refuerzo Armadura Trans. Sup. Losa de cimentación	Nº PLANO 4			
		1:200		HOJA 4 DE 4			
				SUSTITUYE A:			
		SUSTITUIDO POR:					

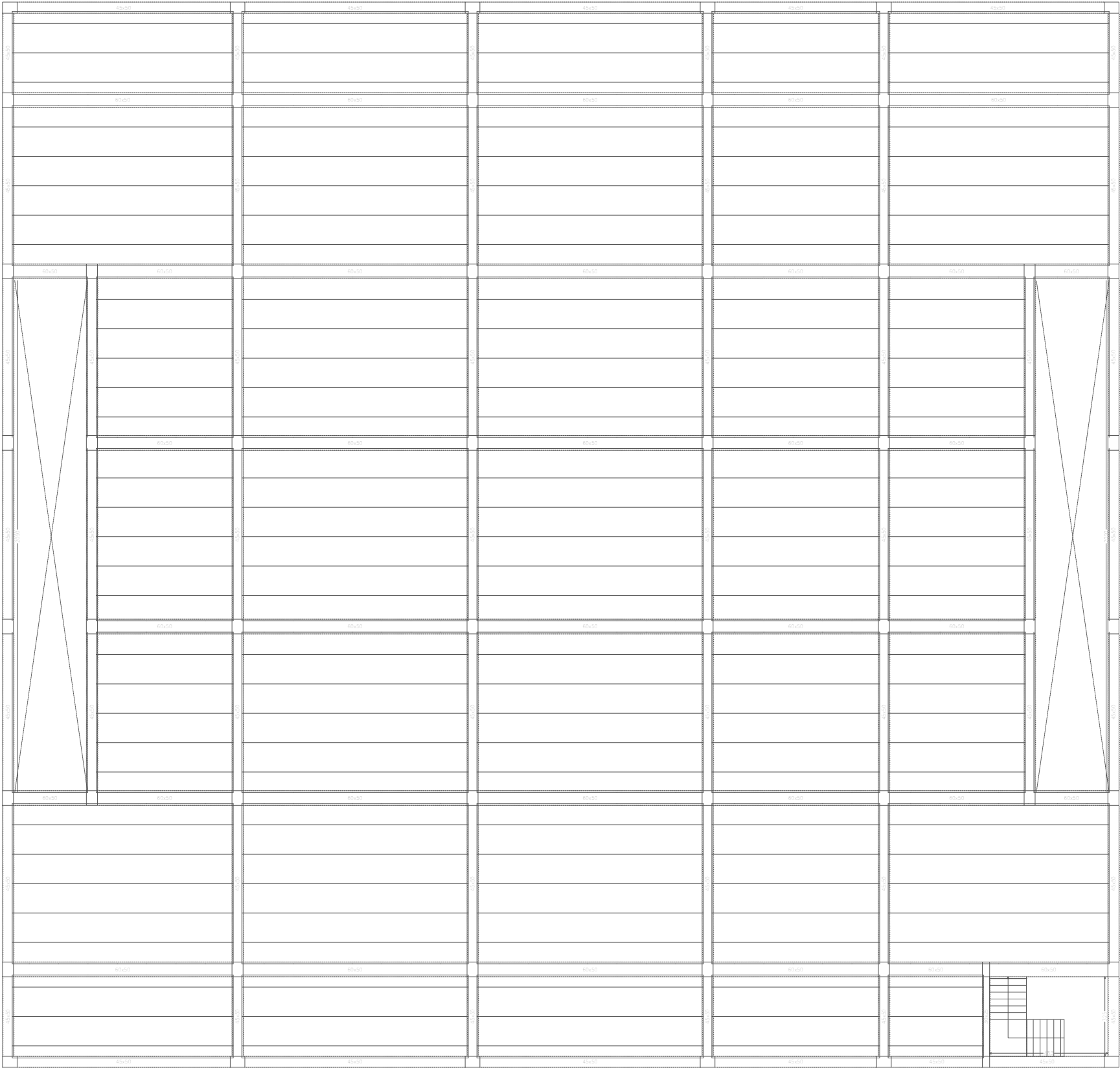


Tabla de características de placas aligeradas

Redes 20x5/120

Predimensiones RedRed, S.L.

Canto total del forjado: 25 cm

Espesor de la capa de compresión: 5 cm

Ancho de la placa: 1200 mm

Distancia entre: 7 cm

Hormigón de la placa: HA-40, f_{cd}=1.5

Hormigón de la capa y juntas: HA-25, f_{cd}=1.5

Acero de refuerzo: B 500 S, f_{yk}=1.15

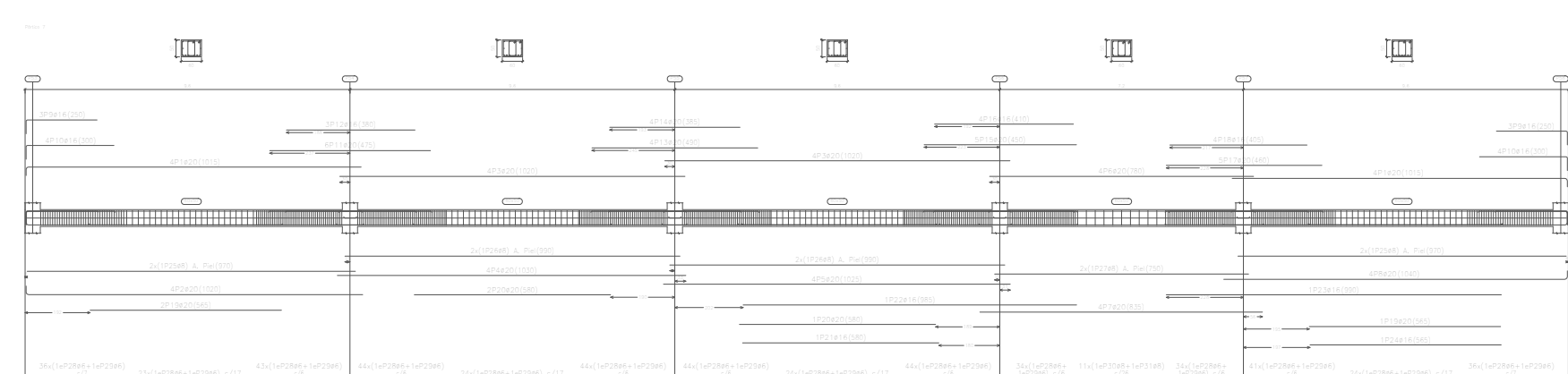
Peso propio: 4.2/103 kg/m²

Nota1: El fabricante indicará las agujeros necesarios y la separación entre vigas.

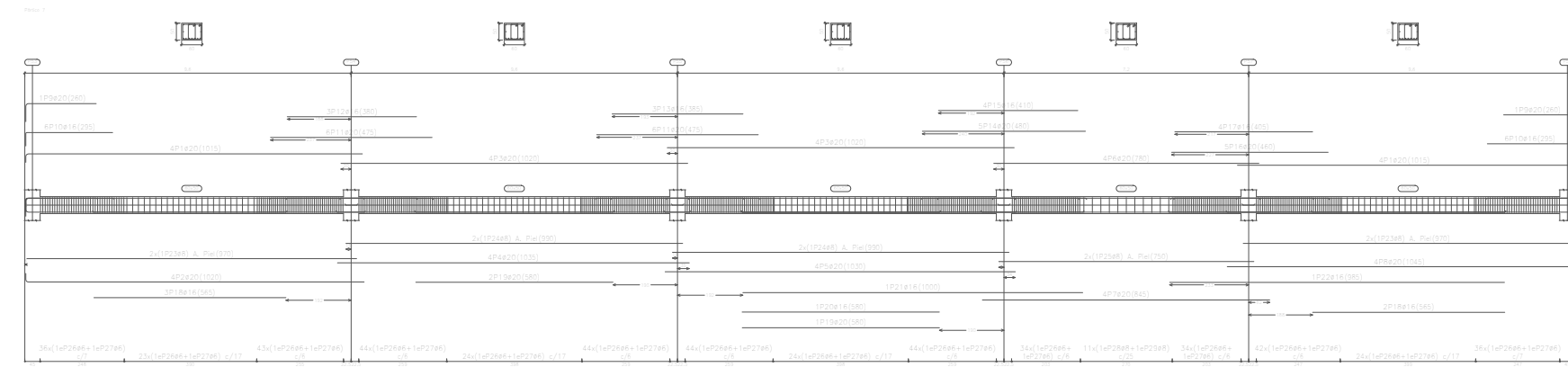
Nota2: Consulte los detalles referentes a uniones con vigas de la estructura principal y de las zonas macizas.

Cotas en centímetros

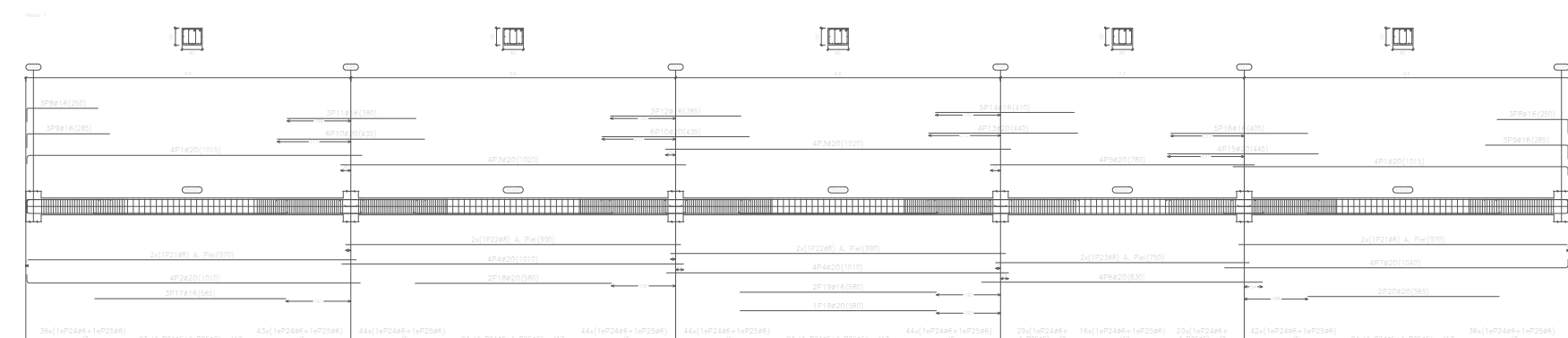
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		LUIS CARLOS		
COMPROBADO		BALLESTEROS		
		LECHUGA		
ESCALA:	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD			Nº PLANO 5
1:200				HOJA 1 DE 2
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:
	Plano de forjados de plantas 1ª, 2ª, 3ª y 4ª			



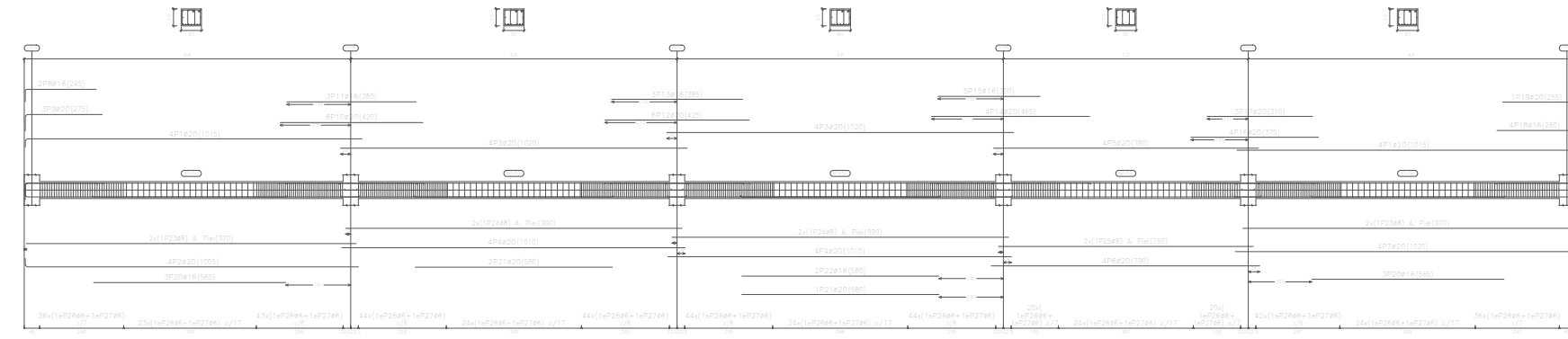
Primera Planta
Despiece de vigas
Hormigón: HA-40, $Y_m=1,5$
Acero en barras: B 500 S, $Y_m=1,15$
Acero en estribos: B 500 S, $Y_m=1,15$
Escala pódicos 1:100
Escala secciones 1:100
Escala huecos 1:100



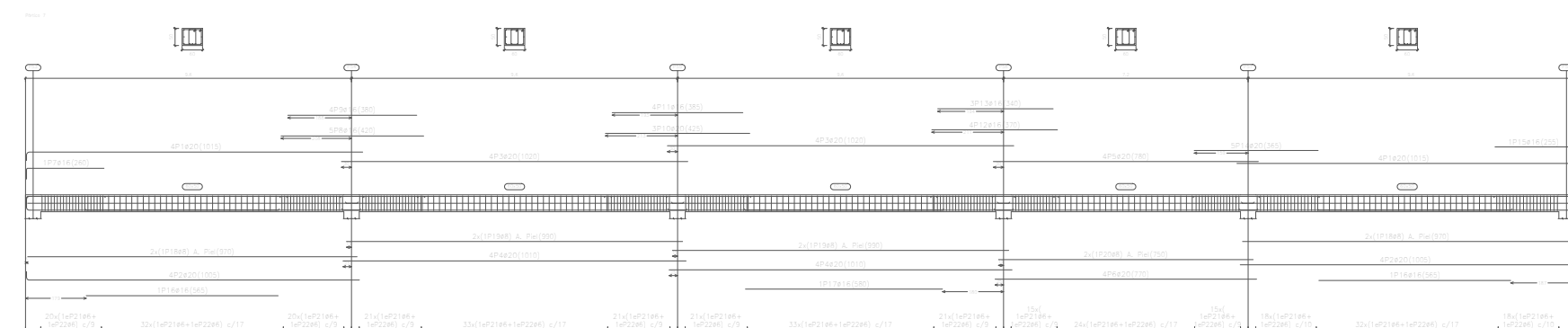
Segunda Planta
Despiece de vigas
Hormigón: HA-40, $Y_c=1,5$
Acero en barras: B 500 S, $Y_s=1,15$
Acero en estribos: B 500 S, $Y_s=1,15$
Escala pódicos 1:100
Escala secciones 1:100
Escala huecos 1:100



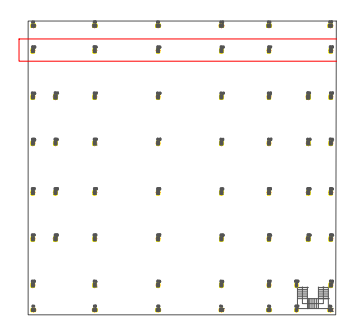
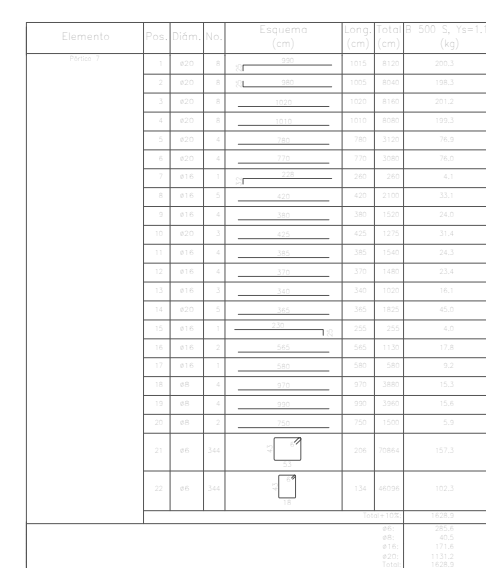
Tercera Planta
Despiece de vigas
Hormigón: HA-40, Yc=1,5
Acero en barras: B 500 S, Ys=1,15
Acero en estribos: B 500 S, Ys=1,15
Escala pérticos 1:100
Escala secciones 1:100
Escala huecos 1:100



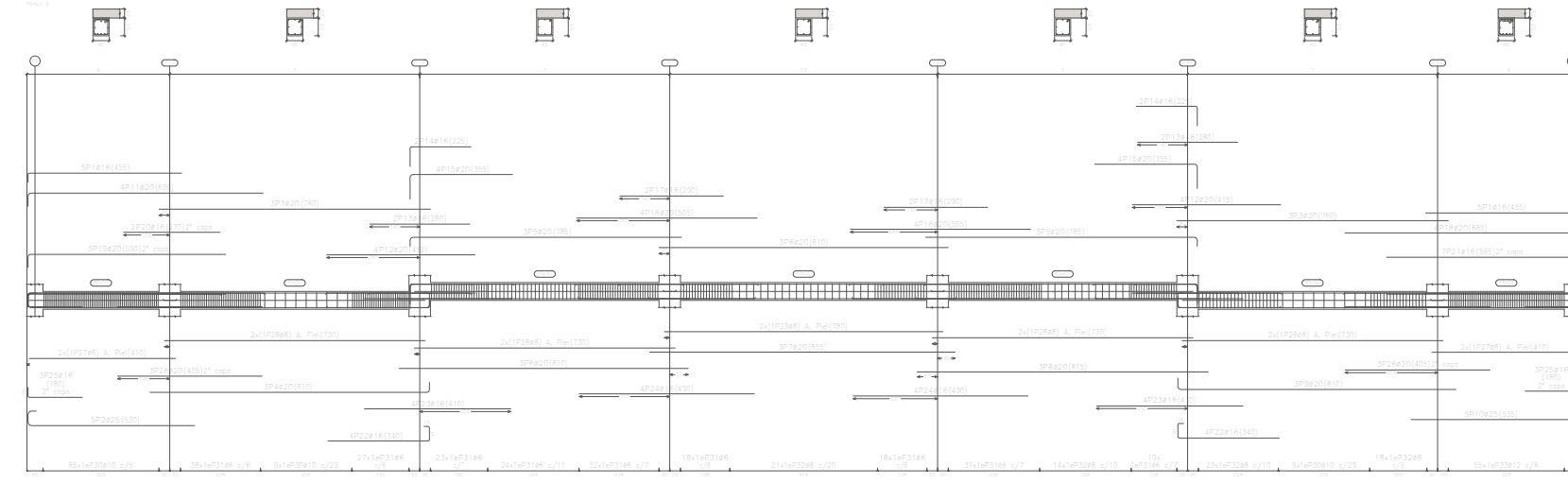
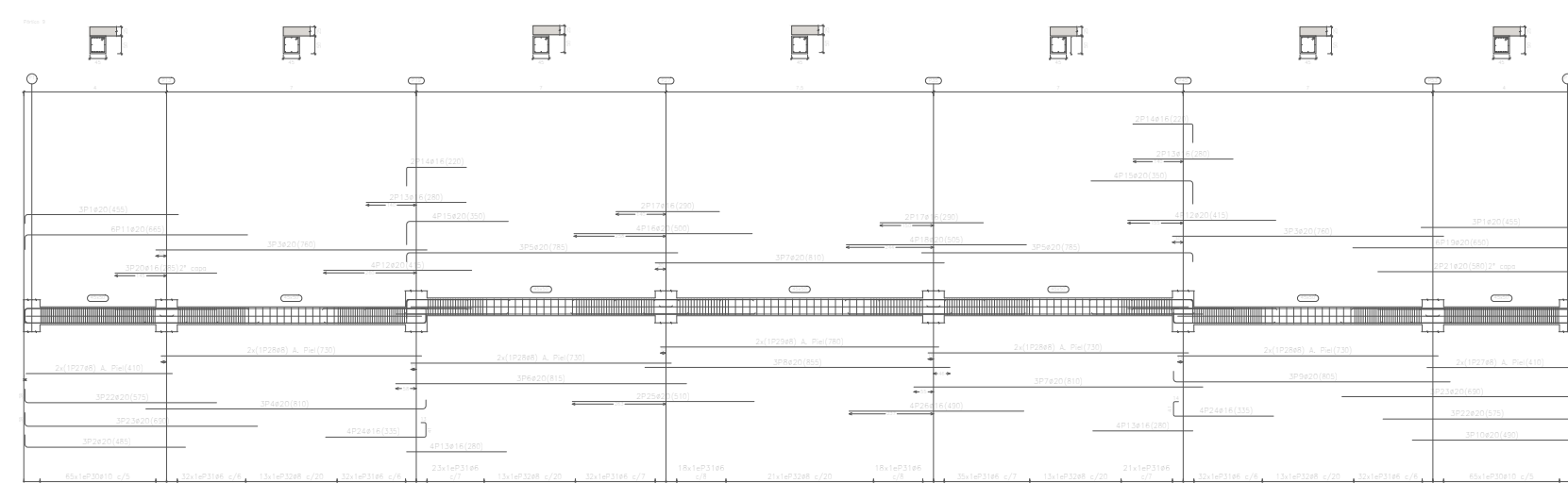
Cuanto Planta
Despiece de vigas
Hormigón: HA=40, Yc=1,5
Acero en barras: B 500 S, Ys=1,15
Acero en estribos: B 500 S, Ys=1,15
Escala pbricos 1:100
Escala secciones 1:100
Escala huecos 1:100



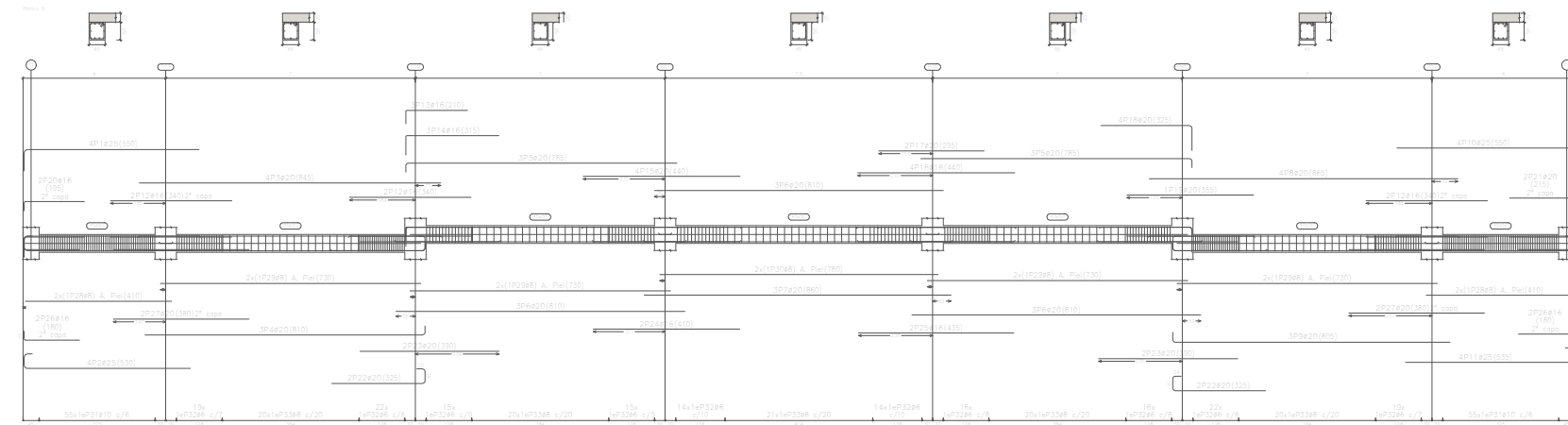
Cubierta
Despiece de vigas
Hormigón: HA-40, $\gamma_c=1.5$
Acero en barras: B 500 S, $\gamma_s=1.15$
Acero en estribos: B 500 S, $\gamma_s=1.15$
Escala pódicos 1:100
Escala secciones 1:100
Escala huecos 1:100



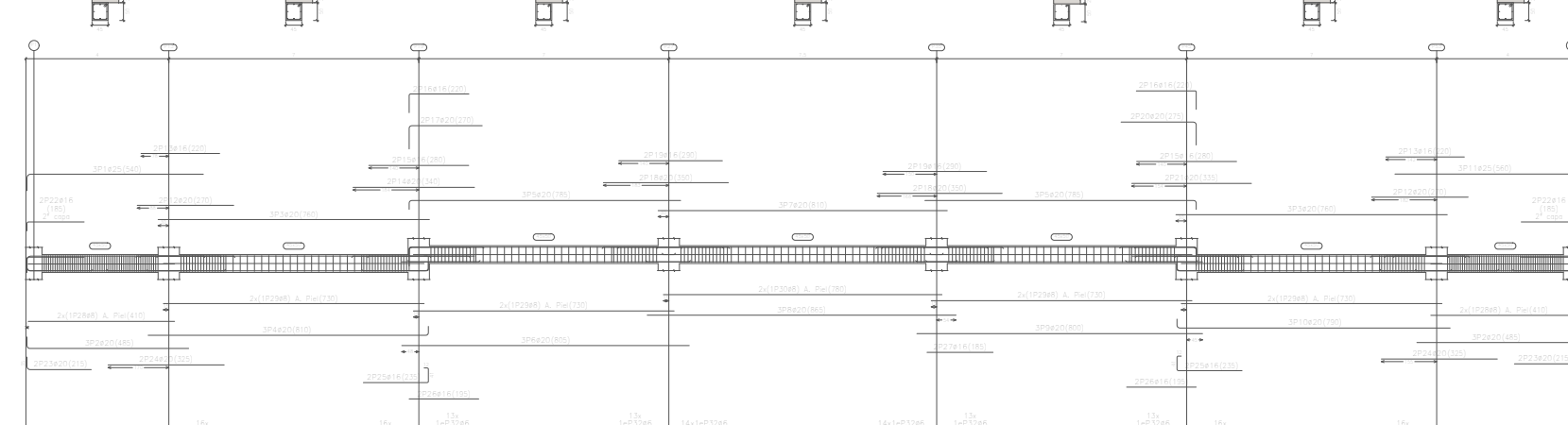
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		LUIS CARLOS		
COMPROBADO		BALLESTER LECHUGA		
ESCALA:	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD			Nº PLANO 6
1:200				HOJA 3 DE 6
	Pórtico representativo (7)			SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



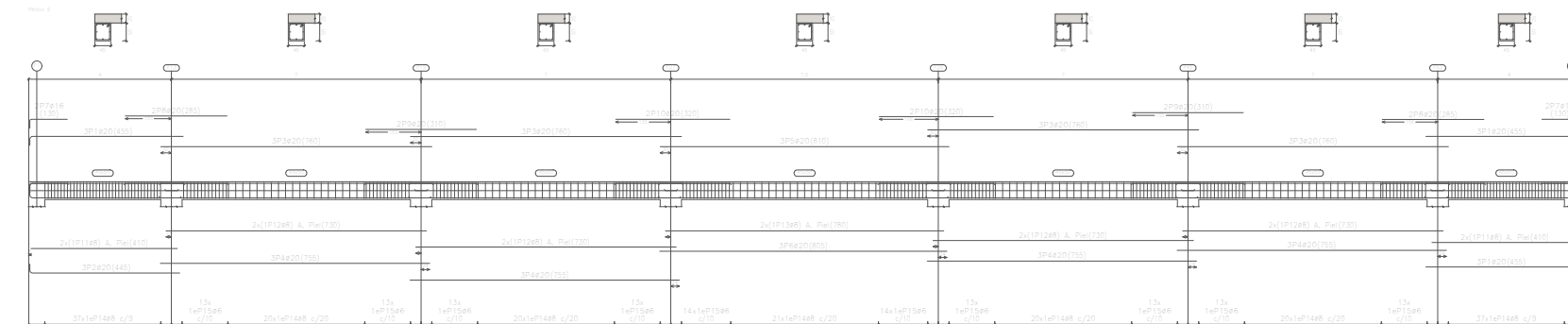
Segunda Planta
Despiece de vigas
Hormigón: HA=40, Yc=1.5
Acero en barras: B 500 S, Ys=1.15
Acero en estribos: B 500 S, Ys=1.15
Escala pteóricos 1:100
Escala secciones 1:100
Escala huecos 1:100



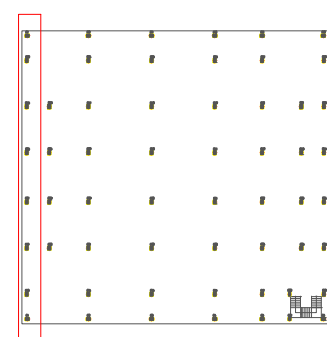
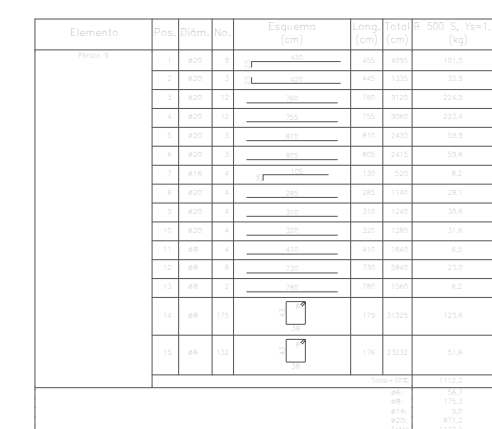
Tercera Planta
Despiece de vigas
Hormigón: HA-40, Yc=1,5
Acero en barras: B 500 S, Ys=1,15
Acero en estribos: B 500 S, Ys=1,15
Escala pódicos 1:100
Escala secciones 1:100
Escala huecos 1:100



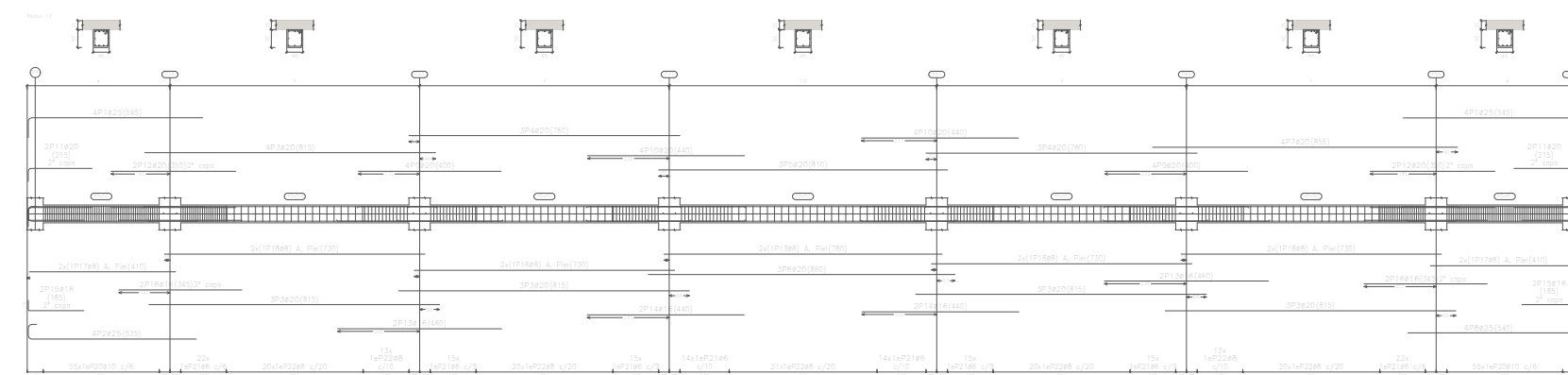
Cuarta Planta
Despiece de vigas
Hormigón: HA-40, $Y_{cr}=1,5$
Acero en barras: B 500 S, $Y_{sr}=1,15$
Acero en estribos: B 500 S, $Y_{sr}=1,15$
Escala pérticos 1:100
Escala secciones 1:100
Escala huecos 1:100



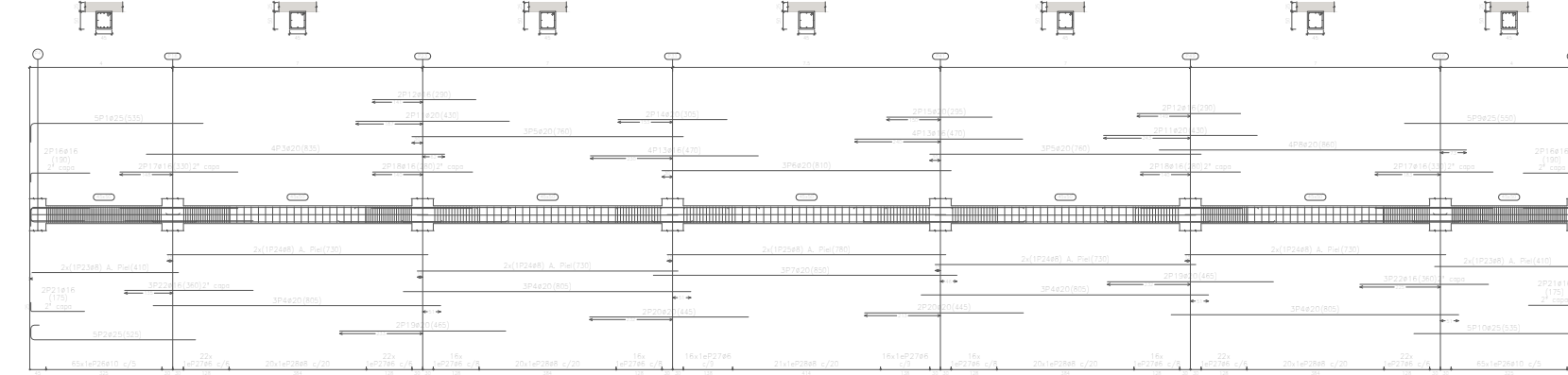
Cubierta
Despiece de vigas
Hormigón: HA=40, $Y_c=1.5$
Acero en barras: B 500 S, $Y_s=1.15$
Acero en estribos: B 500 S, $Y_s=1.15$
Escala pódicos 1:100
Escala secciones 1:100
Escala huecos 1:100



	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		LUIS CARLOS		
COMPROBADO		BALLESTEROS LECHUGA		
ESCALA:	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD			Nº PLANO 6 HOJA 4 DE 6
1:200	Pórtico representativo (9)			SUSTITUIDO A:
				SUSTITUIDO POR:

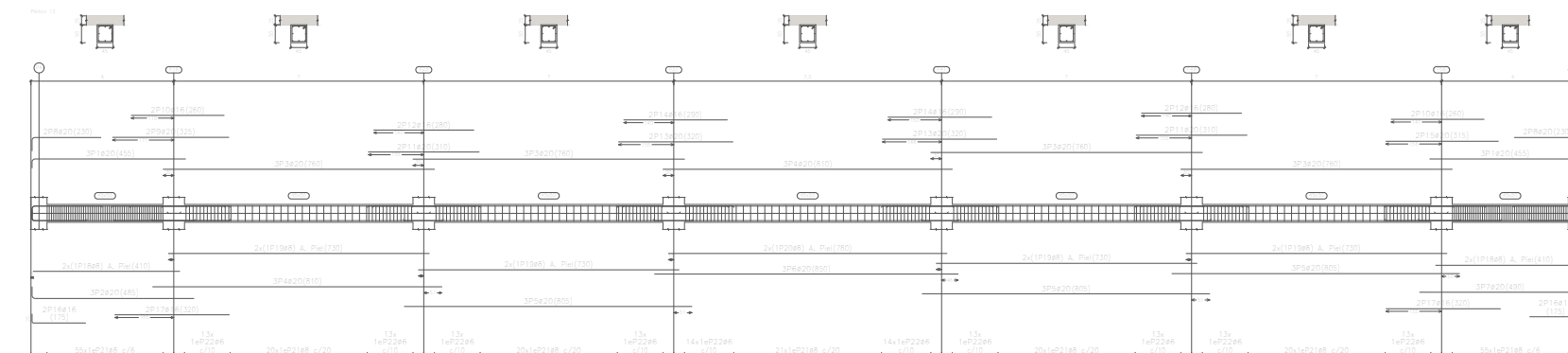
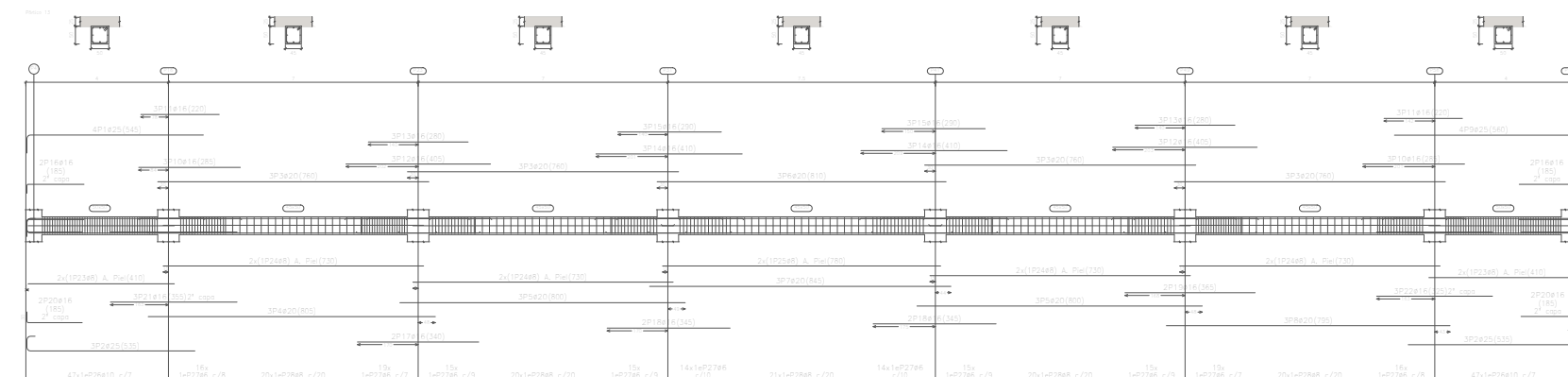


Primera Planta
Despiece de vigas
Hormigón: HA=40, Yc=1,5
Acero en barras: B 500 S, Ys=1,15
Acero en estribos: B 500 S, Ys=1,15
Escala pátios 1:100
Escala secciones 1:100
Escala huecos 1:100



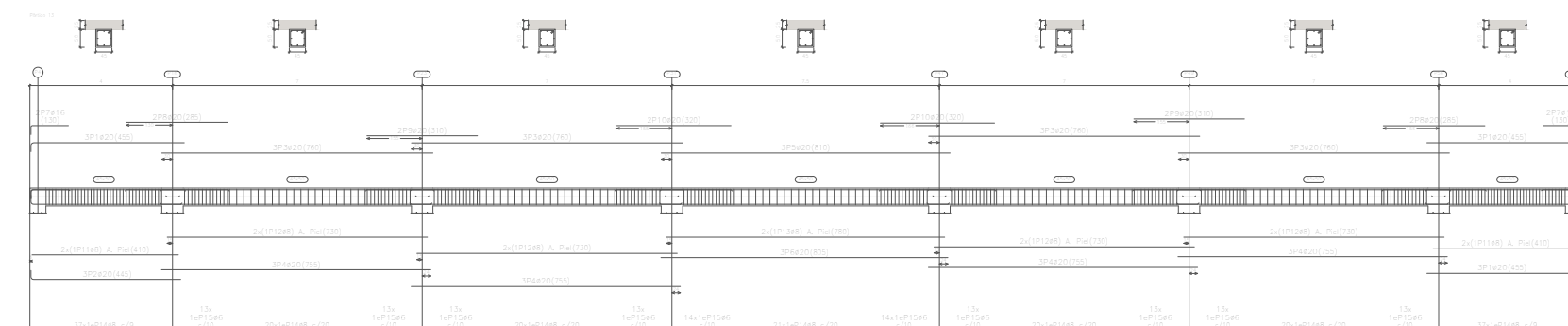
Segunda Planta
Despiece de vigas
Hormigón: HA-40, Yc=1.5
Acero en barras: B 500 S, Ys=1.15
Acero en estribos: B 500 S, Ys=1.15
Escala pteóricos 1:100
Escala secciones 1:100
Escala huecos 1:100

Category	Item	Item 1	Item 2	Item 3	Item 4	Item 5	Item 6	Item 7	Item 8	Item 9	Item 10	Item 11	Item 12	Item 13	Item 14	Item 15	Item 16	Item 17	Item 18	Item 19	Item 20	Item 21	Item 22	Item 23	Item 24	Item 25	Item 26	Item 27	Item 28	Item 29	Item 30	Item 31	Item 32	Item 33	Item 34	Item 35	Item 36	Item 37	Item 38	Item 39	Item 40	Item 41	Item 42	Item 43	Item 44	Item 45	Item 46	Item 47	Item 48	Item 49	Item 50	Item 51	Item 52	Item 53	Item 54	Item 55	Item 56	Item 57	Item 58	Item 59	Item 60	Item 61	Item 62	Item 63	Item 64	Item 65	Item 66	Item 67	Item 68	Item 69	Item 70	Item 71	Item 72	Item 73	Item 74	Item 75	Item 76	Item 77	Item 78	Item 79	Item 80	Item 81	Item 82	Item 83	Item 84	Item 85	Item 86	Item 87	Item 88	Item 89	Item 90	Item 91	Item 92	Item 93	Item 94	Item 95	Item 96	Item 97	Item 98	Item 99	Item 100	Item 101	Item 102	Item 103	Item 104	Item 105	Item 106	Item 107	Item 108	Item 109	Item 110	Item 111	Item 112	Item 113	Item 114	Item 115	Item 116	Item 117	Item 118	Item 119	Item 120	Item 121	Item 122	Item 123	Item 124	Item 125	Item 126	Item 127	Item 128	Item 129	Item 130	Item 131	Item 132	Item 133	Item 134	Item 135	Item 136	Item 137	Item 138	Item 139	Item 140	Item 141	Item 142	Item 143	Item 144	Item 145	Item 146	Item 147	Item 148	Item 149	Item 150	Item 151	Item 152	Item 153	Item 154	Item 155	Item 156	Item 157	Item 158	Item 159	Item 160	Item 161	Item 162	Item 163	Item 164	Item 165	Item 166	Item 167	Item 168	Item 169	Item 170	Item 171	Item 172	Item 173	Item 174	Item 175	Item 176	Item 177	Item 178	Item 179	Item 180	Item 181	Item 182	Item 183	Item 184	Item 185	Item 186	Item 187	Item 188	Item 189	Item 190	Item 191	Item 192	Item 193	Item 194	Item 195	Item 196	Item 197	Item 198	Item 199	Item 200	Item 201	Item 202	Item 203	Item 204	Item 205	Item 206	Item 207	Item 208	Item 209	Item 210	Item 211	Item 212	Item 213	Item 214	Item 215	Item 216	Item 217	Item 218	Item 219	Item 220	Item 221	Item 222	Item 223	Item 224	Item 225	Item 226	Item 227	Item 228	Item 229	Item 230	Item 231	Item 232	Item 233	Item 234	Item 235	Item 236	Item 237	Item 238	Item 239	Item 240	Item 241	Item 242	Item 243	Item 244	Item 245	Item 246	Item 247	Item 248	Item 249	Item 250	Item 251	Item 252	Item 253	Item 254	Item 255	Item 256	Item 257	Item 258	Item 259	Item 260	Item 261	Item 262	Item 263	Item 264	Item 265	Item 266	Item 267	Item 268	Item 269	Item 270	Item 271	Item 272	Item 273	Item 274	Item 275	Item 276	Item 277	Item 278	Item 279	Item 280	Item 281	Item 282	Item 283	Item 284	Item 285	Item 286	Item 287	Item 288	Item 289	Item 290	Item 291	Item 292	Item 293	Item 294	Item 295	Item 296	Item 297	Item 298	Item 299	Item 300	Item 301	Item 302	Item 303	Item 304	Item 305	Item 306	Item 307	Item 308	Item 309	Item 310	Item 311	Item 312	Item 313	Item 314	Item 315	Item 316	Item 317	Item 318	Item 319	Item 320	Item 321	Item 322	Item 323	Item 324	Item 325	Item 326	Item 327	Item 328	Item 329	Item 330	Item 331	Item 332	Item 333	Item 334	Item 335	Item 336	Item 337	Item 338	Item 339	Item 340	Item 341	Item 342	Item 343	Item 344	Item 345	Item 346	Item 347	Item 348	Item 349	Item 350	Item 351	Item 352	Item 353	Item 354	Item 355	Item 356	Item 357	Item 358	Item 359	Item 360	Item 361	Item 362	Item 363	Item 364	Item 365	Item 366	Item 367	Item 368	Item 369	Item 370	Item 371	Item 372	Item 373	Item 374	Item 375	Item 376	Item 377	Item 378	Item 379	Item 380	Item 381	Item 382	Item 383	Item 384	Item 385	Item 386	Item 387	Item 388	Item 389	Item 390	Item 391	Item 392	Item 393	Item 394	Item 395	Item 396	Item 397	Item 398	Item 399	Item 400	Item 401	Item 402	Item 403	Item 404	Item 405	Item 406	Item 407	Item 408	Item 409	Item 410	Item 411	Item 412	Item 413	Item 414	Item 415	Item 416	Item 417	Item 418	Item 419	Item 420	Item 421	Item 422	Item 423	Item 424	Item 425	Item 426	Item 427	Item 428	Item 429	Item 430	Item 431	Item 432	Item 433	Item 434	Item 435	Item 436	Item 437	Item 438	Item 439	Item 440	Item 441	Item 442	Item 443	Item 444	Item 445	Item 446	Item 447	Item 448	Item 449	Item 450	Item 451	Item 452	Item 453	Item 454	Item 455	Item 456	Item 457	Item 458	Item 459	Item 460	Item 461	Item 462	Item 463	Item 464	Item 465	Item 466	Item 467	Item 468	Item 469	Item 470	Item 471	Item 472	Item 473	Item 474	Item 475	Item 476	Item 477	Item 478	Item 479	Item 480	Item 481	Item 482	Item 483	Item 484	Item 485	Item 486	Item 487	Item 488	Item 489	Item 490	Item 491	Item 492	Item 493	Item 494	Item 495	Item 496	Item 497	Item 498	Item 499	Item 500	Item 501	Item 502	Item 503	Item 504	Item 505	Item 506	Item 507	Item 508	Item 509	Item 510	Item 511	Item 512	Item 513	Item 514	Item 515	Item 516	Item 517	Item 518	Item 519	Item 520	Item 521	Item 522	Item 523	Item 524	Item 525	Item 526	Item 527	Item 528	Item 529	Item 530	Item 531	Item 532	Item 533	Item 534	Item 535	Item 536	Item 537	Item 538	Item 539	Item 540	Item 541	Item 542	Item 543	Item 544	Item 545	Item 546	Item 547	Item 548	Item 549	Item 550	Item 551	Item 552	Item 553	Item 554	Item 555	Item 556	Item 557	Item 558	Item 559	Item 560	Item 561	Item 562	Item 563	Item 564	Item 565	Item 566	Item 567	Item 568	Item 569	Item 570	Item 571	Item 572	Item 573	Item 574	Item 575	Item 576	Item 577	Item 578	Item 579	Item 580	Item 581	Item 582	Item 583	Item 584	Item 585	Item 586	Item 587	Item 588	Item 589	Item 590	Item 591	Item 592	Item 593	Item 594	Item 595	Item 596	Item 597	Item 598	Item 599	Item 600	Item 601	Item 602	Item 603	Item 604	Item 605	Item 606	Item 607	Item 608	Item 609	Item 610	Item 611	Item 612	Item 613	Item 614	Item 615	Item 616	Item 617	Item 618	Item 619	Item 620	Item 621	Item 622	Item 623	Item 624	Item 625	Item 626	Item 627	Item 628	Item 629	Item 630	Item 631	Item 632	Item 633	Item 634	Item 635	Item 636	Item 637	Item 638	Item 639	Item 640	Item 641	Item 642	Item 643	Item 644	Item 645	Item 646	Item 647	Item 648	Item 649	Item 650	Item 651	Item 652	Item 653	Item 654	Item 655	Item 656	Item 657	Item 658	Item 659	Item 660	Item 661	Item 662	Item 663	Item 664	Item 665	Item 666	Item 667	Item 668	Item 669	Item 670	Item 671	Item 672	Item 673	Item 674	Item 675	Item 676	Item 677	Item 678	Item 679	Item 680	Item 681	Item 682	Item 683	Item 684	Item 685	Item 686	Item 687	Item 688	Item 689	Item 690	Item 691	Item 692	Item 693	Item 694	Item 695	Item 696	Item 697	Item 698	Item 699	Item 700	Item 701	Item 702	Item 703	Item 704	Item 705	Item 706	Item 707	Item 708	Item 709	Item 710	Item 711	Item 712	Item 713	Item 714	Item 715	Item 716	Item 717	Item 718	Item 719	Item 720	Item 721	Item 722	Item 723	Item 724	Item 725	Item 726	Item 727	Item 728	Item 729	Item 730	Item 731	Item 732	Item 733	Item 734	Item 735	Item 736	Item 737	Item 738	Item 739	Item 740	Item 741	Item 742	Item 743	Item 744	Item 745	Item 746	Item 747	Item 748	Item 749	Item 750	Item 751	Item 752	Item 753	Item 754	Item 755	Item 756	Item 757	Item 758	Item 759	Item 760	Item 761	Item 762	Item 763	Item 764	Item 765	Item 766	Item 767	Item 768	Item 769	Item 770	Item 771	Item 772	Item 773	Item 774	Item 775	Item 776	Item 777	Item 778	Item 779	Item 780	Item 781	Item 782	Item 783	Item 784	Item 785	Item 786	Item 787	Item 788	Item 789	Item 790	Item 791	Item 792	Item 793	Item 794	Item 795	Item 796	Item 797	Item 798	Item 799	Item 800	Item 801	Item 802	Item 803	Item 804	Item 805	Item 806	Item 807	Item 808	Item 809	Item 810	Item 811	Item 812	Item 813	Item 814	Item 815	Item 816	Item 817	Item 818	Item 819	Item 820	Item 821	Item 822	Item 823	Item 824	Item 825	Item 826	Item 827	Item 828	Item 829	Item 830	Item 831	Item 832	Item 833	Item 834	Item 835	Item 836	Item 837	Item 838	Item 839	Item 840	Item 841	Item 842	Item 843	Item 844	Item 845	Item 846	Item 847	Item 848	Item 849	Item 850	Item 851	Item 852	Item 853	Item 854	Item 855	Item 856	Item 857	Item 858	Item 859	Item 860	Item 861	Item 862	Item 863	Item 864	Item 865	Item 866	Item 867	Item 868	Item 869	Item 870	Item 871	Item 872	Item 873	Item 874	Item 875	Item 876	Item 877	Item 878	Item 879	Item 880	Item 881	Item 882	Item 883	Item 884	Item 885	Item 886	Item 887	Item 888	Item 889	Item 890	Item 891	Item 892	Item 893	Item 894	Item 895	Item 896	Item 897	Item 898	Item 899	Item 900	Item 901	Item 902	Item 903	Item 904	Item 905	Item 906	Item 907	Item 908	Item 909	Item 910	Item 911	Item 912	Item 913	Item 914	Item 915	Item 916	Item 917	Item 918	Item 919	Item 920	Item 921	Item 922	Item 923	Item 924	Item 925	Item 926	Item 927	Item 928	Item 929	Item 930	Item 931	Item 932	Item 933	Item 934	Item 935	Item 936	Item 937	Item 938	Item 939	Item 940	Item 941	Item 942	Item 943	Item 944	Item 945	Item 946	Item 947	Item 948	Item 949	Item 950	Item 951	Item 952	Item 953	Item 954	Item 955	Item 956	Item 957	Item 958	Item 959	Item 960	Item 961	Item 962	Item 963	Item 964	Item 965	Item 966	Item 967	Item 968	Item 969	Item 970	Item 971	Item 972	Item 973	Item 974	Item 975	Item 976	Item 977	Item 978	Item 979	Item 980	Item 981	Item 982	Item 983	Item 984	Item 985	Item 986	Item 987	Item 988	Item 989	Item 990	Item 991	Item 992	Item 993	Item 994	Item 995	Item 996	Item 997	Item 998	Item 999	Item 1000
----------	------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	-----------

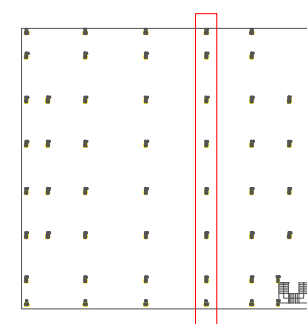
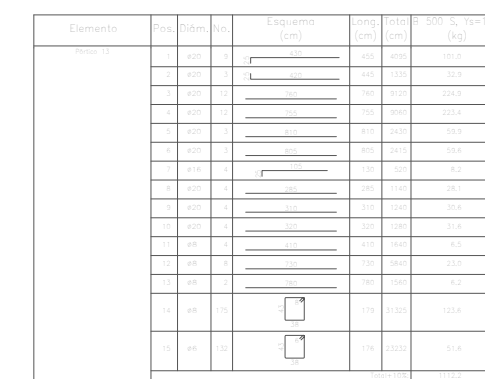


Cuarta Planta
Despiece de vigas
Hormigón: HA-40, $Y_c=1.5$
Acero en barras: B 500 S, $Y_s=1.15$
Acero en estribos: B 500 S, $Y_s=1.15$
Escala pódicos 1:100
Escala secciones 1:100
Escala huecos 1:100

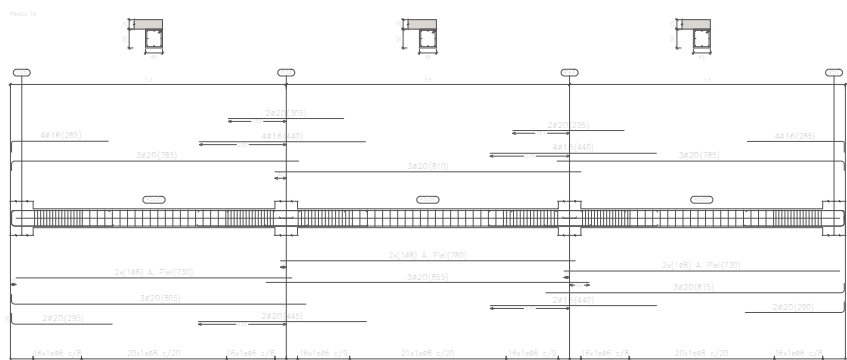
Category	Item	Frequency		Percentage	
		Yes	No	Yes (%)	No (%)
General Health	How would you describe your overall health?	Good	15	100	100
	Do you experience any chronic health conditions?	No	15	100	100
	Are you currently taking any medications?	No	15	100	100
	Do you have any recent hospitalizations or surgeries?	No	15	100	100
	Do you have any chronic pain or discomfort?	No	15	100	100
	Do you have any recent falls or injuries?	No	15	100	100
	Do you have any recent changes in weight or appetite?	No	15	100	100
	Do you have any recent changes in sleep patterns?	No	15	100	100
	Do you have any recent changes in mood or behavior?	No	15	100	100
	Do you have any recent changes in energy levels?	No	15	100	100
	Do you have any recent changes in cognitive function?	No	15	100	100
	Do you have any recent changes in social interactions?	No	15	100	100
	Do you have any recent changes in physical activity?	No	15	100	100
	Do you have any recent changes in diet or nutrition?	No	15	100	100
Mental Health	How would you describe your mental health?	Good	15	100	100
	Do you experience any mental health conditions?	No	15	100	100
	Are you currently taking any mental health medications?	No	15	100	100
	Do you have any recent hospitalizations or surgeries?	No	15	100	100
	Do you have any chronic pain or discomfort?	No	15	100	100
	Do you have any recent falls or injuries?	No	15	100	100
	Do you have any recent changes in weight or appetite?	No	15	100	100
	Do you have any recent changes in sleep patterns?	No	15	100	100
	Do you have any recent changes in mood or behavior?	No	15	100	100
	Do you have any recent changes in energy levels?	No	15	100	100
	Do you have any recent changes in cognitive function?	No	15	100	100
	Do you have any recent changes in social interactions?	No	15	100	100
	Do you have any recent changes in physical activity?	No	15	100	100
	Do you have any recent changes in diet or nutrition?	No	15	100	100
Social Support	How would you describe your social support?	Good	15	100	100
	Do you have any family members living with you?	No	15	100	100
	Do you have any friends living with you?	No	15	100	100
	Do you have any pets living with you?	No	15	100	100
	Do you have any community support groups?	No	15	100	100
	Do you have any religious or spiritual support?	No	15	100	100
	Do you have any professional support (e.g., therapist, counselor)?	No	15	100	100
	Do you have any volunteer support?	No	15	100	100
	Do you have any financial support?	No	15	100	100
	Do you have any legal support?	No	15	100	100
	Do you have any medical support (e.g., doctor, nurse)?	No	15	100	100
	Do you have any educational support?	No	15	100	100
	Do you have any recreational support?	No	15	100	100
	Do you have any cultural support?	No	15	100	100



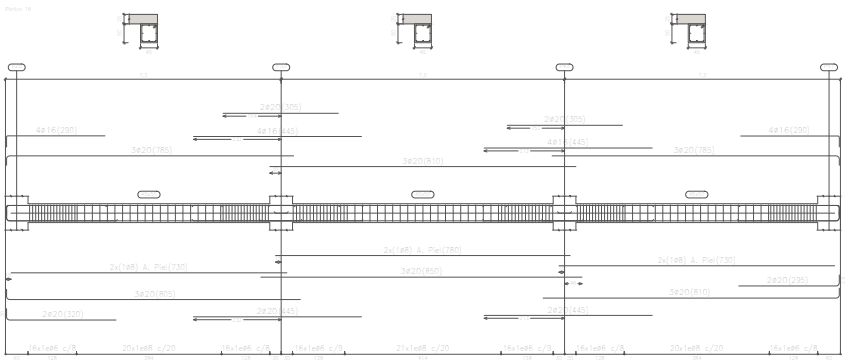
Cubierta
Despiece de vigas
Hormigón: HA-40, Ys=1.5
Acero en barras: B 500 S, Ys=1.15
Acero en estribos: B 500 S, Ys=1.15
Escala pódicos 1:100
Escala secciones 1:100
Forma buenas 1:100



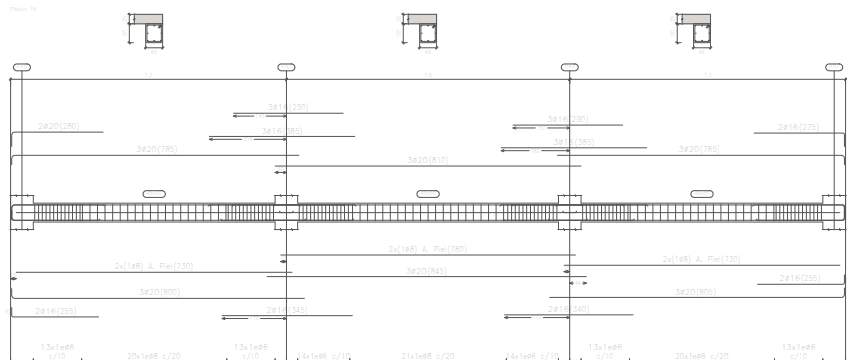
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		LUIS CARLOS		
COMPROBADO		BALLESTEROS LECHUGA		
ESCALA:	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD			Nº PLANO 6 HOJA 5 DE 6
1:200	Pórtico representativo (13)			SUSTITUIDO A:
				SUSTITUIDO POR:



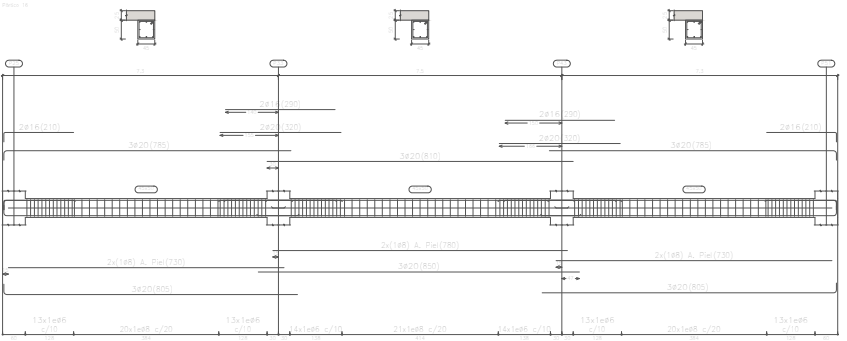
Pórtico Representativo
Desplazamiento de vigas
Hormigón: Hk=40, fck=1.5
Acero en barras: B 500 S, fy=1.15
Acero en estribos: B 500 S, fy=1.15
Escala gráfica: 1:100
Escala secciones: 1:100
Escala huecos: 1:100



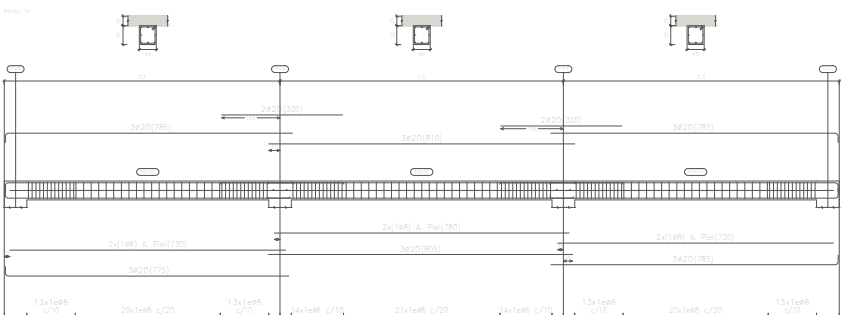
Pórtico Representativo
Desplazamiento de vigas
Hormigón: Hk=40, fck=1.5
Acero en barras: B 500 S, fy=1.15
Acero en estribos: B 500 S, fy=1.15
Escala gráfica: 1:100
Escala secciones: 1:100
Escala huecos: 1:100



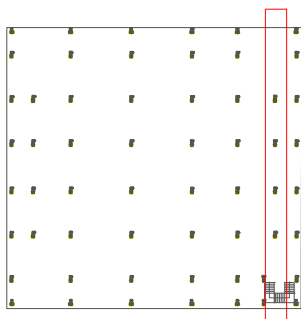
Pórtico Representativo
Desplazamiento de vigas
Hormigón: Hk=40, fck=1.5
Acero en barras: B 500 S, fy=1.15
Acero en estribos: B 500 S, fy=1.15
Escala gráfica: 1:100
Escala secciones: 1:100
Escala huecos: 1:100



Pórtico Representativo
Desplazamiento de vigas
Hormigón: Hk=40, fck=1.5
Acero en barras: B 500 S, fy=1.15
Acero en estribos: B 500 S, fy=1.15
Escala gráfica: 1:100
Escala secciones: 1:100
Escala huecos: 1:100

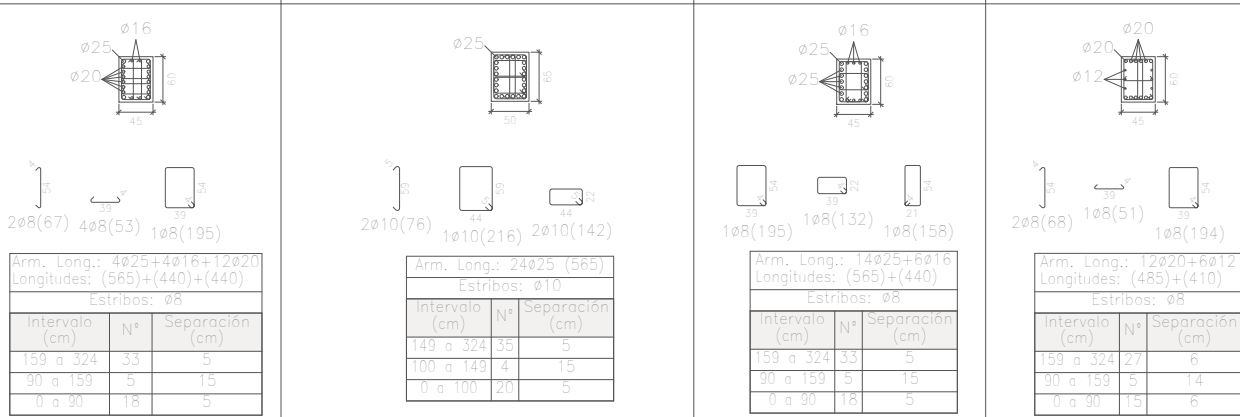
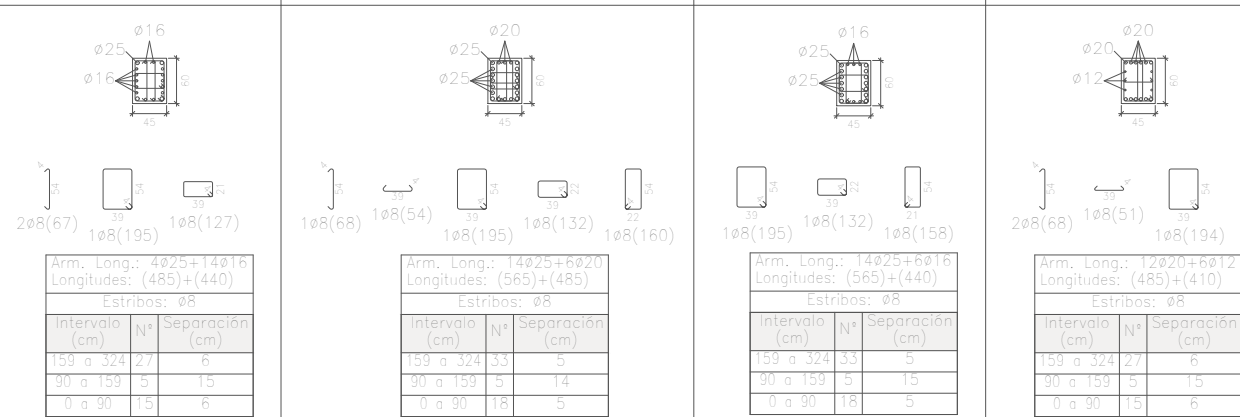
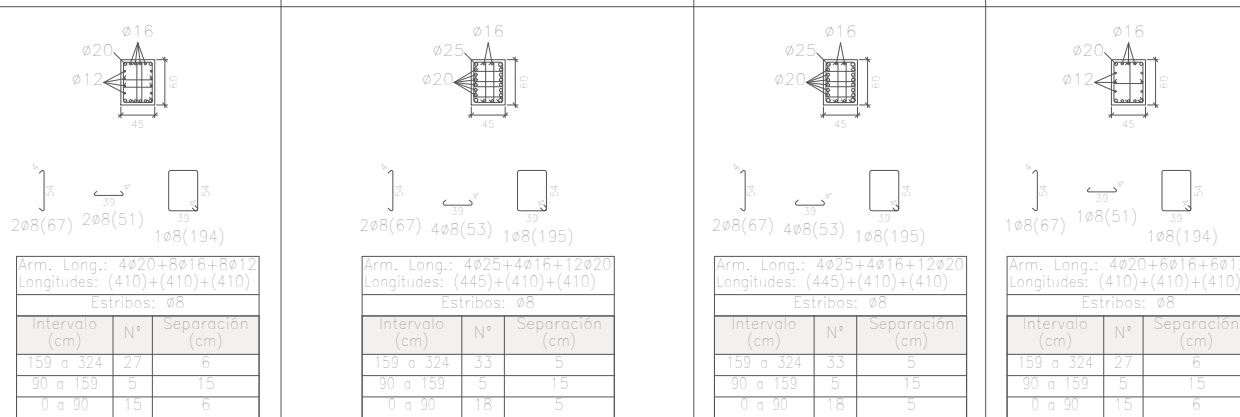
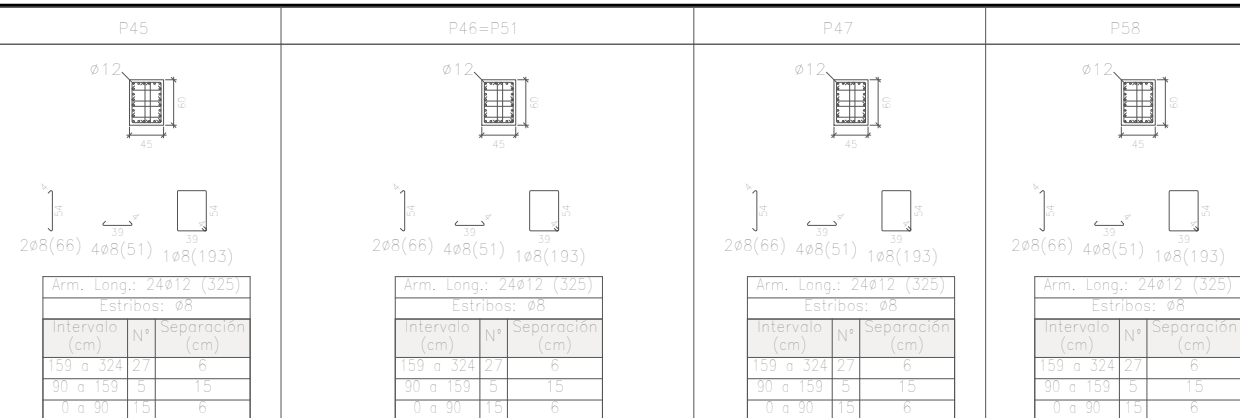


Pórtico Representativo
Desplazamiento de vigas
Hormigón: Hk=40, fck=1.5
Acero en barras: B 500 S, fy=1.15
Acero en estribos: B 500 S, fy=1.15
Escala gráfica: 1:100
Escala secciones: 1:100
Escala huecos: 1:100



	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO		LUIS CARLOS			
COMPROBADO		BALLESTEROS LECHUGA			
ESCALA:	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD			Nº PLANO	6
1:200				HOJA	6 DE 6
				Pórtico representativo (16)	
				SUSTITUIDO POR:	

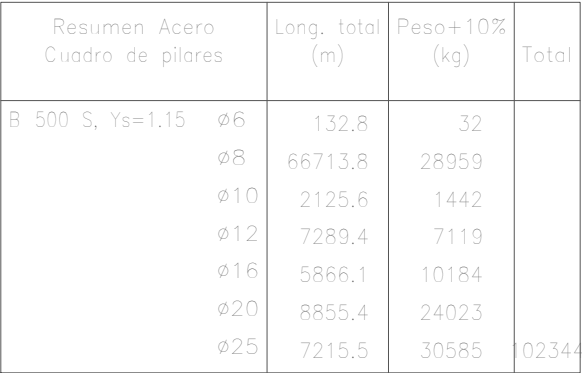
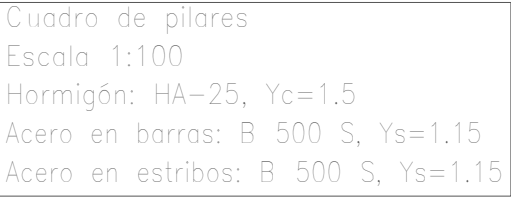
[illegible]



Cuadro de pilares
Escala 1:100
Hormigón: HA-25, $Y_c=1.5$
Acero en barras: B 500 S, $Y_s=1.15$
Acero en estribos: B 500 S, $Y_s=1.15$

Resumen Acero Cuadro de pilares	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
B 500 S, Ys=1.15 $\phi 6$	132.8	32	
$\phi 8$	66713.8	28959	
$\phi 10$	2125.6	1442	
$\phi 12$	7289.4	7119	
$\phi 16$	5866.1	10184	
$\phi 20$	8855.4	24023	
$\phi 25$	7215.5	30585	102344

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		LUIS CARLOS		
COMPROBADO		BALLESTEROS		
		LECHUGA		
ESCALA: 1:100	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD Cuadro de pilares			Nº PLANO 7 HOJA 5 DE 8 SUSTITUYE A: SUSTITUIDO POR:



		FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
	DIBUJADO		LUIS CARLOS		
	COMPROBADO		BALLESTEROS		
			LECHUGA		
	ESCALA:	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD			Nº PLANO 7
1:100	Cuadro de pilares			HOJA 7 DE 8	
				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	

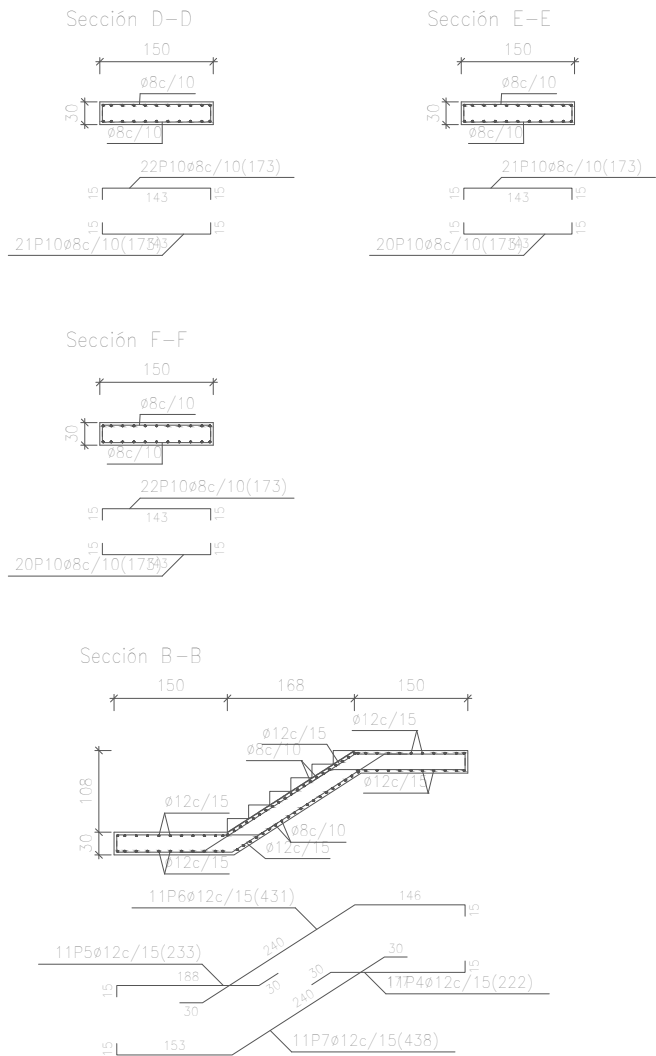
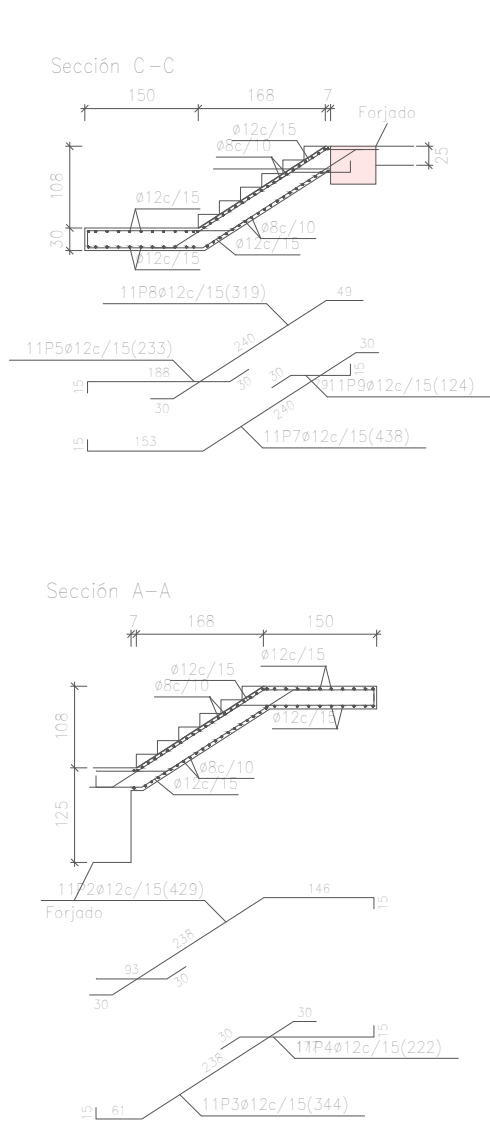
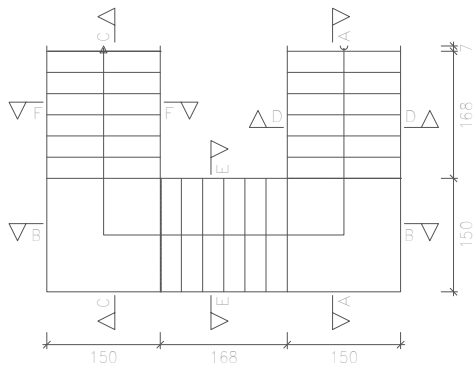


Acero en estribos: B 500 S, $Y_s=1.15$

102344

SUSTITUIDO POR:

Propiedades	
Geometría	Ámbito 1.500 m
	Espesor 0.30 m
	Huella 0.280 m
	Contrahuella 0.180 m
	Desnivel que salva 3.24 m
	Nº de escalones 18
Cargas	Planta final Primera Planta
	Planta inicial Cimentación
	Peso propio 7.36 kN/m2
	Peldañoado (Hormigonado con la losa) 1.86 kN/m2
	Salado 1.00 kN/m2
	Barandillas 3.00 kN/m
Materiales	Sobrecarga de uso 3.00 kN/m2
	Hormigón HA-40, Yc=1.5
	Acero B 500 S, Ys=1.15
Rec. geométrico 3.0 cm	



Elemento	Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	B 500 S, Ys=1.15 (kg)
Escalera 3-Tramo 1	1	ø12	11	123	1353	12.0
	2	ø12	11	429	4719	41.9
	3	ø12	11	344	3784	33.6
	4	ø12	22	222	4884	43.4
	5	ø12	22	233	5126	45.5
	6	ø12	11	431	4741	42.1
	7	ø12	22	438	9636	85.6
	8	ø12	11	319	3509	31.2
	9	ø12	11	124	1364	12.1
	10	ø8	126	173	21798	86.0
Total+10%:						476.7
ø8:						94.6
ø12:						382.1
Total:						476.7

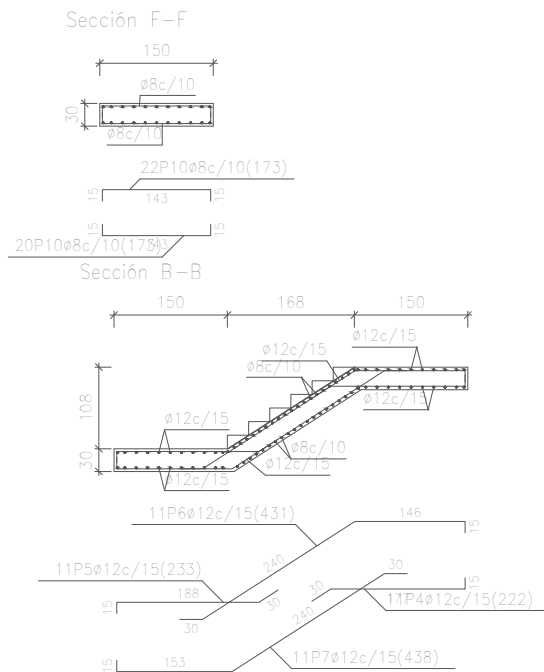
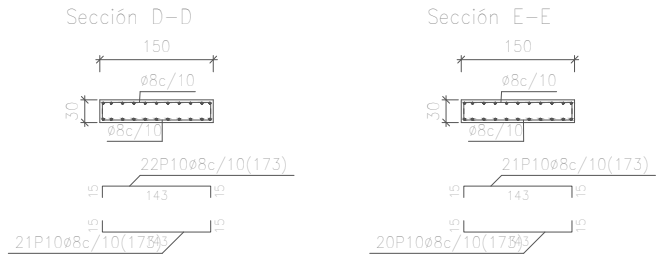
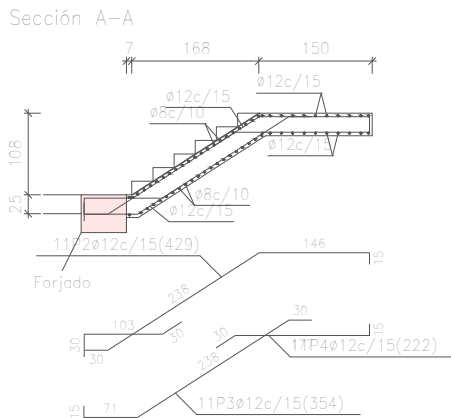
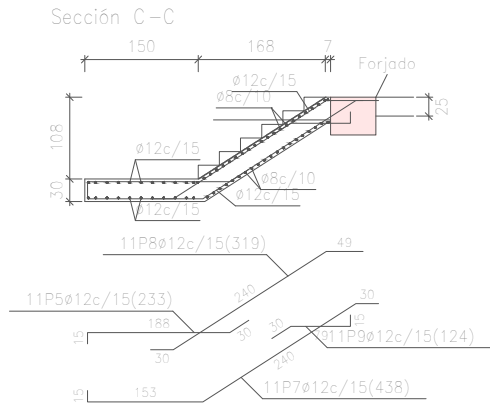
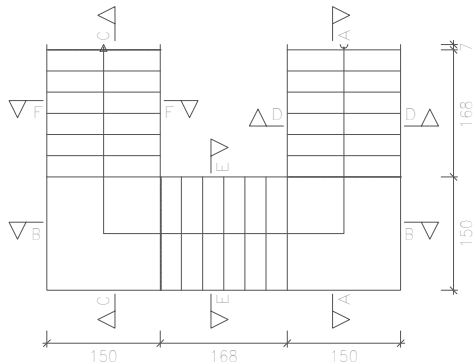
Resumen Acero Escalera 3	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
B 500 S, Ys=1.15 ø8	218.0	95	
ø12	391.2	382	477

	FECHA	NOMBRE	FIRMA
DIBUJADO		LUIS CARLOS	
COMPROBADO		BALLESTEROS	
		LECHUGA	

ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR
LINARES

ESCALA: 1:100	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD Escaleras de planta baja	Nº PLANO 8
		HOJA 1 DE 2
		SUSTITUYE A: SUSTITUIDO POR:

Propiedades		
Geometría	Ámbito	1.500 m
	Espesor	0.30 m
	Huella	0.280 m
	Contrahuella	0.180 m
	Desnivel que salva	3.24 m
	N° de escalones	18
Cargas	Planta final	Segunda Planta
	Planta inicial	Primera Planta
	Peso propio	7.36 kN/m2
	Peldañoado (Hormigonado con la losa)	1.86 kN/m2
	Salado	1.00 kN/m2
	Barandillas	3.00 kN/m
Materiales	Sobrecarga de uso	3.00 kN/m2
	Hormigón	HA-40, Yc=1.5
	Acero	B 500 S, Ys=1.15
Rec. geométrico		3.0 cm



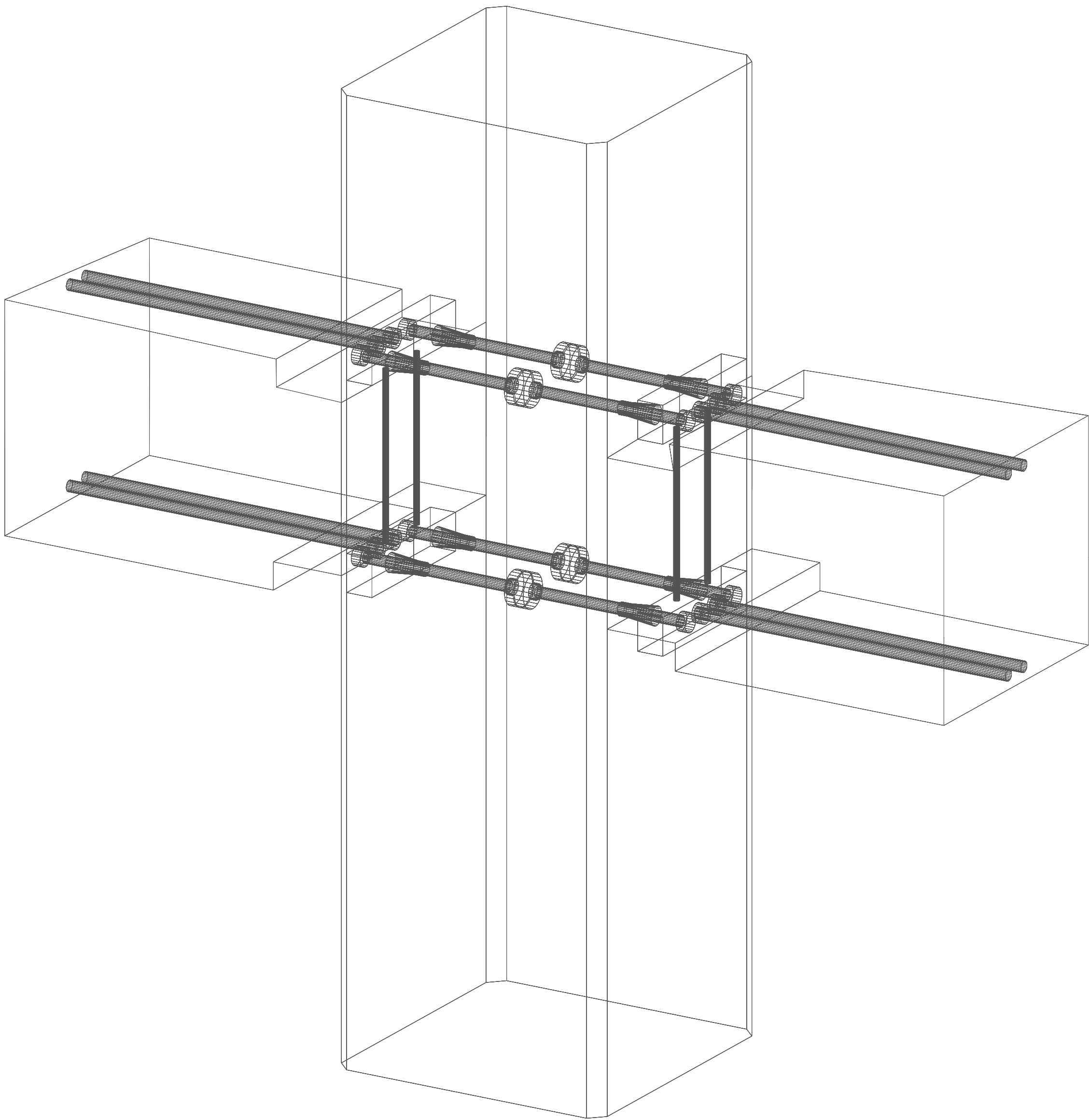
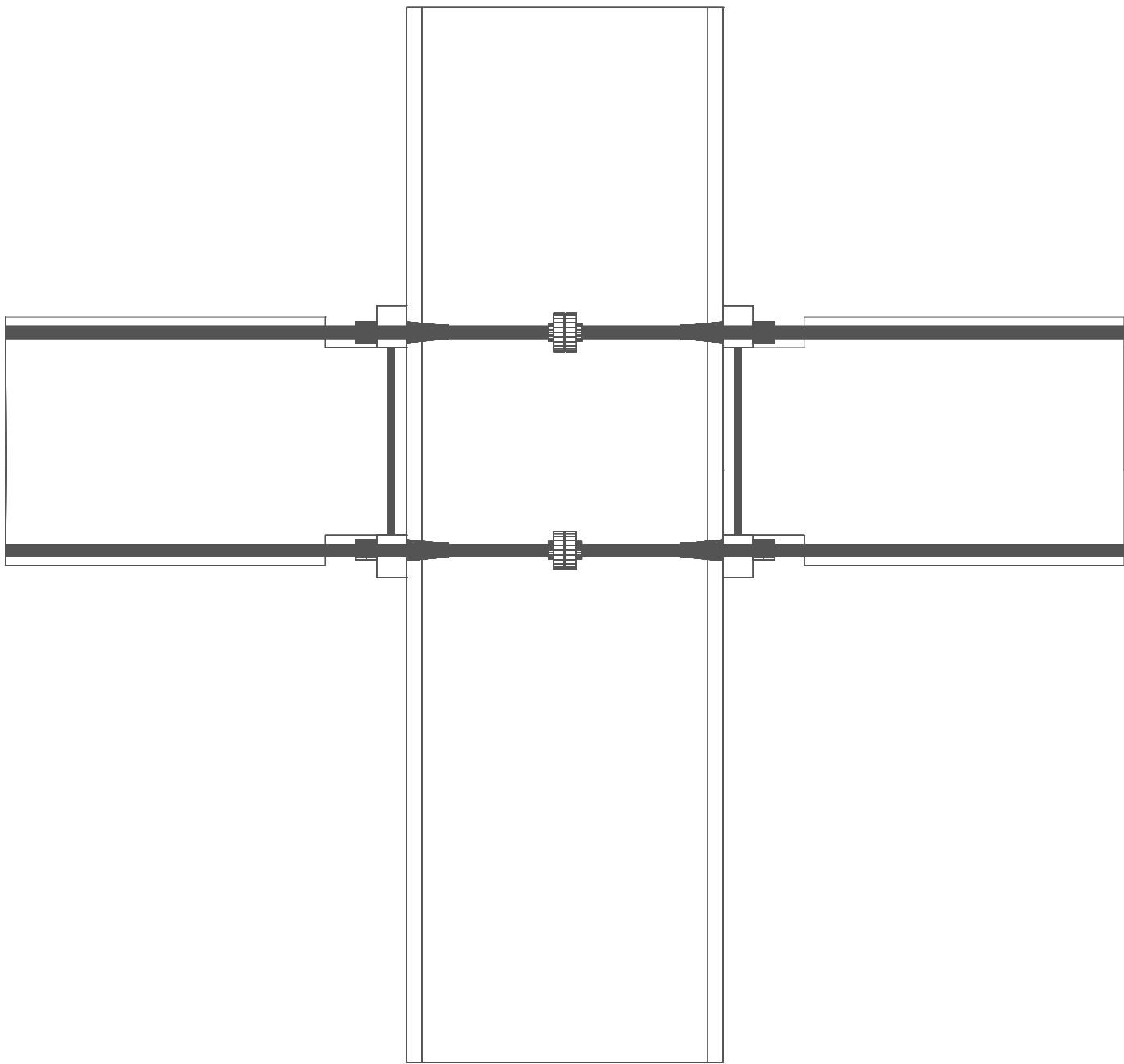
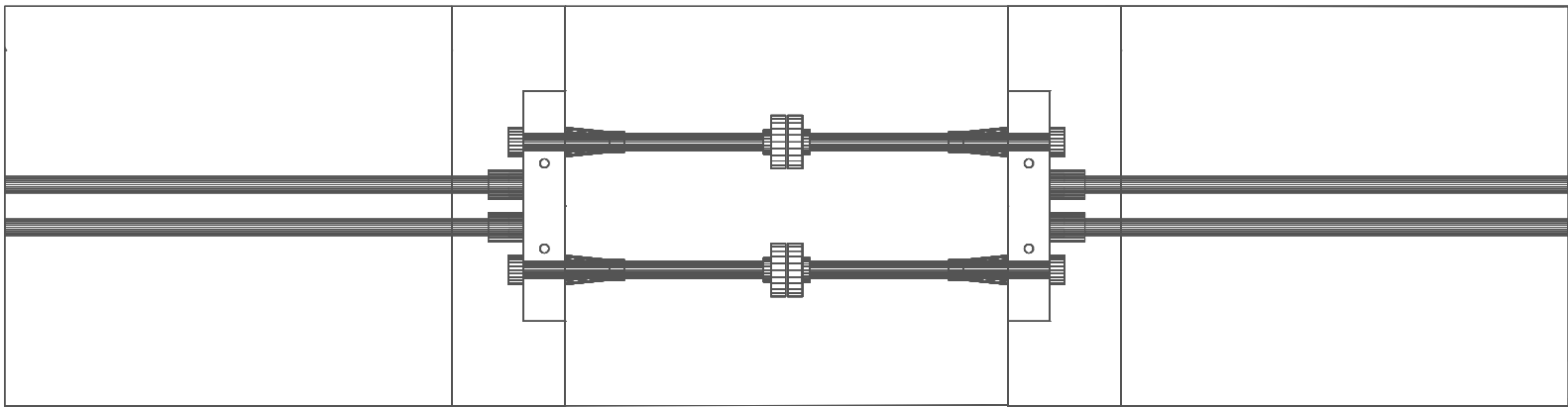
Elemento	Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	B 500 S, Ys=1.15 (kg)
Escalera 4-Tramo 1	1	ø12	11	163	1793	15.9
	2	ø12	11	429	4719	41.9
	3	ø12	11	354	3894	34.6
	4	ø12	22	222	4884	43.4
	5	ø12	22	233	5126	45.5
	6	ø12	11	431	4741	42.1
	7	ø12	22	438	9636	85.6
	8	ø12	11	319	3509	31.2
	9	ø12	11	124	1364	12.1
	10	ø8	126	173	21798	86.0
Total+10%:						482.1
ø8:						94.6
ø12:						387.5
Total:						482.1

Resumen Acero Escalera 4	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
B 500 S, Ys=1.15 ø8	218.0	95	
ø12	396.7	387	482

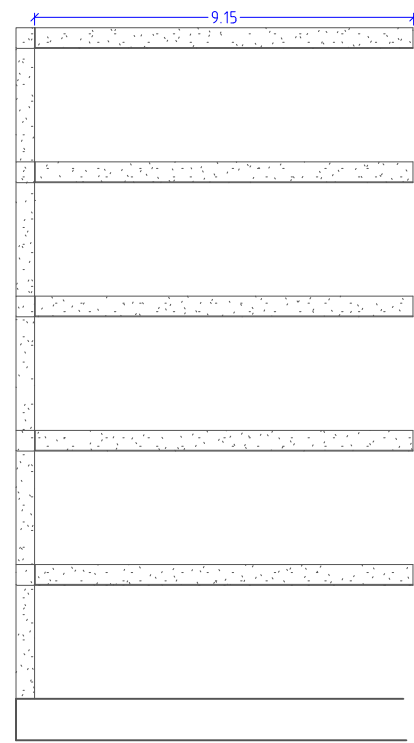
	FECHA	NOMBRE	FIRMA
DIBUJADO		LUIS CARLOS	
COMPROBADO		BALLESTEROS	
		LECHUGA	

ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR
LINARES

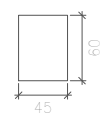
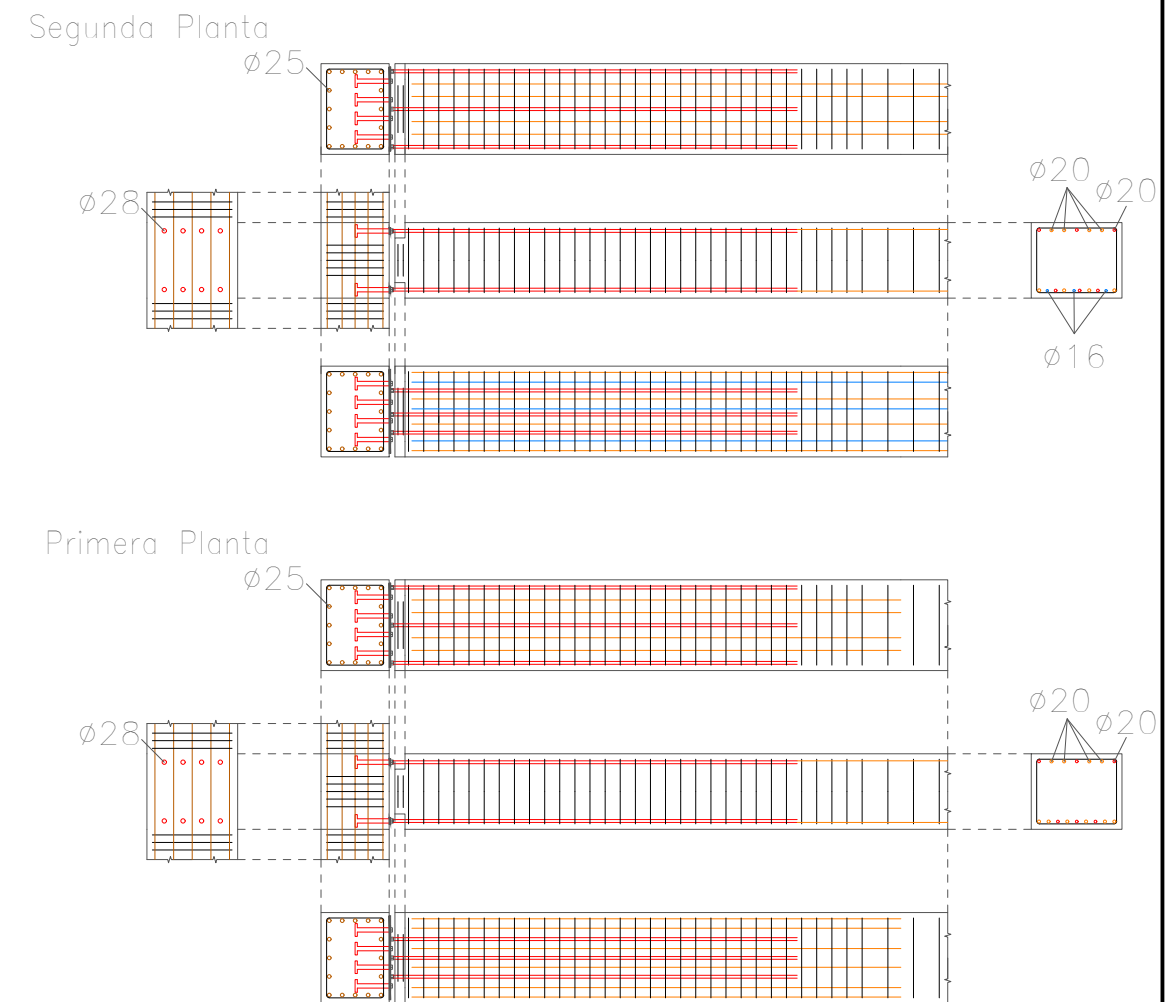
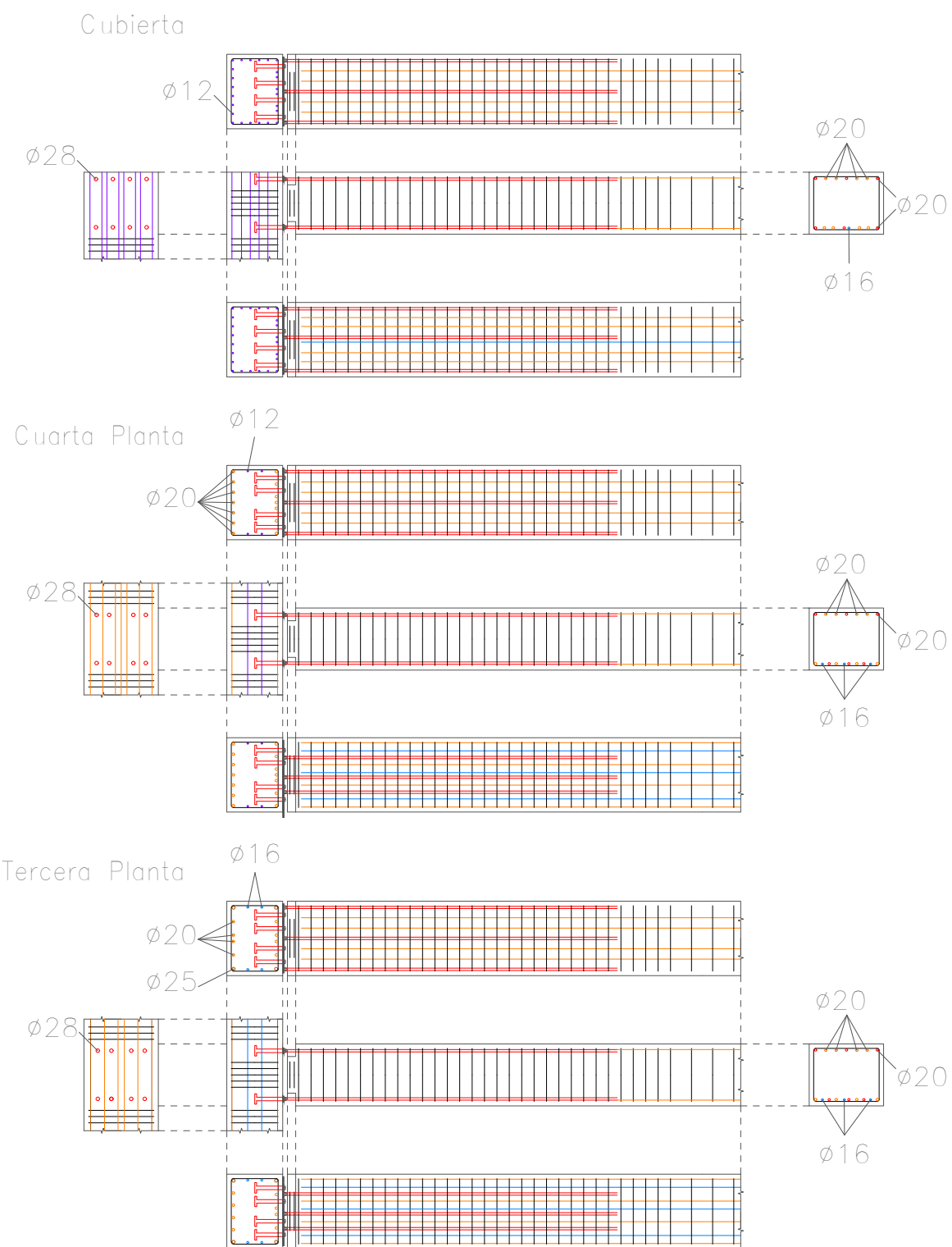
ESCALA: 1:100	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD Escaleras de resto de plantas	Nº PLANO 8 HOJA 2 DE 2
		SUSTITUYE A:
		SUSTITUIDO POR:



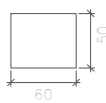
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO		LUIS CARLOS			
COMPROBADO		BALLESTEROS			
		LECHUGA			
ESCALA:	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD Detalles constructivos conectores pilar-viga			Nº PLANO	9
S/E				HOJA	1 DE 6
				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	



P 53

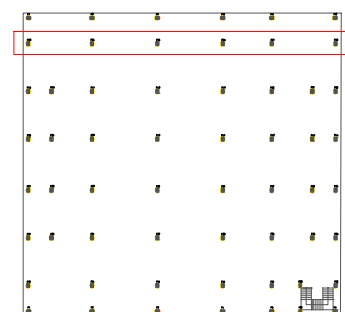


Sección
del pilar



Sección de
la viga

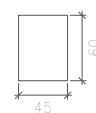
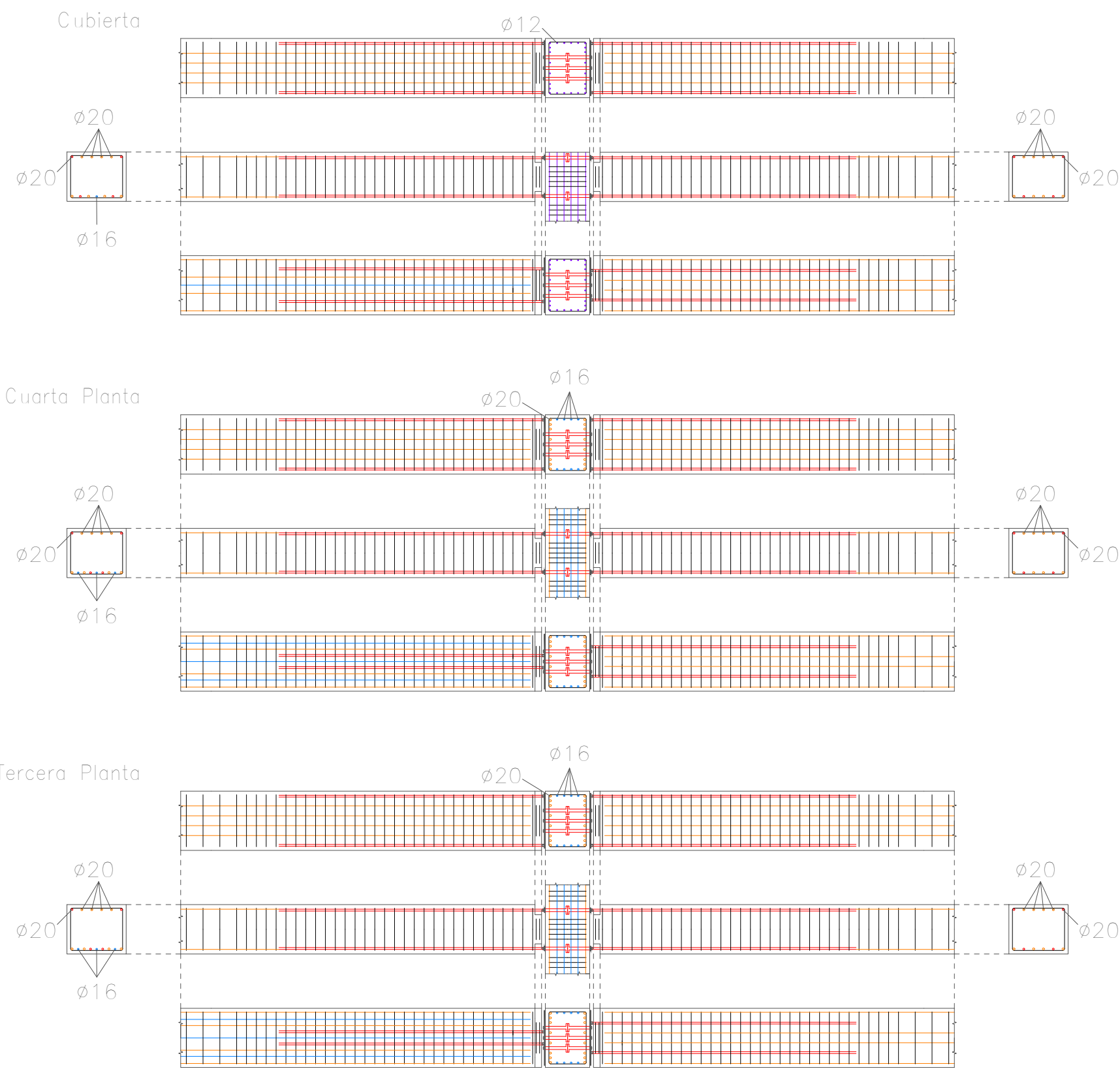
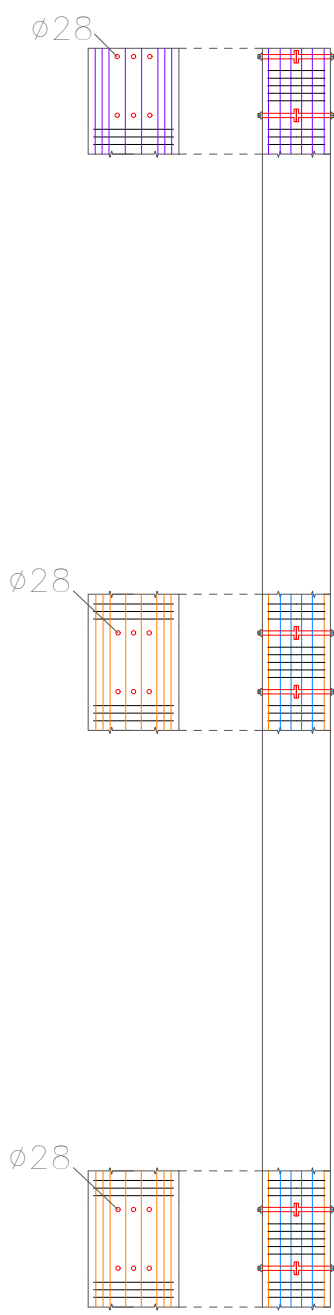
Pórtico 7



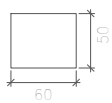
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		LUIS CARLOS		
COMPROBADO		BALLESTEROS		
		LECHUGA		
ESCALA:	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD			Nº PLANO 9
1:50				HOJA 2 DE 6
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:
Detalles constructivos conectores pilar-viga				



P 56

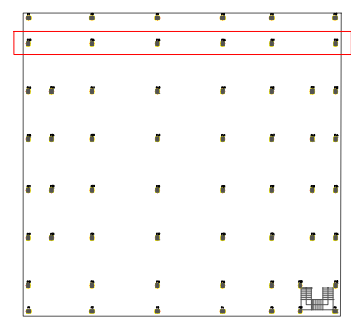


Sección del pilar



Sección de la viga

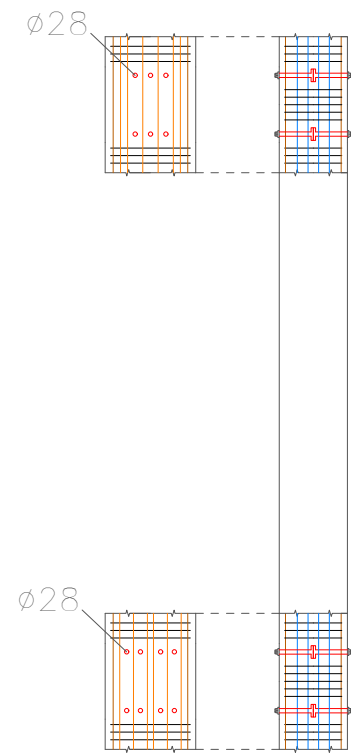
Pórtico 7



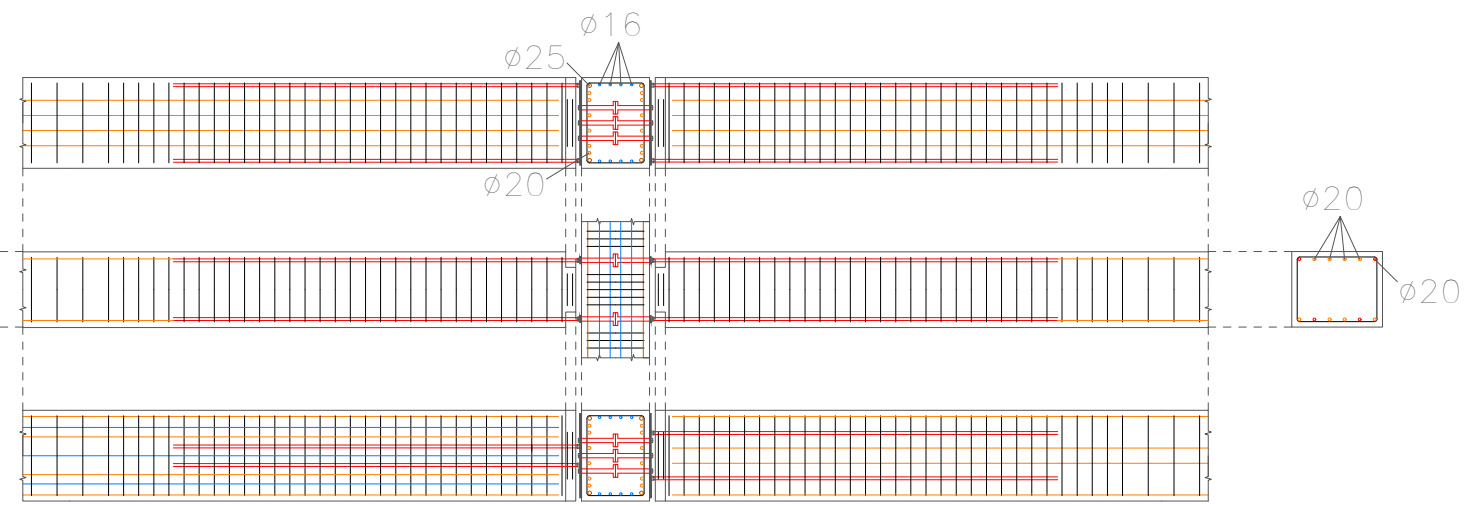
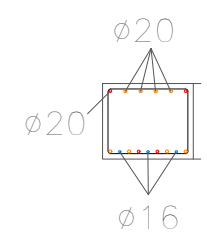
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		LUIS CARLOS		
COMPROBADO		BALLESTEROS		
		LECHUGA		
ESCALA: 1:50	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD			Nº PLANO 9 HOJA 3 DE 6
Detalles constructivos conectores pilar-viga				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



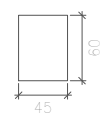
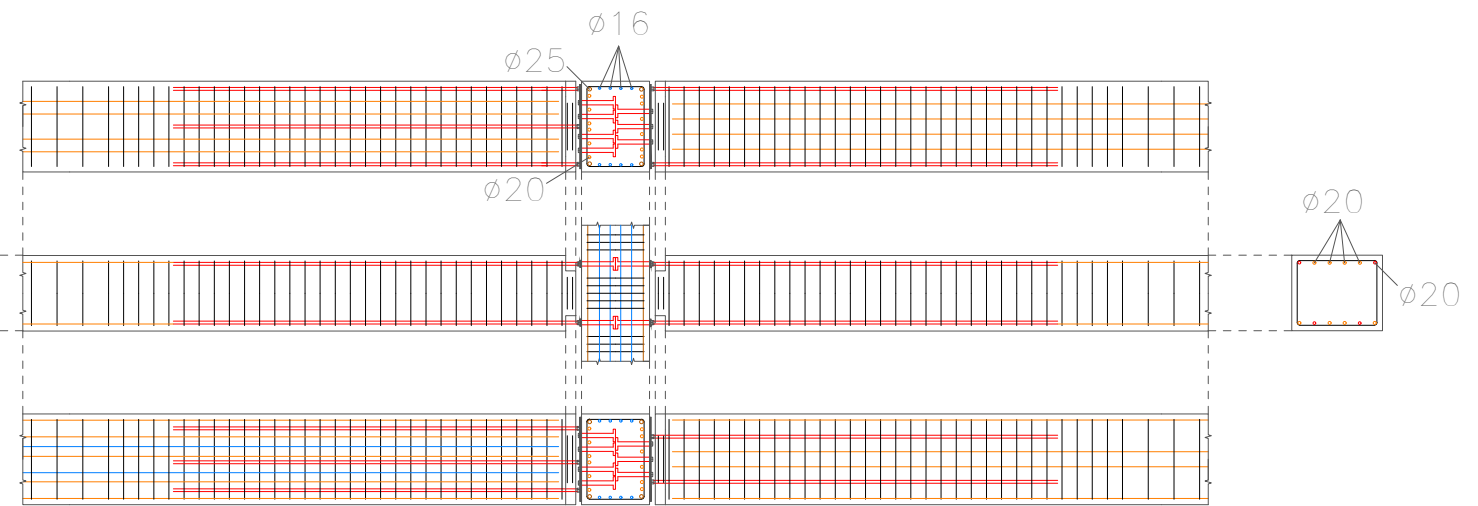
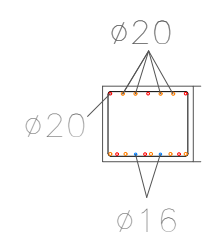
P 56



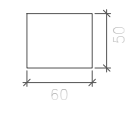
Segunda Planta



Primera Planta

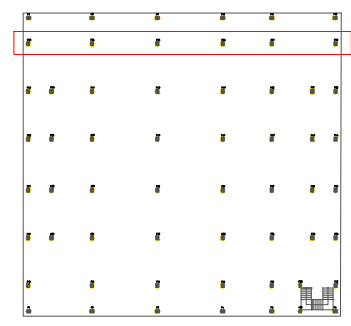


Sección del pilar

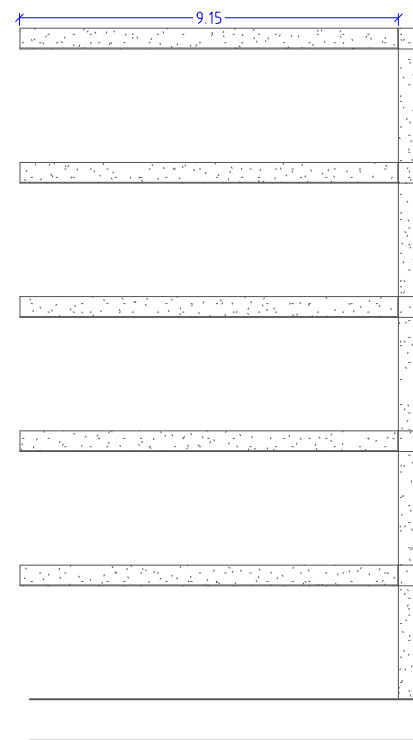


Sección de la viga

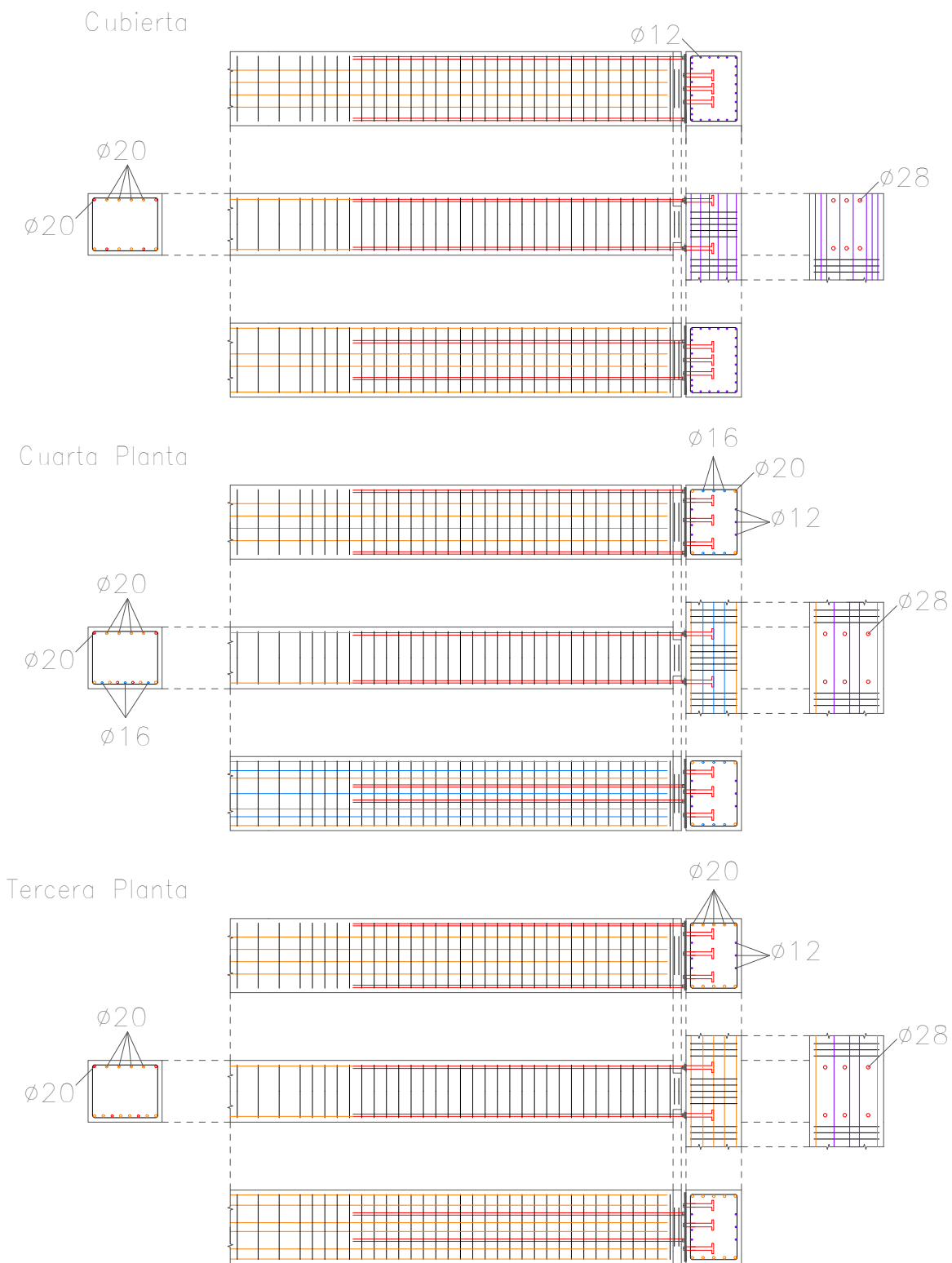
Pórtico 7



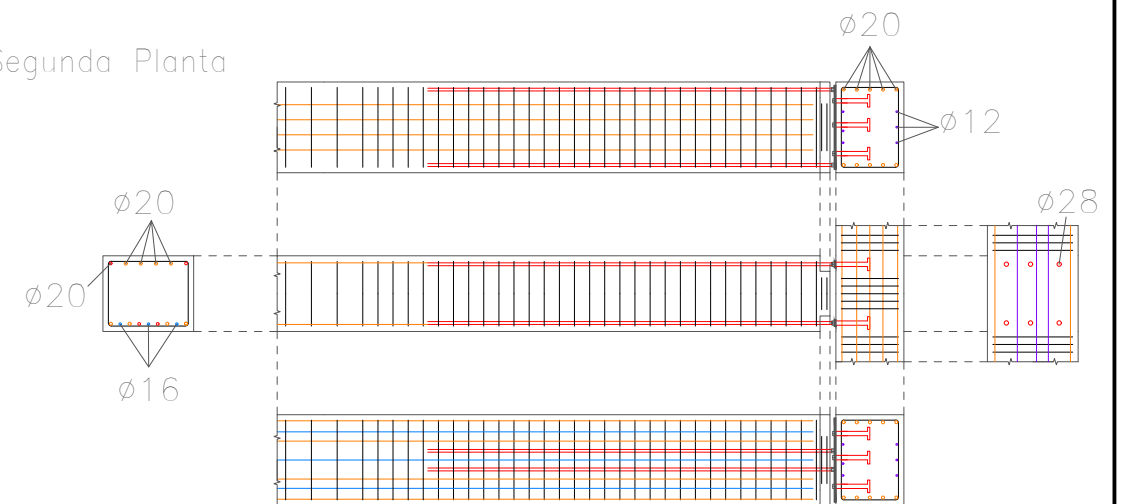
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		LUIS CARLOS		
COMPROBADO		BALLESTEROS		
		LECHUGA		
ESCALA: 1:50	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD Detalles constructivos conectores pilar-viga			Nº PLANO 9 HOJA 4 DE 6 SUSTITUYE A: SUSTITUIDO POR:



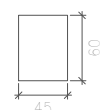
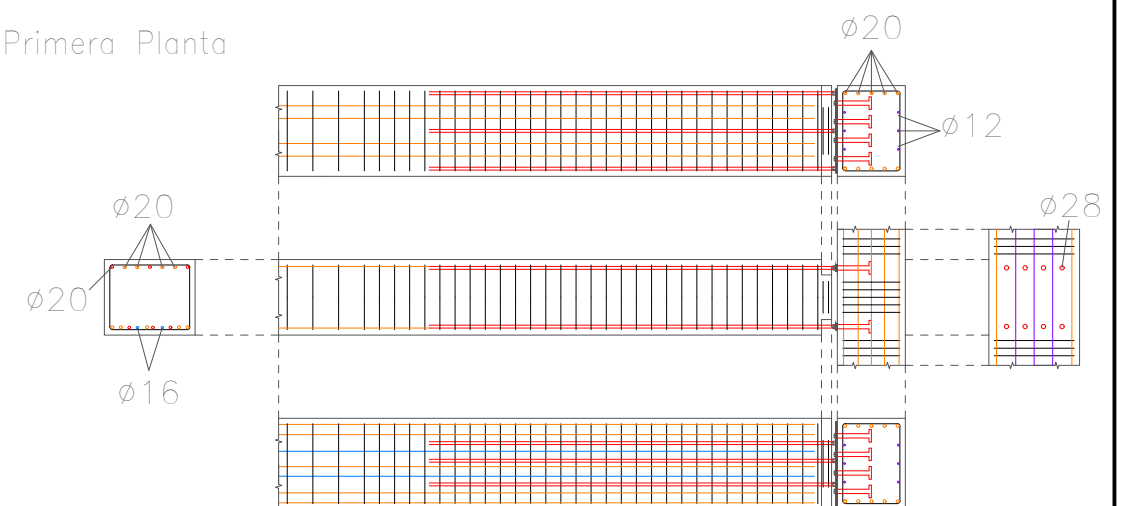
P 58



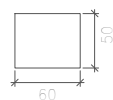
Segunda Planta



Primera Planta

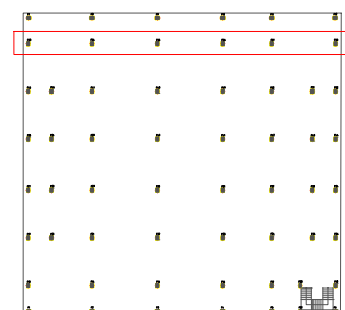


Sección del pilar



Sección de la viga

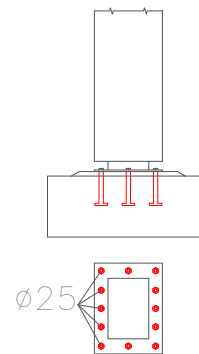
Pórtico 7



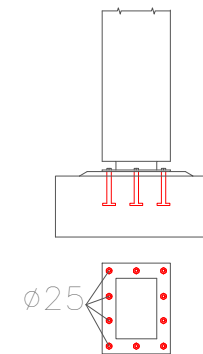
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES			
DIBUJADO		LUIS CARLOS					
COMPROBADO		BALLESTEROS					
		LECHUGA					
ESCALA:	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD			Nº PLANO 9			
1:50				HOJA 5 DE 6			
Detalles constructivos conectores pilar-viga				SUSTITUYE A:			
				SUSTITUIDO POR:			

Vista de perfil

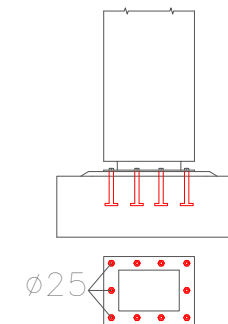
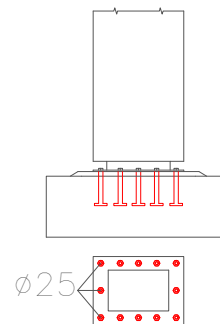
Pilar 53-56



Pilar 58

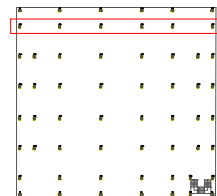


Vista de alzado



Sección
del pilar

Pórtico 7



	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO		LUIS CARLOS			
COMPROBADO		BALLESTEROS			
		LECHUGA			
ESCALA:	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE UN APARCAMIENTO SOBRE RASANTE UTILIZANDO CONEXIONES ATORNILLADAS VIGA-PILAR DE ALTA DUCTILIDAD Detalles constructivos conectores pilar-cimentación			Nº PLANO	9
1:50				HOJA	6 DE 6
				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	

11 ANEXO II ESTUDIO ECONÓMICO

En el este Anexo se incluyen los documentos referentes al estudio económico empleado en el capítulo 8. Estudio comparativo entre métodos constructivos.

II. 1. Opción Estructura Tradicional

II. 1.1. Resumen de Coste Directo

II. 1.2. Coste Directo de las Unidades de Obra

II. 1.3. Cuadro de descompuestos

II. 2. Opción Estructura Prefabricada

II. 2.1. Resumen de Coste Directo

II. 2.2. Coste Directo de las Unidades de Obra

II. 2.3. Cuadro de descompuestos

II. 1. Opción Estructura Tradicional

II. 1.1. Resumen de Coste Directo

RESUMEN DE COSTE DIRECTO

CAPITULO	RESUMEN	EUROS	%
01	Trabajos Previos.....	778.50	0.06
02	Movimiento de tierras	19,254.00	1.36
03	Cimentación.....	364,918.35	25.79
04	Estructura.....	1,029,761.89	72.79
TOTAL COSTE DIRECTO		1,414,712.74	

Asciende el estudio del coste directo a la expresada cantidad de UN MILLÓN CUATROCIENTOS CATORCE MIL SETECIENTOS DOCE EUROS con SETENTA Y CUATRO CÉNTIMOS

II. 1.2. Coste Directo de las Unidades de Obra

Coste Directo de las Unidades de Obra

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 01 Trabajos Previos									
01.01	m ² Protección de aceras y de bordillos								
	Protección de aceras y de bordillos existentes que pudieran verse afectados por el paso de vehículos durante los trabajos, mediante extendido de lámina separadora de polietileno, con una masa superficial de 230 g/m ² y posterior vertido de hormigón en masa en formación de solera de 10 cm de espesor, realizada con hormigón HM-15/B/20/I fabricado en central y vertido desde camión.								
							50.00	15.57	778.50
TOTAL CAPÍTULO 01 Trabajos Previos									778.50

Coste Directo de las Unidades de Obra

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 02 Movimiento de tierras									
02.01	m ² Desbroce y limpieza del terreno. Desbroce y limpieza del terreno, hasta una profundidad mínima de 15 cm, con medios mecánicos, retirada de los materiales excavados y carga a camión, sin incluir transporte a vertedero autorizado.								
							2,000.00	0.42	840.00
02.02	m ³ Excavación mecánica a cielo abierto. Excavación a cielo abierto en suelo de arcilla semidura, con medios mecánicos, retirada de los materiales excavados y carga a camión.								
							2,200.00	5.22	11,484.00
02.03	m ³ Transporte de tierras con camión. Transporte de tierras con camión a vertedero específico, instalación de tratamiento de residuos de construcción y demolición externa a la obra o centro de valorización o eliminación de residuos, situado a una distancia máxima de 10 km.								
							1,800.00	3.85	6,930.00
TOTAL CAPÍTULO 02 Movimiento de tierras.....									19,254.00

Coste Directo de las Unidades de Obra

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 03 Cimentación									
03.01	m² Capa de hormigón de limpieza Capa de hormigón de limpieza HL-150/B/20, fabricado en central y vertido desde camión, de 10 cm de espesor.						2,000.00	7.32	14,640.00
03.02	m³ Losa de cimentación Losa de cimentación de hormigón armado, realizada con hormigón HA-25/B/20/Ila fabricado en central con Distintivo de calidad Oficialmente Reconocido (D.O.R.), y vertido con bomba, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, cuantía 85 kg/m³; acabado superficial liso mediante regla vibrante, sin incluir encofrado.						2,000.00	173.85	347,700.00
03.03	u Red de saneamiento horizontal Partida alzada a justificar la red de saneamiento horizontal, incluidas arquetas, acometidas, colectores, sumidero sifónico, etc.						1.00	2,000.00	2,000.00
03.04	m³ Foso de ascensor Vaso de hormigón armado, realizado con hormigón HA-25/B/20/Ila fabricado en central, y vertido desde camión, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, cuantía 50 kg/m³, para formación de foso de ascensor enterrado a nivel de la cimentación.						2.69	215.00	578.35
TOTAL CAPÍTULO 03 Cimentación									364,918.35

Coste Directo de las Unidades de Obra

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 04 Estructura									
04.01	m² Escalera de hormigón visto Escalera de hormigón visto, con losa de escalera y peldaños de hormigón armado, e=25 cm, realizada con hormigón HA-25/P/20/IIa fabricado en central, y vertido con cubilote, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, 18 kg/m², quedando visto el hormigón del fondo y de los laterales de la losa; Montaje y desmontaje de sistema de encofrado, con acabado visto con textura lisa en su cara inferior y laterales, en planta de entre 3 y 4 m de altura libre, formado por superficie encofrante de tabloncillos de madera de pino forrados con tablero aglomerado hidrófugo, de un solo uso, con una de sus caras plastificada, estructura soporte horizontal de tabloncillos de madera de pino y estructura soporte vertical de puntales metálicos; amortizables los tabloncillos de la superficie encofrante en 10 usos, los tabloncillos de la estructura soporte en 10 usos y los puntales en 150 usos.						48.00	122.89	5,898.72
04.02	m² Losa maciza para Rampa Losa maciza de hormigón armado, inclinada, canto 25 cm, realizada con hormigón HA-25/B/20/IIa fabricado en central, y vertido con cubilote, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, cuantía 21 kg/m²; montaje y desmontaje de sistema de encofrado continuo, con acabado tipo industrial para revestir, formado por superficie encofrante de tabloncillos de madera tratada, reforzados con varillas y perfiles, estructura soporte horizontal de sopandas metálicas y accesorios de montaje y estructura soporte vertical de puntales metálicos; altura libre de planta de entre 3 y 4 m. Sin incluir repercusión de pilares.						525.00	76.53	40,178.25
04.03	m² Forjado reticular con casetón recuperable y pilares. Estructura de hormigón armado, realizada con hormigón HA-40/B/20/IIa fabricado en central, volumen total de hormigón 0,387 m³/m², con 30% de zonas macizas, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía total de 24 kg/m²; formada por: forjado reticular con casetón recuperable, horizontal, de canto 45 = 40+5 cm; nervios "in situ" de 16 cm, intereje 74 cm; casetón recuperable de PVC, 64x70x40 cm; malla electrosoldada ME 20x20 Ø 5-5 B 500 T 6x2,20 UNE-EN 10080, en capa de compresión; montaje y desmontaje de sistema de encofrado continuo, con acabado visto con textura lisa, formado por superficie encofrante de tabloncillos de madera tratada, reforzados con varillas y perfiles, estructura soporte horizontal de sopandas metálicas y accesorios de montaje y estructura soporte vertical de puntales metálicos, en zonas macizas y montaje y desmontaje de sistema de encofrado continuo, formado por superficie encofrante de casetones recuperables, estructura soporte horizontal de portasopandas y guías metálicas y accesorios de montaje y estructura soporte vertical de puntales metálicos, en zonas aligeradas; pilares con altura libre de entre 3 y 4 m y 45x60 cm de sección media.						7,725.00	104.06	803,863.50
04.04	u Vigas de hormigón armado						1.00	83,621.42	83,621.42
04.05	m² Red de protección bajo forjado con sistema de encofrado parcial. Red de protección de poliamida de alta tenacidad, color blanco, para colocar tensada y al mismo nivel de trabajo, bajo forjado unidireccional con sistema de encofrado parcial.						10,000.00	9.62	96,200.00
TOTAL CAPÍTULO 04 Estructura									1,029,761.89
TOTAL									1,414,712.74

II. 1.3. Cuadro de descompuestos

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
CAPÍTULO 01 Trabajos Previos					
01.01	m ²	Protección de aceras y de bordillos			
		Protección de aceras y de bordillos existentes que pudieran verse afectados por el paso de vehículos durante los trabajos, mediante extendido de lámina separadora de polietileno, con una masa superficial de 230 g/m ² y posterior vertido de hormigón en masa en formación de solera de 10 cm de espesor, realizada con hormigón HM-15/B/20/I			
01.01.01	1.100 m ²	Film de polietileno de 0,25 mm de espesor y 230 g/m ² de masa sup	0.46	0.51	
01.01.02	0.105 m ³	Hormigón HM-15/B/20/I, fabricado en central.	66.00	6.93	
01.01.03	0.084 h	Regla vibrante de 3 m.	4.66	0.39	
01.01.04	0.151 h	Martillo neumático.	4.07	0.61	
01.01.05	0.151 h	Compresor portátil eléctrico 2 m ³ /min de caudal.	3.80	0.57	
01.01.06	0.061 h	Oficial 1ª construcción.	17.24	1.05	
01.01.07	0.162 h	Peón ordinario construcción.	15.92	2.58	
01.01.08	0.030 h	Ayudante construcción.	16.13	0.48	
01.01.09	0.151 h	Peón especializado construcción.	16.25	2.45	
TOTAL PARTIDA.....					15.57

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de QUINCE EUROS con CINCUENTA Y SIETE CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
CAPÍTULO 02 Movimiento de tierras					
02.01	m²	Desbroce y limpieza del terreno.			
		Desbroce y limpieza del terreno, hasta una profundidad mínima de 15 cm, con medios mecánicos, retirada de los			
02.01.01	0.009 h	Pala cargadora sobre neumáticos de 120 kW/1,9 m³.	40.13	0.36	
02.01.02	0.004 h	Peón ordinario construcción.	15.92	0.06	
TOTAL PARTIDA.....					0.42
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CERO EUROS con CUARENTA Y DOS CÉNTIMOS					
02.02	m³	Excavación mecánica a cielo abierto.			
		Excavación a cielo abierto en suelo de arcilla semidura, con medios mecánicos, retirada de los materiales exca-			
02.02.01	0.121 h	Retrocargadora sobre neumáticos, de 70 kW.	36.43	4.41	
02.02.02	0.051 h	Peón ordinario construcción.	15.92	0.81	
TOTAL PARTIDA.....					5.22
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CINCO EUROS con VEINTIDOS CÉNTIMOS					
02.03	m³	Transporte de tierras con camión.			
		Transporte de tierras con camión a vertedero específico, instalación de tratamiento de residuos de construcción y demolición externa a la obra o centro de valorización o eliminación de residuos, situado a una distancia máxima			
02.03.01	0.096 h	Camión basculante de 12 t de carga, de 162 kW.	40.09	3.85	
TOTAL PARTIDA.....					3.85
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de TRES EUROS con OCHENTA Y CINCO CÉNTIMOS					

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
CAPÍTULO 03 Cimentación					
03.01	m²	Capa de hormigón de limpieza			
		Capa de hormigón de limpieza HL-150/B/20, fabricado en central y vertido desde camión, de 10 cm de espesor.			
03.01.01	0.105 m³	Hormigón de limpieza HL-150/B/20, fabricado en central.	66.00	6.93	
03.01.02	0.008 h	Oficial 1ª estructurista.	18.10	0.14	
03.01.03	0.015 h	Ayudante estructurista.	16.94	0.25	
TOTAL PARTIDA.....					7.32
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de SIETE EUROS con TREINTA Y DOS CÉNTIMOS					
03.02	m³	Losa de cimentación			
		Losa de cimentación de hormigón armado, realizada con hormigón HA-25/B/20/IIa fabricado en central con Distintivo de calidad Oficialmente Reconocido (D.O.R.), y vertido con bomba, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, cuantía			
03.02.01	5.000 u	Separador homologado para cimentaciones.	0.13	0.65	
03.02.02	86.700 kg	Acero B500S.	0.62	53.75	
03.02.03	0.425 kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	1.10	0.47	
03.02.04	1.050 m³	Hormigón HA-25/B/20/IIa.	80.13	84.14	
03.02.05	0.335 h	Regla vibrante de 3 m.	4.66	1.56	
03.02.06	0.042 h	Camión bomba.	169.73	7.13	
03.02.07	0.550 h	Oficial 1ª ferrallista.	18.10	9.96	
03.02.08	0.825 h	Ayudante ferrallista.	16.94	13.98	
03.02.09	0.009 h	Oficial 1ª estructurista.	18.10	0.16	
03.02.10	0.121 h	Ayudante estructurista.	16.94	2.05	
TOTAL PARTIDA.....					173.85
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CIENTO SETENTA Y TRES EUROS con OCHENTA Y CINCO CÉNTIMOS					
03.03	u	Red de saneamiento horizontal			
		Partida alzada a justificar la red de saneamiento horizontal, incluidas arquetas, acometidas, colectores, sumidero si Sin descomposición			
TOTAL PARTIDA.....					2,000.00
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOS MIL EUROS					
03.04	m³	Foso de ascensor			
		Vaso de hormigón armado, realizado con hormigón HA-25/B/20/IIa fabricado en central, y vertido desde camión, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, cuantía 50 kg/m³, para formación de foso de ascensor enterrado a nivel de la ci-			
03.04.01	0.025 m²	Paneles metálicos para encofrar.	52.00	1.30	
03.04.02	0.100 m	Tablón de madera de pino, de 20x7,2 cm.	4.39	0.44	
03.04.03	0.065 u	Puntal metálico telescópico, de hasta 3 m de altura.	13.37	0.87	
03.04.04	0.500 m	Fleje para encofrado metálico.	0.29	0.15	
03.04.05	0.450 kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	1.10	0.50	
03.04.06	0.500 kg	Puntas de acero de 20x100 mm.	7.00	3.50	
03.04.07	0.150 l	Agente desmoldeante.	1.98	0.30	
03.04.08	4.000 u	Separador homologado para cimentaciones.	0.13	0.52	
03.04.09	8.000 u	Separador homologado para muros.	0.06	0.48	
03.04.10	50.000 kg	Ferralla con acero B500S.	0.81	40.50	
03.04.11	1.100 m³	Hormigón HA-25/B/20/IIa, fabricado en central.	76.88	84.57	
03.04.12	1.516 h	Oficial 1ª encofrador.	18.10	27.44	
03.04.13	2.022 h	Ayudante encofrador.	16.94	34.25	
03.04.14	0.162 h	Oficial 1ª ferrallista.	18.10	2.93	
03.04.15	0.243 h	Ayudante ferrallista.	16.94	4.12	
03.04.16	0.253 h	Oficial 1ª estructurista.	18.10	4.58	
03.04.17	0.505 h	Ayudante estructurista.	16.94	8.55	
TOTAL PARTIDA.....					215.00
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOSCIENTOS QUINCE EUROS					

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
--------	-------------	---------	--------	----------	---------

CAPÍTULO 04 Estructura

04.01 m² Escalera de hormigón visto

Escalera de hormigón visto, con losa de escalera y peldaños de hormigón armado, e=25 cm, realizada con hormigón HA-25/P/20/IIa fabricado en central, y vertido con cubilote, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, 18 kg/m², quedando visto el hormigón del fondo y de los laterales de la losa; Montaje y desmontaje de sistema de encofrado, con acabado visto con textura lisa en su cara inferior y laterales, en planta de entre 3 y 4 m de altura libre, formado por superficie encofrante de tabloncillos de madera de pino forrados con tablero aglomerado hidrófugo, de un solo uso, con una de sus caras plastificada, estructura soporte horizontal de tabloncillos de madera de pino y estructura soporte vertical de puntales metálicos; amortizables los tabloncillos de la superficie encofrante en 10 usos, los tabloncillos					
04.01.01	0.750 m	Tablón de madera de pino, de 20x7,2 cm.	4.39	3.29	
04.01.02	1.150 m²	Tablero aglomerado hidrófugo.	5.55	6.38	
04.01.03	0.200 m²	Sistema de encofrado en escaleras.	17.40	3.48	
04.01.04	0.013 u	Puntal metálico telescópico, de hasta 4 m de altura.	18.38	0.24	
04.01.05	0.003 m³	Madera de pino.	238.16	0.71	
04.01.06	0.040 kg	Puntas de acero de 20x100 mm.	7.00	0.28	
04.01.07	0.013 l	Agente desmoldante.	8.15	0.11	
04.01.08	3.000 u	Separador homologado para losas de escalera.	0.08	0.24	
04.01.09	18.000 kg	Ferralla con acero B500S.	0.81	14.58	
04.01.10	0.270 kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	1.10	0.30	
04.01.11	0.373 m³	Hormigón HA-25/P/20/IIa, fabricado en central.	72.88	27.18	
04.01.12	0.173 l	Agente filmógeno para curado de hormigones y morteros.	4.12	0.71	
04.01.13	1.408 h	Oficial 1º encofrador.	18.10	25.48	
04.01.14	1.341 h	Ayudante encofrador.	16.94	22.72	
04.01.15	0.324 h	Oficial 1º ferrallista.	18.10	5.86	
04.01.16	0.324 h	Ayudante ferrallista.	16.94	5.49	
04.01.17	0.068 h	Oficial 1º estructurista.	18.10	1.23	
04.01.18	0.272 h	Ayudante estructurista.	16.94	4.61	

TOTAL PARTIDA.....	122.89
--------------------	--------

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CIENTO VEINTIDOS EUROS con OCHENTA Y NUEVE CÉNTIMOS

04.02 m² Losa maciza para Rampa

Losa maciza de hormigón armado, inclinada, canto 25 cm, realizada con hormigón HA-25/B/20/IIa fabricado en central, y vertido con cubilote, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, cuantía 21 kg/m²; montaje y desmontaje de sistema de encofrado continuo, con acabado tipo industrial para revestir, formado por superficie encofrante de tabloncillos de madera tratada, reforzados con varillas y perfiles, estructura soporte horizontal de sopandas metálicas y accesorios de montaje y estructura soporte vertical de puntales metálicos; altura libre de planta de entre 3 y 4 m. Sin in-					
04.02.01	0.044 m²	Tablero de madera.	37.50	1.65	
04.02.02	0.007 m²	Estructura soporte para encofrado recuperable.	85.00	0.60	
04.02.03	0.027 u	Puntal metálico telescópico, de hasta 4 m de altura.	18.38	0.50	
04.02.04	0.003 m³	Madera de pino.	238.16	0.71	
04.02.05	0.040 kg	Puntas de acero de 20x100 mm.	7.00	0.28	
04.02.06	0.030 l	Agente desmoldante.	1.98	0.06	
04.02.07	3.000 u	Separador homologado para losas macizas.	0.08	0.24	
04.02.08	21.000 kg	Ferralla con acero B500S.	0.81	17.01	
04.02.09	0.252 kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	1.10	0.28	
04.02.10	0.263 m³	Hormigón HA-25/B/20/IIa, fabricado en central.	76.88	20.22	
04.02.11	0.005 m³	Agua.	1.50	0.01	
04.02.12	0.622 h	Oficial 1º encofrador.	18.10	11.26	
04.02.13	0.622 h	Ayudante encofrador.	16.94	10.54	
04.02.14	0.257 h	Oficial 1º ferrallista.	18.10	4.65	
04.02.15	0.214 h	Ayudante ferrallista.	16.94	3.63	
04.02.16	0.056 h	Oficial 1º estructurista.	18.10	1.01	
04.02.17	0.229 h	Ayudante estructurista.	16.94	3.88	

TOTAL PARTIDA.....	76.53
--------------------	-------

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de SETENTA Y SEIS EUROS con CINCUENTA Y TRES CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
04.03	m²	Forjado reticular con casetón recuperable y pilares.			
		Estructura de hormigón armado, realizada con hormigón HA-40/B/20/IIa fabricado en central, volumen total de hormigón 0,387 m³/m², con 30% de zonas macizas, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía total de 24 kg/m²; formada por: forjado reticular con casetón recuperable, horizontal, de canto 45 = 40+5 cm; nervios "in situ" de 16 cm, intereje 74 cm; casetón recuperable de PVC, 64x70x40 cm; malla electrosoldada ME 20x20 Ø 5-5 B 500 T 6x2,20 UNE-EN 10080, en capa de compresión; montaje y desmontaje de sistema de encofrado continuo, con acabado visto con textura lisa, formado por superficie encofrante de tableros de madera tratada, reforzados con varillas y perfiles, estructura soporte horizontal de sopandas metálicas y accesorios de montaje y estructura soporte vertical de puntales metálicos, en zonas macizas y montaje y desmontaje de sistema de encofrado continuo, formado por superficie encofrante de casetones recuperables, estructura soporte horizontal de portasopandas y guías metálicas y accesorios de montaje y estructura soporte vertical de puntales metálicos, en zonas aligeradas; pilares con altura libre de entre 3 y 4 m y 45x60 cm de sección media.			
04.03.01	0.500 u	Separador homologado para pilares.	0.06	0.03	
04.03.02	0.013 m²	Chapa metálica de 50x50 cm para encofrado.	48.00	0.62	
04.03.03	0.032 u	Puntal metálico telescópico, de hasta 4 m de altura.	18.38	0.59	
04.03.04	0.017 m²	Tablero de madera tratada, de 30 mm de espesor.	50.50	0.86	
04.03.05	0.002 m²	Estructura soporte para encofrado recuperable.	85.00	0.17	
04.03.06	0.005 m²	Estructura soporte para encofrado de casetones recuperables.	95.00	0.48	
04.03.07	0.001 m³	Madera de pino.	238.16	0.24	
04.03.08	0.012 kg	Puntas de acero de 20x100 mm.	7.00	0.08	
04.03.09	0.004 l	Agente desmoldeante biodegradable.	8.15	0.03	
04.03.10	0.025 u	Casetón recuperable de PVC, 64x70x40 cm.	80.00	2.00	
04.03.11	1.200 u	Separador homologado para forjados reticulares.	0.06	0.07	
04.03.12	30.000 kg	Ferralla con acero B500S.	0.81	24.30	
04.03.13	0.177 kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	1.10	0.19	
04.03.14	1.100 m²	Malla electrosoldada ME 20x20 Ø 5-5 B 500 T 6x2,20 UNE-EN 10080.	1.35	1.49	
04.03.15	0.406 m³	Hormigón HA-40/B/20/IIa, fabricado en central.	65.00	26.39	
04.03.16	0.150 l	Agente filmógeno para curado de hormigones y morteros.	4.12	0.62	
04.03.17	0.810 h	Oficial 1º encofrador.	18.10	14.66	
04.03.18	0.858 h	Ayudante encofrador.	16.94	14.53	
04.03.19	0.229 h	Oficial 1º ferrallista.	18.10	4.14	
04.03.20	0.229 h	Ayudante ferrallista.	16.94	3.88	
04.03.21	0.100 h	Oficial 1º estructurista.	18.10	1.81	
04.03.22	0.406 h	Ayudante estructurista.	16.94	6.88	
TOTAL PARTIDA.....					104.06
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CIENTO CUATRO EUROS con SEIS CÉNTIMOS					
04.04	u	Vigas de hormigón armado			
04.04.1	240.250 m³	Viga de sección 45x50	348.06	83,621.42	
TOTAL PARTIDA.....					83,621.42
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de OCHENTA Y TRES MIL SEISCIENTOS VEINTIUN EUROS con CUARENTA Y DOS CÉNTIMOS					
04.05	m²	Red de protección bajo forjado con sistema de encofrado parcial.			
		Red de protección de poliamida de alta tenacidad, color blanco, para colocar tensada y al mismo nivel de trabajo,			
04.05.01	1.000 m²	Malla de poliamida de alta tenacidad de 100x100 mm de paso.	4.13	4.13	
04.05.02	4.000 u	Claveta de acero.	0.32	1.28	
04.05.03	0.127 h	Oficial 1º Seguridad y Salud.	17.24	2.19	
04.05.04	0.127 h	Peón Seguridad y Salud.	15.92	2.02	
TOTAL PARTIDA.....					9.62
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de NUEVE EUROS con SESENTA Y DOS CÉNTIMOS					

II. 2. Opción Estructura Prefabricada

II. 2.1. Resumen de Coste Directo

RESUMEN DE COSTE DIRECTO

CAPITULO	RESUMEN	EUROS	%
01	Trabajos Previos.....	778.50	0.06
02	Movimiento de tierras	19,254.00	1.51
03	Cimentación.....	364,918.35	28.68
04	Estructura.....	887,648.42	69.75
TOTAL COSTE DIRECTO		1,272,599.27	

Asciende el estudio del coste directo a la expresada cantidad de UN MILLÓN DOSCIENTOS SETENTA Y DOS MIL QUINIENTOS NOVENTA Y NUEVE EUROS con VEINTISIETE CÉNTIMOS

II. 2.2. Coste Directo de las Unidades de Obra

Coste Directo de las Unidades de Obra

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 01 Trabajos Previos									
01.01	m ² Protección de aceras y de bordillos								
	Protección de aceras y de bordillos existentes que pudieran verse afectados por el paso de vehículos durante los trabajos, mediante extendido de lámina separadora de polietileno, con una masa superficial de 230 g/m ² y posterior vertido de hormigón en masa en formación de solera de 10 cm de espesor, realizada con hormigón HM-15/B/20/I fabricado en central y vertido desde camión.								
							50.00	15.57	778.50
TOTAL CAPÍTULO 01 Trabajos Previos									778.50

Coste Directo de las Unidades de Obra

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 02 Movimiento de tierras									
02.01	m ² Desbroce y limpieza del terreno. Desbroce y limpieza del terreno, hasta una profundidad mínima de 15 cm, con medios mecánicos, retirada de los materiales excavados y carga a camión, sin incluir transporte a vertedero autorizado.								
							2,000.00	0.42	840.00
02.02	m ³ Excavación mecánica a cielo abierto. Excavación a cielo abierto en suelo de arcilla semidura, con medios mecánicos, retirada de los materiales excavados y carga a camión.								
							2,200.00	5.22	11,484.00
02.03	m ³ Transporte de tierras con camión. Transporte de tierras con camión a vertedero específico, instalación de tratamiento de residuos de construcción y demolición externa a la obra o centro de valorización o eliminación de residuos, situado a una distancia máxima de 10 km.								
							1,800.00	3.85	6,930.00
TOTAL CAPÍTULO 02 Movimiento de tierras.....									19,254.00

Coste Directo de las Unidades de Obra

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 03 Cimentación									
03.01	m² Capa de hormigón de limpieza Capa de hormigón de limpieza HL-150/B/20, fabricado en central y vertido desde camión, de 10 cm de espesor.						2,000.00	7.32	14,640.00
03.02	m³ Losa de cimentación Losa de cimentación de hormigón armado, realizada con hormigón HA-25/B/20/Ila fabricado en central con Distintivo de calidad Oficialmente Reconocido (D.O.R.), y vertido con bomba, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, cuantía 85 kg/m³; acabado superficial liso mediante regla vibrante, sin incluir encofrado.						2,000.00	173.85	347,700.00
03.03	u Red de saneamiento horizontal Partida alzada a justificar la red de saneamiento horizontal, incluidas arquetas, acometidas, colectores, sumidero sifónico, etc.						1.00	2,000.00	2,000.00
03.04	m³ Foso de ascensor Vaso de hormigón armado, realizado con hormigón HA-25/B/20/Ila fabricado en central, y vertido desde camión, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, cuantía 50 kg/m³, para formación de foso de ascensor enterrado a nivel de la cimentación.						2.69	215.00	578.35
TOTAL CAPÍTULO 03 Cimentación									364,918.35

Coste Directo de las Unidades de Obra

CÓDIGO	RESUMEN	UDS	LONGITUD	ANCHURA	ALTURA	PARCIALES	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
CAPÍTULO 04 Estructura									
04.01	m² Escalera de hormigón visto Escalera de hormigón visto, con losa de escalera y peldaños de hormigón armado, e=18 cm, realizada con hormigón HA-25/P/20/IIa fabricado en central, y vertido con cubilote, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, 18 kg/m², quedando visto el hormigón del fondo y de los laterales de la losa; Montaje y desmontaje de sistema de encofrado, con acabado visto con textura lisa en su cara inferior y laterales, en planta de entre 3 y 4 m de altura libre, formado por superficie encofrante de tabloncillos de madera de pino forrados con tablero aglomerado hidrófugo, de un solo uso, con una de sus caras plastificada, estructura soporte horizontal de tabloncillos de madera de pino y estructura soporte vertical de puntales metálicos; amortizables los tabloncillos de la superficie encofrante en 10 usos, los tabloncillos de la estructura soporte en 10 usos y los puntales en 150 usos.								
							48.00	122.89	5,898.72
04.02	m² Losa maciza para Rampa Losa maciza de hormigón armado, inclinada, canto 25 cm, realizada con hormigón HA-25/B/20/IIa fabricado en central, y vertido con cubilote, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, cuantía 21 kg/m²; montaje y desmontaje de sistema de encofrado continuo, con acabado tipo industrial para revestir, formado por superficie encofrante de tabloncillos de madera tratada, reforzados con varillas y perfiles, estructura soporte horizontal de sopandas metálicas y accesorios de montaje y estructura soporte vertical de puntales metálicos; altura libre de planta de entre 3 y 4 m. Sin incluir repercusión de pilares.								
							525.00	76.53	40,178.25
04.03	m² Losa de placas alveolares prefabricadas de hormigón pretensado Losa de placas alveolares prefabricadas de hormigón pretensado, de canto 20 + 5 cm, apoyada directamente; relleno de juntas entre placas alveolares, zonas de enlace con apoyos y capa de compresión de hormigón armado, realizados con hormigón HA-40/AC/10/IIIa, i.flow SUSTENTA DURABLE "FYM ITALCEMENTI GROUP", fabricado en central, resistente a ambientes marinos, y vertido con bomba, acero B 500 S, cuantía 4 kg/m², y malla electrosoldada ME 20x20 Ø 5-5 B 500 T 6x2,20 UNE-EN 10080; altura libre de planta de entre 3 y 4 m. Sin incluir repercusión de apoyos ni pilares.								
							7,725.00	68.13	526,304.25
04.04	u Pilar prefabricado de hormigón armado Pilar prefabricado de hormigón armado de sección 60x45 cm, de 8,10 m de altura, para acabado visto del hormigón, sin ménsulas.								
							116.00	687.56	79,756.96
04.05	u Vigas prefabricadas de hormigón armado								
							1.00	211,174.24	211,174.24
04.06	u Anclaje metálico de seguridad								
							5,200.00	4.68	24,336.00
TOTAL CAPÍTULO 04 Estructura								887,648.42	
TOTAL								1,272,599.27	

II. 2.3. Cuadro de descompuestos

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
CAPÍTULO 01 Trabajos Previos					
01.01	m²	Protección de aceras y de bordillos			
		Protección de aceras y de bordillos existentes que pudieran verse afectados por el paso de vehículos durante los trabajos, mediante extendido de lámina separadora de polietileno, con una masa superficial de 230 g/m² y posterior vertido de hormigón en masa en formación de solera de 10 cm de espesor, realizada con hormigón HM-15/B/20/I			
01.01.01	1.100 m²	Film de polietileno de 0,25 mm de espesor y 230 g/m² de masa sup	0.46	0.51	
01.01.02	0.105 m³	Hormigón HM-15/B/20/I, fabricado en central.	66.00	6.93	
01.01.03	0.084 h	Regla vibrante de 3 m.	4.66	0.39	
01.01.04	0.151 h	Martillo neumático.	4.07	0.61	
01.01.05	0.151 h	Compresor portátil eléctrico 2 m³/min de caudal.	3.80	0.57	
01.01.06	0.061 h	Oficial 1ª construcción.	17.24	1.05	
01.01.07	0.162 h	Peón ordinario construcción.	15.92	2.58	
01.01.08	0.030 h	Ayudante construcción.	16.13	0.48	
01.01.09	0.151 h	Peón especializado construcción.	16.25	2.45	
TOTAL PARTIDA.....					15.57

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de QUINCE EUROS con CINCUENTA Y SIETE CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
CAPÍTULO 02 Movimiento de tierras					
02.01	m²	Desbroce y limpieza del terreno.			
		Desbroce y limpieza del terreno, hasta una profundidad mínima de 15 cm, con medios mecánicos, retirada de los			
02.01.01	0.009 h	Pala cargadora sobre neumáticos de 120 kW/1,9 m³.	40.13	0.36	
02.01.02	0.004 h	Peón ordinario construcción.	15.92	0.06	
TOTAL PARTIDA.....					0.42
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CERO EUROS con CUARENTA Y DOS CÉNTIMOS					
02.02	m³	Excavación mecánica a cielo abierto.			
		Excavación a cielo abierto en suelo de arcilla semidura, con medios mecánicos, retirada de los materiales exca-			
02.02.01	0.121 h	Retrocargadora sobre neumáticos, de 70 kW.	36.43	4.41	
02.02.02	0.051 h	Peón ordinario construcción.	15.92	0.81	
TOTAL PARTIDA.....					5.22
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CINCO EUROS con VEINTIDOS CÉNTIMOS					
02.03	m³	Transporte de tierras con camión.			
		Transporte de tierras con camión a vertedero específico, instalación de tratamiento de residuos de construcción y demolición externa a la obra o centro de valorización o eliminación de residuos, situado a una distancia máxima			
02.03.01	0.096 h	Camión basculante de 12 t de carga, de 162 kW.	40.09	3.85	
TOTAL PARTIDA.....					3.85
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de TRES EUROS con OCHENTA Y CINCO CÉNTIMOS					

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
CAPÍTULO 03 Cimentación					
03.01	m²	Capa de hormigón de limpieza			
		Capa de hormigón de limpieza HL-150/B/20, fabricado en central y vertido desde camión, de 10 cm de espesor.			
03.01.01	0.105 m³	Hormigón de limpieza HL-150/B/20, fabricado en central.	66.00	6.93	
03.01.02	0.008 h	Oficial 1ª estructurista.	18.10	0.14	
03.01.03	0.015 h	Ayudante estructurista.	16.94	0.25	
TOTAL PARTIDA.....					7.32
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de SIETE EUROS con TREINTA Y DOS CÉNTIMOS					
03.02	m³	Losa de cimentación			
		Losa de cimentación de hormigón armado, realizada con hormigón HA-25/B/20/IIa fabricado en central con Distintivo de calidad Oficialmente Reconocido (D.O.R.), y vertido con bomba, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, cuantía			
03.02.01	5.000 u	Separador homologado para cimentaciones.	0.13	0.65	
03.02.02	86.700 kg	Acero B500S.	0.62	53.75	
03.02.03	0.425 kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	1.10	0.47	
03.02.04	1.050 m³	Hormigón HA-25/B/20/IIa.	80.13	84.14	
03.02.05	0.335 h	Regla vibrante de 3 m.	4.66	1.56	
03.02.06	0.042 h	Camión bomba.	169.73	7.13	
03.02.07	0.550 h	Oficial 1ª ferrallista.	18.10	9.96	
03.02.08	0.825 h	Ayudante ferrallista.	16.94	13.98	
03.02.09	0.009 h	Oficial 1ª estructurista.	18.10	0.16	
03.02.10	0.121 h	Ayudante estructurista.	16.94	2.05	
TOTAL PARTIDA.....					173.85
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CIENTO SETENTA Y TRES EUROS con OCHENTA Y CINCO CÉNTIMOS					
03.03	u	Red de saneamiento horizontal			
		Partida alzada a justificar la red de saneamiento horizontal, incluidas arquetas, acometidas, colectores, sumidero si Sin descomposición			
TOTAL PARTIDA.....					2,000.00
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOS MIL EUROS					
03.04	m³	Foso de ascensor			
		Vaso de hormigón armado, realizado con hormigón HA-25/B/20/IIa fabricado en central, y vertido desde camión, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, cuantía 50 kg/m³, para formación de foso de ascensor enterrado a nivel de la ci-			
03.04.01	0.025 m²	Paneles metálicos para encofrar.	52.00	1.30	
03.04.02	0.100 m	Tablón de madera de pino, de 20x7,2 cm.	4.39	0.44	
03.04.03	0.065 u	Puntal metálico telescópico, de hasta 3 m de altura.	13.37	0.87	
03.04.04	0.500 m	Fleje para encofrado metálico.	0.29	0.15	
03.04.05	0.450 kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	1.10	0.50	
03.04.06	0.500 kg	Puntas de acero de 20x100 mm.	7.00	3.50	
03.04.07	0.150 l	Agente desmoldeante.	1.98	0.30	
03.04.08	4.000 u	Separador homologado para cimentaciones.	0.13	0.52	
03.04.09	8.000 u	Separador homologado para muros.	0.06	0.48	
03.04.10	50.000 kg	Ferralla con acero B500S.	0.81	40.50	
03.04.11	1.100 m³	Hormigón HA-25/B/20/IIa, fabricado en central.	76.88	84.57	
03.04.12	1.516 h	Oficial 1ª encofrador.	18.10	27.44	
03.04.13	2.022 h	Ayudante encofrador.	16.94	34.25	
03.04.14	0.162 h	Oficial 1ª ferrallista.	18.10	2.93	
03.04.15	0.243 h	Ayudante ferrallista.	16.94	4.12	
03.04.16	0.253 h	Oficial 1ª estructurista.	18.10	4.58	
03.04.17	0.505 h	Ayudante estructurista.	16.94	8.55	
TOTAL PARTIDA.....					215.00
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOSCIENTOS QUINCE EUROS					

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
--------	-------------	---------	--------	----------	---------

CAPÍTULO 04 Estructura

04.01 m² Escalera de hormigón visto

Escalera de hormigón visto, con losa de escalera y peldaños de hormigón armado, e=18 cm, realizada con hormigón HA-25/P/20/IIa fabricado en central, y vertido con cubilote, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, 18 kg/m², quedando visto el hormigón del fondo y de los laterales de la losa; Montaje y desmontaje de sistema de encofrado, con acabado visto con textura lisa en su cara inferior y laterales, en planta de entre 3 y 4 m de altura libre, formado por superficie encofrante de tabloncillos de madera de pino forrados con tablero aglomerado hidrófugo, de un solo uso, con una de sus caras plastificada, estructura soporte horizontal de tabloncillos de madera de pino y estructura soporte vertical de puntales metálicos; amortizables los tabloncillos de la superficie encofrante en 10 usos, los tabloncillos					
04.01.01	0.750 m	Tablón de madera de pino, de 20x7,2 cm.	4.39	3.29	
04.01.02	1.150 m²	Tablero aglomerado hidrófugo.	5.55	6.38	
04.01.03	0.200 m²	Sistema de encofrado en escaleras.	17.40	3.48	
04.01.04	0.013 u	Puntal metálico telescópico, de hasta 4 m de altura.	18.38	0.24	
04.01.05	0.003 m³	Madera de pino.	238.16	0.71	
04.01.06	0.040 kg	Puntas de acero de 20x100 mm.	7.00	0.28	
04.01.07	0.013 l	Agente desmoldante.	8.15	0.11	
04.01.08	3.000 u	Separador homologado para losas de escalera.	0.08	0.24	
04.01.09	18.000 kg	Ferralla con acero B500S.	0.81	14.58	
04.01.10	0.270 kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	1.10	0.30	
04.01.11	0.373 m³	Hormigón HA-25/P/20/IIa, fabricado en central.	72.88	27.18	
04.01.12	0.173 l	Agente filmógeno para curado de hormigones y morteros.	4.12	0.71	
04.01.13	1.408 h	Oficial 1º encofrador.	18.10	25.48	
04.01.14	1.341 h	Ayudante encofrador.	16.94	22.72	
04.01.15	0.324 h	Oficial 1º ferrallista.	18.10	5.86	
04.01.16	0.324 h	Ayudante ferrallista.	16.94	5.49	
04.01.17	0.068 h	Oficial 1º estructurista.	18.10	1.23	
04.01.18	0.272 h	Ayudante estructurista.	16.94	4.61	

TOTAL PARTIDA.....	122.89
--------------------	--------

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CIENTO VEINTIDOS EUROS con OCHENTA Y NUEVE CÉNTIMOS

04.02 m² Losa maciza para Rampa

Losa maciza de hormigón armado, inclinada, canto 25 cm, realizada con hormigón HA-25/B/20/IIa fabricado en central, y vertido con cubilote, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, cuantía 21 kg/m²; montaje y desmontaje de sistema de encofrado continuo, con acabado tipo industrial para revestir, formado por superficie encofrante de tabloncillos de madera tratada, reforzados con varillas y perfiles, estructura soporte horizontal de sopandas metálicas y accesorios de montaje y estructura soporte vertical de puntales metálicos; altura libre de planta de entre 3 y 4 m. Sin in-					
04.02.01	0.044 m²	Tablero de madera.	37.50	1.65	
04.02.02	0.007 m²	Estructura soporte para encofrado recuperable.	85.00	0.60	
04.02.03	0.027 u	Puntal metálico telescópico, de hasta 4 m de altura.	18.38	0.50	
04.02.04	0.003 m³	Madera de pino.	238.16	0.71	
04.02.05	0.040 kg	Puntas de acero de 20x100 mm.	7.00	0.28	
04.02.06	0.030 l	Agente desmoldante.	1.98	0.06	
04.02.07	3.000 u	Separador homologado para losas macizas.	0.08	0.24	
04.02.08	21.000 kg	Ferralla con acero B500S.	0.81	17.01	
04.02.09	0.252 kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	1.10	0.28	
04.02.10	0.263 m³	Hormigón HA-25/B/20/IIa, fabricado en central.	76.88	20.22	
04.02.11	0.005 m³	Agua.	1.50	0.01	
04.02.12	0.622 h	Oficial 1º encofrador.	18.10	11.26	
04.02.13	0.622 h	Ayudante encofrador.	16.94	10.54	
04.02.14	0.257 h	Oficial 1º ferrallista.	18.10	4.65	
04.02.15	0.214 h	Ayudante ferrallista.	16.94	3.63	
04.02.16	0.056 h	Oficial 1º estructurista.	18.10	1.01	
04.02.17	0.229 h	Ayudante estructurista.	16.94	3.88	

TOTAL PARTIDA.....	76.53
--------------------	-------

Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de SETENTA Y SEIS EUROS con CINCUENTA Y TRES CÉNTIMOS

CUADRO DE DESCOMPUESTOS

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
04.03	m²	Losa de placas alveolares prefabricadas de hormigón pretensado			
		Losa de placas alveolares prefabricadas de hormigón pretensado, de canto 20 + 5 cm, apoyada directamente; relleno de juntas entre placas alveolares, zonas de enlace con apoyos y capa de compresión de hormigón armado, realizados con hormigón HA-40/AC/10/IIIa, i.flow SUSTENTA DURA "FYM ITALCEMENTI GROUP", fabricado en central, resistente a ambientes marinos, y vertido con bomba, acero B 500 S, cuantía 4 kg/m², y malla electrosoldada ME 20x20 Ø 5-5 B 500 T 6x2,20 UNE-EN 10080; altura libre de planta de entre 3 y 4 m. Sin incluir repercu-			
04.03.01	1.000 m²	Placa alveolar prefabricada.	36.50	36.50	
04.03.02	3.000 u	Separador homologado para malla electrosoldada.	0.08	0.24	
04.03.03	1.150 m²	Malla electrosoldada ME 20x20 Ø 5-5 B 500 T 6x2,20 UNE-EN	1.35	1.55	
04.03.04	4.000 kg	Ferralla con acero B500S.	0.81	3.24	
04.03.05	0.060 m³	Hormigón HA-40/AC/10/IIIa.	141.47	8.49	
04.03.06	0.186 h	Grúa autopropulsada.	66.84	12.43	
04.03.07	0.002 h	Camión bomba.	169.73	0.34	
04.03.08	0.187 h	Oficial 1º montador de estructura prefabricada de hormigón.	18.10	3.38	
04.03.09	0.061 h	Peón ordinario construcción.	15.92	0.97	
04.03.10	0.061 h	Peón especializado construcción.	16.25	0.99	
TOTAL PARTIDA.....					68.13
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de SESENTA Y OCHO EUROS con TRECE CÉNTIMOS					
04.04	u	Pilar prefabricado de hormigón armado			
		Pilar prefabricado de hormigón armado de sección 60x45 cm, de 8,10 m de altura, para acabado visto del hormi-			
04.04.01	1.000 u	Pilar prefabricado.	632.54	632.54	
04.04.02	0.462 h	Grúa autopropulsada.	66.84	30.88	
04.04.03	0.464 h	Oficial 1º montador de estructura prefabricada de hormigón.	18.10	8.40	
04.04.04	0.929 h	Ayudante montador de estructura prefabricada de hormigón.	16.94	15.74	
TOTAL PARTIDA.....					687.56
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de SEISCIENTOS OCHENTA Y SIETE EUROS con CINCUENTA Y SEIS CÉNTIMOS					
04.05	u	Vigas prefabricadas de hormigón armado			
04.05.1	1,200.000 m	Viga prefabricada de sección 60x50	75.97	91,164.00	
04.05.2	1,792.000 m	Viga prefabricada de sección 45x50	66.97	120,010.24	
TOTAL PARTIDA.....					211,174.24
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOSCIENTOS ONCE MIL CIENTO SETENTA Y CUATRO EUROS con VEINTICUATRO CÉNTIMOS					
04.06	u	Anclaje metálico de seguridad			
		Sin descomposición			
TOTAL PARTIDA.....					4.68
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de CUATRO EUROS con SESENTA Y OCHO CÉNTIMOS					

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Ministerio de Fomento, *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)*. 2013.
- [2] R. E. Englekirk, *Seismic Design of Reinforced and Precast Concrete Buildings*. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, 2003.
- [3] Ministerio de Fomento, *EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural*. 2008.
- [4] ACI committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318M-11)*. 2011.
- [5] C. Ingenieros, "CYPECAD." 2017.
- [6] M. P. Collins and E. Bentz, "Response2000." 2000.
- [7] CEN, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*. 2005.
- [8] M. de Fomento and C. N. de I. G. (CNIG), *Actualización de mapas de peligrosidad sísmica de España 2012*, 1st ed. 2013.
- [9] CTE, *Documento Básico - Seguridad de utilización y accesibilidad*. 2010.
- [10] Ministerio de Fomento, "Condiciones de protección contra incendios en los edificios," pp. 1–64, 1996.
- [11] CTE, *Documento Básico - Seguridad en caso de incendio*, vol. 2013. 2007.
- [12] CTE, *Documento Básico - Salubridad*, vol. 2013. 2007.
- [13] Ministerio de Fomento, "Norma Básica De La Edificación «Nbe-Cpi / 96 : Condiciones De Protección Contra Incendios En Los Edificios»,," pp. 357–416, 1996.
- [14] CTE, *Documento Básico - Seguridad Estructural Acciones en la edificación*. 2009.
- [15] CTE, *Documento Básico - Seguridad estructural*, vol. 2013. 2007.
- [16] J. S. G. y C. O. M. José María Rodríguez Ortiz, "Curso Aplicado de Cimentaciones," 1989.
- [17] A. E. R. Jesús Donaire Ávila, Amadeo Benavent-Climent, Leandro Morillas Romero, David Escolano Margarit, *Prácticas de estructuras IV*. 2011.
- [18] C. J.J., *Introduction to Structural Motion Control*. Prentice Hall; 1st edition (August 8, 2002), 2003.
- [19] J. M. Canciani, "Introducción a los tipos estructurales," pp. 1–2, 2009.
- [20] M. de Fomento, "EAE Instrucción de Acero Estructural," 2010.
- [21] AENOR, "Norma española UNE-EN 10080," pp. 0–3, 2007.
- [22] F. M. Cabré, J. Carlos, A. Portero, J. Montoya, J. Carlos, and A. Portero, *Hormigón armado - Jiménez Montoya*, 15th ed. Gustavo Gili SL, 2009.
- [23] J. de Andalucía, "Banco de precios de la Junta de Andalucía." .