



Universitat
de les Illes Balears

2018

ANÁLISIS URBANÍSTICO Y ESTRUCTURAL DE VIVIENDA UNIFAMILIAR

MEMORIA DE FIN DE GRADO | EDIFICACIÓN



Autora:
Alba Martínez Rodríguez

Tutor:
Carlos Ribas González



**Universitat de les
Illes Balears**

Escuela Politécnica Superior

Memoria del Trabajo de Fin de Grado

ANÁLISIS URBANÍSTICO Y ESTRUCTURAL DE VIVIENDA UNIFAMILIAR

Alba Martínez Rodríguez

Grado de Edificación

Año académico 2017-18

DNI del alumno: 71.465.476-Z

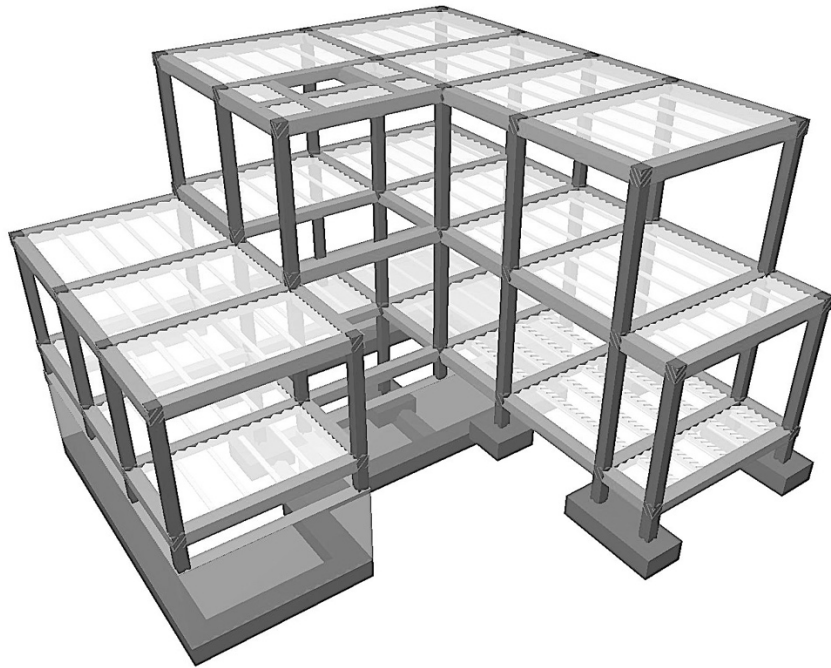
Trabajo tutelado por: **Carlos Ribas González**
Departamento de Física

Se autoriza a la Universidad a incluir este trabajo en el Repositorio Institucional para su consulta en acceso abierto y difusión en línea, con finalidades exclusivamente académicas y de investigación.	Autor		Tutor	
	Sí	No	Sí	No
	X		X	

Palabras clave del trabajo:

Vivienda unifamiliar, CypeCad, WinEva, EHE-08, Armado, Momentos, Cortantes, Pilar, Jácena, Muro de contención, Zapata Aislada, Zapata combinada, Estado límite Último, Estado límite de servicio, Combinación.

ANÁLISIS URBANÍSTICO Y
ESTRUCTURAL DE VIVIENDA
UNIFAMILIAR



ESTUDIO DE PARÁMETROS EDIFICATORIOS Y
COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL DE LA
VIVIENDA

INDICE

1	INTRODUCCIÓN.....	2
1.1	El origen de la construcción y la arquitectura.....	2
1.2	Los primeros diseños.....	4
1.3	La figura del arquitecto y la orientación solar.....	5
1.4	La importancia del cumplimiento de la normativa y la legislación.....	7
1.5	Evolución y nuevos materiales. El hormigón.....	8
1.6	Unión de hormigón y acero: El hormigón armado.....	9
1.7	Instrucciones de hormigón armado. De 1939 a 2008.....	10
2	OBJETIVO del TFG.....	12
2.1	Objetivo docente del TFG.....	12
2.2	Objetivos técnicos del TFG.....	12
3	DESARROLLO DEL CONTENIDO.....	13
3.1	Cuestiones Previas.....	13
3.1.1	Normativa Aplicable: CTE, EHE-08, NCSE-02.....	13
3.1.2	Estudio urbanístico de la parcela.....	14
3.1.3	Diseño interior de la vivienda.....	16
3.1.4	Cumplimiento de normativa exigible.....	18
3.2	Diseño estructural.....	20
3.2.1	Acciones sobre la estructura.....	20
3.2.2	Pre-diseño manual estructural.....	24
3.2.3	Cálculo Estructural mediante CYPE.....	30
	<i>Introducción de geometría.....</i>	30
	<i>Introducción de plantas.....</i>	33
	<i>Introducción de elementos estructurales.....</i>	34
	<i>Modificaciones puntuales de la estructura.....</i>	40
	<i>Introducción de cargas.....</i>	43
	<i>Comprobación de errores.....</i>	47
3.2.4	Cálculo estructural mediante WinEva.....	51

	<i>Introducción de datos.</i>	51
	<i>Modificación de barras y nudos.</i>	52
	<i>Generación de hipótesis.</i>	56
	<i>Generación de combinaciones de hipótesis.</i>	57
	<i>Inserción de acciones sobre las barras.</i>	60
	<i>Inserción de acciones sobre los nudos.</i>	69
	<i>Introducción muro de semisótano.</i>	81
3.2.5	Comprobación manual de elementos singulares	84
	<i>Comprobación de pilares.</i>	84
	<i>Comprobación de jácenas a estado límite último.</i>	101
	<i>Comprobación de jácenas a estado límite de servicio.</i>	125
	<i>Comprobación de zapata aislada.</i>	140
	<i>Comprobación de zapata combinada.</i>	145
	<i>Comprobación de muros de semisótano.</i>	152
4	CONCLUSIONES	170
4.1	Conclusiones docentes: programas informáticos vs cálculo manual.....	170
4.2	Conclusiones técnicas del TFG.....	170
5	Bibliografía	171
6	Anexo I: Documentación gráfica.....	173

ACRÓNIMOS

TFG	Trabajo Final de Grado
HA	Hormigón Armado
NCSE	Norma De Construcción Sismorresistente Española
EHE-08	Instrucción de Hormigón Estructural Española
ELU	Estado Límite Último
ELS	Estado Límite de Servicio
IH	Instrucción de Hormigón Armado
EFHE	Instrucción de Forjados Unidireccionales de Hormigón Estructural
EF	Instrucción de Forjados Unidireccionales
EHPRE	Instrucción de Hormigón para Preparado de Hormigones
CTE	Código Técnico de la Edificación
DB-SE	Documento Básico de Seguridad Estructural.
DB-SE-AE	Documento Básico de Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación.
DB-SE-C	Documento Básico de Seguridad Estructural. Cimientos.
DB-SUA	Documento Básico de Seguridad de Utilización y Accesibilidad.
DB-HR	Documento Básico de protección frente al Ruido
DB-HE	Documento Básico de Ahorro de Energía
DB-HS	Documento Básico de Salubridad
NNSS	Normas Subsidiarias
MUIB	Mapa Urbanístico de las Islas Baleares

ÍNDICE FIGURAS

FIGURA 1. POBLADO TALAIÓTICO <i>ES PEDREGAR</i> [1]	3
FIGURA 2. ZIGURAT DE ETEMENANKI [2]	4
FIGURA 3. TORRE DE BABEL, PIETER BRUEGHEL “EL VIEJO” (1563) [3].....	4
FIGURA 4. GRABADO EGIPCIO, DIOS RA CRUZANDO EL NILO (BARCA SOLAR) [4].....	5
FIGURA 5. USO DE LA ORIENTACIÓN SOLAR EN LAS MASTABAS Y LA PIRÁMIDE DE KEOPS [5].....	6
FIGURA 6. ESTATUA DE BRONCE DE IMHOTEP, HALLADA EN SAQQARA, MUSEO DEL LOUVRE [6]	6
FIGURA 7. CÓDIGO DE HAMMURABI, PARTE SUPERIOR DE LA ESTELA, MUSEO DEL LOUVRE [7]	7
FIGURA 8. TRATADO DE ARQUITECTURA. MARCO VITRUVIO POLIÓN (S. I A.C)[8].....	8
FIGURA 9. PUENTE DE VALENCIA DE DON JUAN, LEÓN Y MERCADO DE ABASTOS, ALGECIRAS[9].....	9
FIGURA 10. SOLAR ESTUDIADO EN CALLE AGUSTÍ BUADES FRAU. SON VERÍ. MARRATXÍ. [10].....	14
FIGURA 11. ANÁLISIS SOLAR DE LA PARCELA SELECCIONADA. [11].....	17
FIGURA 12. ENTRADA DE DATOS GENERALES. [12].....	30
FIGURA 13. ENTRADA DE DATOS REFERENTES A RESISTENCIA AL FUEGO. [13]	31
FIGURA 14. ENTRADA DE DATOS REFERENTES A SOBRECARGA DE VIENTO. [14].....	31
FIGURA 15. ENTRADA DE DATOS REFERENTES A ACERO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES. [15].....	32
FIGURA 16. ENTRADA DE DATOS REFERENTES AL TERRENO. [16]	32
FIGURA 17. ENTRADA DE COTAS EN PLANTAS. [17].....	33
FIGURA 18. ENTRADA DE CARGAS GENERALES. [18].....	34
FIGURA 19. ENTRADA DE PILARES. [19]	35
FIGURA 20. ENTRADA DE VIGAS PLANAS. [20].....	35
FIGURA 21. ENTRADA DE VIGAS DE CANTO. [21].....	36
FIGURA 22. DATOS DE PAÑO. [22]	36
FIGURA 23. EMBROCHALAMIENTO CLARABOYA. [23].....	37
FIGURA 24. CÁMARA SANITARIA. [24]	37
FIGURA 25. ENTRADA DE MURETA. [25].....	38
FIGURA 26. ENTRADA DE MURO DE HORMIGÓN ARMADO. [26].....	39
FIGURA 27. ENTRADA DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN. [27].....	39
FIGURA 28. ENTRADA DE VIGAS CENTRADORAS Y DE ATADO. [28].....	40
FIGURA 29. MODIFICACIÓN DESNIVEL EN PLANTA PISO. [29]	41
FIGURA 30. INSERCIÓN DE SECCIONES. [30].....	41
FIGURA 31. SECCIÓN DESNIVEL EN PLANTA PISO. [31].....	42
FIGURA 32. DIÁLOGO CONEXIÓN/DESCONEXIÓN DE MURETAS. [32]	42
FIGURA 33. ESQUEMA DESCONEXIÓN DE MURETAS. [33].....	42
FIGURA 34. ENTRADA DE CARGAS. [34]	43
FIGURA 35. CARGAS EN SEMISÓTANO. [35]	44
FIGURA 36. CARGAS EN PLANTA BAJA. [36].....	45
FIGURA 37. CARGAS EN PLANTA PISO. [37]	46
FIGURA 38. CARGAS EN CUBIERTA. [38]	47
FIGURA 39. ERRORES DE CÁLCULO. [39].....	47
FIGURA 40. MODIFICACIÓN DEL COEFICIENTE DE EMPOTRAMIENTO. [40]	48
FIGURA 41. ERROR EN JÁCENA. [41].....	49
FIGURA 42. ERROR EN JÁCENA. FLECHA ACTIVA. [42].....	49
FIGURA 43. CORRECCIÓN ARMADO EN JÁCENA FRENTE A FLECHA ACTIVA. [43]	50
FIGURA 44. MODELIZADO DE LA ESTRUCTURA. [44]	50
FIGURA 45. INICIO WINEVA. [45].....	51
FIGURA 46. IMPORTACIÓN DXF. [46].....	52
FIGURA 47. CUADRO DE MATERIALES. [47].....	52

FIGURA 48. EJEMPLO PÓRTICO 1. [48].....	53
FIGURA 49. EJEMPLO MODIFICACIÓN JÁCENAS CENTRALES. [49]	54
FIGURA 50. EJEMPLO MODIFICACIÓN JÁCENAS EXTREMO. [50].....	54
FIGURA 51. EJEMPLO DE MODIFICACIÓN DE PILARES. [51]	54
FIGURA 52. TIPOLOGÍA DE NUDOS. [52].....	55
FIGURA 53. CUADRO DE DIÁLOGO DE HIPÓTESIS. [53]	56
FIGURA 54. GENERACIÓN DE HIPÓTESIS. [54]	56
FIGURA 55. CUADRO DE DIÁLOGO DE COMBINACIÓN DE HIPÓTESIS. [55].....	57
FIGURA 56. COMBINACIONES DE HIPÓTESIS. [56].....	58
FIGURA 57. COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD. [57]	58
FIGURA 58. COEFICIENTES DE SIMULTANEIDAD. [58]	59
FIGURA 59. DISTANCIAS ENTRE PÓRTICOS. [59]	61
FIGURA 60. ACCIONES SOBRE LAS BARRAS. [60]	69
FIGURA 61. ACCIONES SOBRE LOS NUDOS. [61]	70
FIGURA 62. ÁREA DE INFLUENCIA DEL VIENTO. FACHADA OESTE. [62].....	73
FIGURA 63. ÁREA DE INFLUENCIA DEL VIENTO. FACHADA ESTE. [63]	73
FIGURA 64. VIENTO IZQUIERDA-DERECHA. PÓRTICO 1. [64]	74
FIGURA 65. VIENTO DERECHA-IZQUIERDA. PÓRTICO 1. [65]	75
FIGURA 66. VIENTO IZQUIERDA-DERECHA. PÓRTICO 2. [66]	76
FIGURA 67. VIENTO DERECHA-IZQUIERDA. PÓRTICO 2. [67]	76
FIGURA 68. VIENTO IZQUIERDA-DERECHA. PÓRTICO 3. [68]	77
FIGURA 69. VIENTO DERECHA-IZQUIERDA. PÓRTICO 3. [69]	78
FIGURA 70. VIENTO. PÓRTICO 4A. [70]	78
FIGURA 71. VIENTO. PÓRTICO 4B. [71]	79
FIGURA 72. VIENTO. PÓRTICO 5. [72].....	80
FIGURA 73. VIENTO. PÓRTICO 6. [73].....	81
FIGURA 74. PESTAÑAS DE ESFUERZOS. [74]	81
FIGURA 75. PANTALLA CREACIÓN MURO DE CONTENCIÓN. [75].....	82
FIGURA 76. ESFUERZOS ACTUANTES SOBRE EL MURO DE CONTENCIÓN. [76].....	83
FIGURA 77. ESFUERZOS ACTUANTES SOBRE P7-BARRA 51. [77]	85
FIGURA 78. ESFUERZOS ACTUANTES SOBRE P7-BARRA 52. [78]	85
FIGURA 79. ESFUERZOS ACTUANTES SOBRE P7-BARRA 53. [79]	86
FIGURA 80. MOMENTOS FLECTORES MÁXIMOS JÁCENA ESTUDIADA. [80]	102
FIGURA 81. EQUILIBRIO DE ESFUERZOS Y TENSIONES A NIVEL SECCIONAL. [81]	104
FIGURA 82. ESFUERZOS CORTANTES EN LA JÁCENA ESTUDIADA. [82]	109
FIGURA 83. ESFUERZOS FLECTORES BAJO COMBINACIÓN CASI PERMANENTE. [83].....	126
FIGURA 84. ESQUEMA DE CÁLCULO PARA BIELAS Y TIRANTES EN ZAPATA AISLADA. [84]	143
FIGURA 85. ESFUERZOS AXILES SOBRE ZAPATA COMBINADA. [85].....	148
FIGURA 86. ESFUERZOS CORTANTES EN ZAPATA COMBINADA. [86]	150
FIGURA 87. ESFUERZOS FLECTORES EN ZAPATA COMBINADA. [83]	151
FIGURA 88. CAUSAS DE FALLO EN MUROS DE CONTENCIÓN. DESLIZAMIENTO. VUELCO. HUNDIMIENTO [88]	153
FIGURA 89. DISTRIBUCIÓN DE TENSIONES EN EL TRASDÓS DEL MURO. [89]	156
FIGURA 90. COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD EN CIMENTACIONES. [90].....	164
FIGURA 91. ESFUERZOS FLECTORES Y CORTANTES EN MURO DE CONTENCIÓN. [91]	164
FIGURA 92. ESFUERZOS FLECTORES Y CORTANTES ENTREGA DE FUSTE-ZAPATA. [92].....	165
FIGURA 93. ESFUERZOS FLECTORES Y CORTANTES EN ZAPATA. [93].....	165

ÍNDICE TABLAS

TABLA 1. PARÁMETROS EDIFICATORIOS DEL SOLAR ESTUDIADO.....	16
TABLA 2. RELACIÓN DE SUPERFICIES DE LA VIVIENDA	17
TABLA 3. COMPARATIVO DE PARÁMETROS EDIFICATORIOS SEGÚN NORMATIVA Y PROYECTO	19
TABLA 4. COMPARATIVO DE PARÁMETROS HABITABLES SEGÚN NORMATIVA Y PROYECTO	20
TABLA 5. NUMERACIÓN, LUCES, TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL Y ANCHO MÍNIMO DE VIGAS.....	25
TABLA 6. RELACIÓN L/D EN VIGAS Y LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO SOMETIDOS A FLEXIÓN.....	26
TABLA 7. RELACIÓN DE ÁREAS TRIBUTARIAS DE CADA PÓRTICO.	61
TABLA 8. CARGAS PÓRTICO 1.....	62
TABLA 9. CARGAS PÓRTICO 2.....	63
TABLA 10. CARGAS PÓRTICO 3.....	64
TABLA 11. CARGAS PÓRTICO 4A.	65
TABLA 12. CARGAS PÓRTICO 4B.	66
TABLA 13. CARGAS PÓRTICO 5.....	67
TABLA 14. CARGAS PÓRTICO 6.....	68
TABLA 15. RESUMEN DE ESFUERZOS EN PILAR ESTUDIADO.	86
TABLA 16. DATOS ESTRUCTURALES DEL PILAR.	87
TABLA 17. RIGIDECES EN EL EXTREMO INFERIOR DEL PILAR CON PILARES.	88
TABLA 18. RIGIDECES EN EL EXTREMO INFERIOR DEL PILAR CON JÁCENAS.	88
TABLA 19. RIGIDECES EN EL EXTREMO SUPERIOR DEL PILAR CON PILARES.....	89
TABLA 20. RIGIDECES EN EL EXTREMO SUPERIOR DEL PILAR CON JÁCENAS.	89
TABLA 21. RELACIÓN DE RIGIDECES EN LOS NUDOS.	89
TABLA 22. RESUMEN DE VALORES DE AXIL ADIMENSIONAL	93
TABLA 23. RESUMEN DE ARMADOS DEL PILAR.	101
TABLA 24. RESUMEN DE ARMADOS EN CENTRO DE VANO EN JÁCENA ESTUDIADA.	106
TABLA 25. RESUMEN DE ARMADOS EN APOYOS EN JÁCENA ESTUDIADA.	109
TABLA 26. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.	140
TABLA 27. TENSIONES VERTICALES EN MURO DE CONTENCIÓN.	157
TABLA 28. TENSIONES HORIZONTALES EN MURO DE CONTENCIÓN.....	157
TABLA 29. TENSIONES HORIZONTALES EN MURO DE CONTENCIÓN.....	157
TABLA 30. TENSIONES VERTICALES EN MURO DE CONTENCIÓN. EMPUJE PASIVO.....	159
TABLA 31. TENSIONES HORIZONTALES. EMPUJE PASIVO.....	160
TABLA 32. TENSIONES HORIZONTALES EN 4 METROS. EMPUJE PASIVO.	160

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, por orientarme en cada segundo de mi vida y especialmente a mi hermano, por hacer que todo esto sea posible.

RESUMEN

El presente proyecto considerado como memoria de fin de grado en el Grado en Edificación impartido por la Universidad de las Islas Baleares, consiste en el diseño estructural de una vivienda unifamiliar aislada en un solar escogido a gusto del usuario, así como las características interiores de la vivienda. En la memoria se hace referencia a normativas vigentes tanto a nivel autonómico como a nivel estatal que se emplearán como guion para redactar los cálculos de dicha vivienda.

En el proceso de redactado de la memoria, se hará uso, además del material aportado por las normativas, de programas informáticos, tales como CypeCad, WinEva o Revit, desarrollados principalmente para facilitar el cálculo de grandes estructuras así como para la extracción de informes justificativos y documentación gráfica.

En primer lugar, se realizará el análisis urbanístico del solar, es decir, se llevará a cabo su gestión urbanística considerando parámetros como pueden ser los metros cuadrados de superficie útil disponibles para la edificación o la altura máxima regulada por el municipio.

Obtenidos dichos parámetros, se diseñará la distribución interior de la vivienda pudiendo así planificar la disposición de la estructura, de manera que asegure, además de funcionalidad al usuario, el confort visual que todos deseáramos poseer en nuestra futura vivienda.

Como desarrollo interno de la memoria, se procederá a introducir la estructura modelizada en los programas mencionados anteriormente, pudiéndose observar el modelo estructura en CypeCad, el modelo bidimensional en WinEva y el modelo estético acabado en Revit.

Finalmente, a través de los valores proporcionados por los programas se podrá realizar las comprobaciones pertinentes con el fin de demostrar que la estructura diseñada cumple con los requisitos que se planteaban en el comienzo del proyecto.

ANÁLISIS URBANÍSTICO Y
ESTRUCTURAL DE VIVIENDA
UNIFAMILIAR



ESTUDIO DE PARÁMETROS EDIFICATORIOS Y
COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL DE LA
VIVIENDA

1

1 INTRODUCCIÓN

De acuerdo al presente trabajo de fin de grado, el tema seleccionado “Análisis urbanístico y estructural de una vivienda unifamiliar” atiende a la necesidad de diseñar una vivienda aislada que posea todas las características estéticas y constructivas que el futuro propietario desea, además de cumplir con la legislación vigente en materia urbanística. Ambos aspectos por separado, resultan fácilmente alcanzables, sin embargo, cohesionarlos en el momento del diseño, en ocasiones puede llegar a generar un conflicto entre el propietario y el técnico encargado del proyecto.

Por otro lado, se considera que el análisis estructural de una vivienda es una de las partes más complejas de las que se compone el proyecto en sí mismo, ya que cualquier fallo o error que se pueda cometer en su cálculo puede llegar a afectar gravemente al conjunto constructivo.

Con la elección de este tema, se pretende demostrar que cualquier cálculo obtenido a través de programas matriciales, en este caso, CypeCAD y WinEva, pueden ser comprobados manualmente por el técnico en cualquier momento, ya sea en cálculos detallados o en cálculos rápidos en la toma de decisiones in situ.

Como introducción al tema seleccionado, se alzaré una mirada al pasado, a los orígenes de cada pequeño paso que el técnico realizará durante la fase de diseño y cálculo de la vivienda, comenzando desde la aparición de las primeras de ellas y finalizando en el entendimiento de estas como una extensión y reflejo de nosotros mismos y nuestros deseos.

1.1 El origen de la construcción y la arquitectura.

Para poder hacer referencia a la aparición de la arquitectura y de la vivienda tal y como actualmente se conocen, es necesario remontarse millones de años atrás, al periodo del paleolítico en la época prehistórica. Es aún en esta etapa cuando el ser humano es nómada, y por lo tanto su lugar de residencia abarca periodos breves de tiempo, provocando que no surja la necesidad de crear un espacio habitable que perdure generación tras generación. Será en el neolítico cuando el hombre se convierta en un ser sedentario, permaneciendo de manera estable y con duración prolongada en el tiempo, en un mismo lugar. Como consecuencia de este hecho aparecerán las primeras viviendas provisionales construidas con materiales locales, además de los monumentos fúnebres y el culto a los muertos. Históricamente, se considera este momento como el origen de la construcción y la arquitectura.

Las construcciones europeas en épocas tempranas del neolítico se correspondían con la excavación de cuevas artificiales cuya principal función era la de servir como espacio de protección frente a las inclemencias del tiempo y el posible ataque de animales. Se distribuían en una planta, con un portal de acceso reducido y un espacio situado en el perímetro interior de la cueva similar a un distribuidor, elevado un nivel por encima del centro de la cueva, donde solía alojarse el fuego.

Posteriormente, las construcciones neolíticas dejarán de ser cuevas y serán espacios más abiertos hacia el exterior, destacando el enterramiento de parte de la estructura vertical y la composición a partir de diversos materiales naturales de la estructura horizontal. Genéricamente, se destaca las cámaras navetiformes, extendidas en mayor medida por la zona del mediterráneo y los talaiots en la zona de Baleares. Ambas construcciones poseerán estructura vertical a partir de piedras colocadas en seco sin ningún tipo de aglutinante, comúnmente llamado “a hueso” (actualmente se denomina técnica ciclópea, en alusión a las técnicas micénicas de la antigua Grecia). Se dispondría cerca de un 50% de la superficie enterrada cumpliendo la función de cimentación, con un tamaño de piedras que variaría de mayor a menor en función de la altura y el espesor hacia el interior del muro.

Esta técnica constructiva facilitaría la disposición de una cámara intermedia que sería rellena con tierra, apareciendo de esta manera las primeras cámaras aislantes en la historia.

En lo que se refiere a estructura horizontal, su composición se basaba, por un lado, en elementos ligeros como podrían ser troncos y ramajes y por otro, en lo que denominamos falsa bóveda. Este sistema se considera un sistema no estructural ya que la colocación de las losas o lajas de piedra no funcionan directamente bajo el sistema de compresión-tracción como lo harían las bóvedas de épocas posteriores, sino que su método de sustentación requiere de la fricción que generan unas sobre otras para no derrumbarse. Uno de los poblados talaióticos más destacables de Baleares será “Es Pedregar” en Lluçmajor.

La aparición de la construcción y la arquitectura será similar en la mayor parte del mundo, diferenciándose únicamente en los materiales empleados. Un ejemplo de ello es Mesopotamia, en la que los materiales locales serían materiales vegetales, como tierra, madera y paja, los cuales de manera conjunta constituían un sistema estructural resistente y aislante frente al calor de la zona.



Figura 1. Poblado Talaiótico *Es Pedregar* [1]

1.2 Los primeros diseños

El principal destino del diseño en épocas antiguas está fuertemente relacionado con el culto a los muertos y los dioses. Surge en la prehistoria con la aparición de los primeros templos en la zona de Mesopotamia. Será aproximadamente cerca del 3500 a.C cuando surja la primera expresión del diseño y la estética con la arquitectura policroma y los Zigurats. Estos eran construcciones situadas en el interior de las ciudades mesopotámicas cuyo principal diseño era la superposición de plataformas y cuyo templo se ubicaba en la última de ellas. Uno de los Zigurats más famosos de la historia, el Zigurat de Etemenanki, esta basado en la descripción bíblica de la Torre de Babel y se situaba en la antigua ciudad de Babilonia (actualmente la zona que se extiende desde el Golfo Pérsico hasta Bagdad, capital de Irak). Este monumento dedicado al Dios Marduk, originalmente poseía 7 pisos de altura (uno por cada planeta) y una altura entre 60 y 90 metros. De planta perfectamente cuadrada de 90 metros de longitud se erguía la primera construcción en la que intervenían el diseño arquitectónico y la policromía de la historia. El diseño en la historia se verá magnificado durante la época griega, en la que los conocimientos matemáticos intervendrán para la creación de grandes obras.



Figura 2. Zigurat de Etemenanki [2]



Figura 3. Torre de Babel, Pieter Brueghel “El viejo” (1563) [3]

1.3 La figura del arquitecto y la orientación solar

Hasta entonces, en las construcciones llevadas a cabo, ya fuese por necesidad en el caso de las viviendas prehistóricas o por culto de cualquier tipo en la época mesopotámica en el caso de los zigurats, destacaba el anonimato, ya que prevalecía la función para la que eran diseñadas por encima del prestigio del autor de la obra. Sin embargo, existía una civilización que llevaba la construcción a un nivel más elevado, la civilización egipcia.

Egipto se caracterizaba por ser una civilización fuertemente politeísta con un gran afán de superación en cada construcción que se llevaba a cabo. Uno de sus dioses más venerados era el dios Ra, calificado como el dios del cielo, dios del sol y dios del origen de la vida. La creencia hacia este dios favoreció la “obligación” de la construcción de monumentos orientados respecto del sol. Un claro ejemplo, son las mastabas y el mito de las barcas solares. Las mastabas, eran los monumentos funerarios o tumbas de forma rectangular y poca altura más comunes del antiguo Egipto. Estas se situaban normalmente en la zona occidental del Nilo o zona vinculada a los muertos (zona por donde se esconde el sol) y cumplían el objetivo místico de seguir el camino que realizaba diariamente el dios Ra. Para los egipcios el ciclo que realizaba el sol era comparable al ciclo de la vida y la muerte, de ahí que el recorrido funerario hasta la mastaba comenzase en la zona oriente del Nilo hasta la zona occidente donde se encontraría la mastaba. Se creía que llevar a cabo similar recorrido al que realizaba el dios Ra, salvaría el alma del difunto y esta viviría eternamente.

Posteriormente aparecerían las primeras pirámides, de nuevo orientadas con los puntos cardinales y la salida y puesta del sol. Entre ellas destacan la gran pirámide de Keops, la cual se estima que es la pirámide mejor orientada de la historia, ya que interiormente presenta distribuidores y pasillos que permiten que la luz ilumine las principales cámaras de la pirámide. Menos relacionado con la luz solar y no por ello menos importante, es que la cámara del faraón no era iluminada con luz solar, sino que se cree que se podía visualizar la estrella polar desde ella el día del nacimiento del monarca.

Esta estrecha relación con la orientación hacia los puntos cardinales ha llegado hasta la actualidad, no por razones religiosas si no por razones tanto estéticas como constructivas. Uno de los principales objetivos en el diseño de la vivienda es el aprovechamiento solar como forma de ahorro energético y eficiencia, y por supuesto, como una forma más de aportar calidad de vida física y emocional a los usuarios de la vivienda.



Figura 4. Grabado egipcio, Dios Ra cruzando el Nilo (Barca solar) [4]

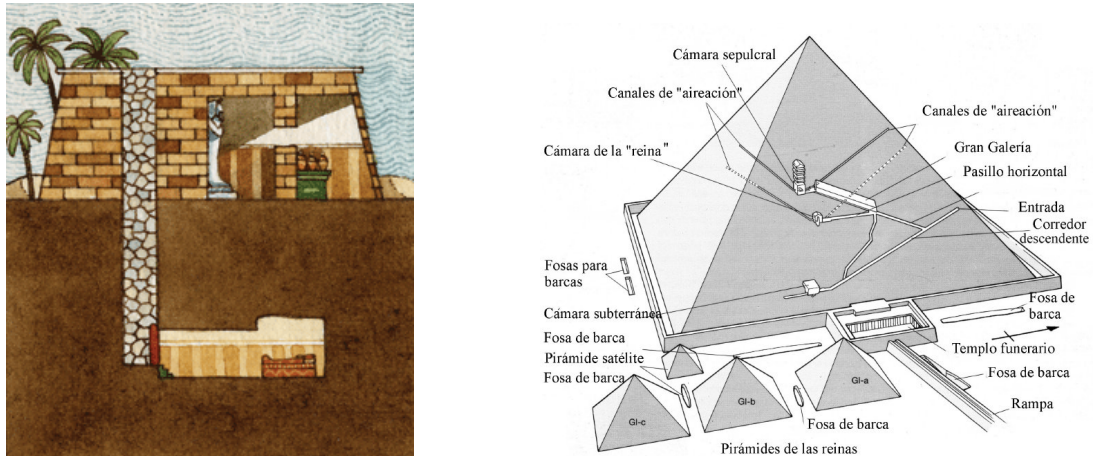


Figura 5. Uso de la orientación solar en las mastabas y la pirámide de Keops [5]

Regresando a épocas tempranas del antiguo Egipto, ha de ser mencionada la presencia del arquitecto. Será durante la III de Dinastía con el faraón Zoser cuando aparecerá el primer arquitecto reconocido de la historia, Imhotep.

Imhotep (2780-2258 a.C) fue considerado el primer arquitecto famoso de la historia, construyendo íntegramente con bloques de piedra de reducido tamaño, material que se consideraba garantizador de la eternidad debido a su robustez. Será el autor de pirámides como la pirámide escalonada de Zoser y las pirámides de Sneferu (Meidum, Dahshur 1 o pirámide truncada y Dahshur 2 o pirámide rosa). Gracias a sus proezas tanto en la arquitectura como en otros campos científicos, Imhotep sería descrito de la siguiente manera:

“Tesorero del rey del Bajo Egipto, Primero después del rey del Alto Egipto, Administrador del Gran Palacio, Señor hereditario, Sumo sacerdote de Heliópolis, Imhotep el constructor, escultor, hacedor de vasijas de piedra...”

Inscripción en la base de la estatua de Dyeser (Zoser) hallada en Saqqara.

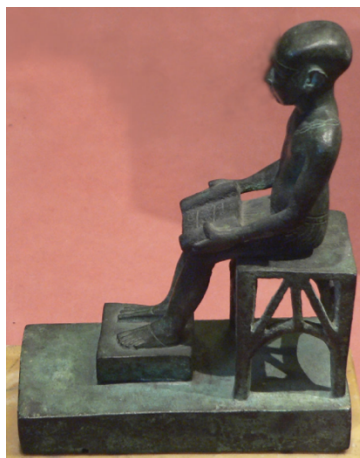


Figura 6. Estatua de Bronce de Imhotep, hallada en Saqqara, Museo del Louvre [6]

1.4 La importancia del cumplimiento de la normativa y la legislación

La obligación de llevar a cabo una obra en correctas condiciones de seguridad y bajo un cálculo exhaustivo y efectivo de su estructura, procede de la época de reinado de las XI – XII dinastías egipcias (2052-1786 a.C). Será durante este periodo de tiempo cuando surgirá el primer antecedente de normativa tanto en construcción como en otros campos: el Código de Hammurabi (1790-1750 a.C).

El código de Hammurabi se basaba en el principio de ojo por ojo, mediante indemnizaciones y castigos, similar a lo que actualmente conocemos como reglamentos de disciplina urbanística. Las amenazas en aquella época generalmente eran atroces y totalmente desmesuradas en comparación a las sanciones presentes en la normativa vigente.

Algunas de las leyes de las que se componía, en lo que se entiende constructivamente hablando son las siguientes:

Ley 53: Si uno, negligente en reforzar su dique, no ha fortificado el dique y se produce una brecha en él, y la zona se ha inundado de agua, ese restituirá el trigo que ha destruido.

Ley 229: Si un arquitecto hizo una casa para otro, y no la hizo sólida, y si la casa que hizo se derrumbó y ha hecho morir al propietario de la casa, el arquitecto será muerto.

Ley 230: Si ello hizo morir al hijo del propietario de la casa, se matará al hijo del arquitecto.

Ley 231: Si hizo morir al esclavo del dueño de la casa, dará al propietario de la casa esclavo como esclavo (un esclavo equivalente).

Ley 232: Si le ha hecho perder los bienes, le pagará todo lo que se ha perdido, y, porque no ha hecho sólida la casa que construyó, que se ha derrumbado, reconstruirá a su propia costa la casa.

Ley 233: Si un arquitecto hizo una casa para otro y no hizo bien las bases, y si un nuevo muro se cayó, este arquitecto reparará el muro a su costa.



Figura 7. Código de Hammurabi, parte superior de la estela, Museo del Louvre [7]

1.5 Evolución y nuevos materiales. El hormigón.

Probablemente, uno de los momentos más importantes en el mundo de la construcción fue la aparición del material más usado en la actualidad, el hormigón. A pesar de que ya existía una precuela del mismo durante la época etrusca, no había llegado a consolidarse como el material constructivo por excelencia. Su invención supuso un avance en todos los aspectos relacionados con el ámbito de la construcción. Los monumentos y edificaciones comenzarían a ser más grandes y voluminosos a la vez que resistentes, y como consecuencia de ello, que un imperio poseyese tal tipo de construcciones favorecía la consolidación y engrandecimiento del mismo, siendo el imperio romano uno de los más relevantes en la historia universal.

Serán los emperadores Sila, Pompei, César y Augusto quienes le darán un nuevo valor a la arquitectura en la época romana. Aparecerán nuevos proyectos de grandes edificios, se buscará la funcionalidad en la arquitectura monumental y gracias a la aparición del hormigón, la fase constructiva será mucho más rápida.

Uno de los pioneros en el uso del hormigón fue Vitruvio (80-15 a.C). En su tratado “*De Arquitectura*” (Polión, 1997), hace referencia a numerosos aspectos constructivos de la arquitectura grecolatina además, de tratar en el segundo de sus diez libros, sobre los materiales con los que se fabricaba entonces el hormigón.

El hormigón será descubierto entorno al siglo I a.C y destacará por sus características resistentes en comparación con otros materiales, su precio y su gran disponibilidad. De acuerdo a las creencias y textos encontrados de Vitruvio, el hormigón se componía de polvos de Puzoli, cal y piedra.

Vitruvio definía así este material, según (Polión, 1997):

“Encontramos también una clase de polvo que encierra verdaderas maravillas, de un modo natural. Se da en la región de Bayas, en las comarcas de los municipios situados cerca del volcán Vesubio. Mezclado con cal y piedra tosca, ofrece una gran solidez a los edificios e incluso en las construcciones que se hacen bajo el mar, pues se consolida bajo el agua...”

“...se unen formando un todo compacto y endurecido, que adquiere mayor solidez por causa del agua, y ni las olas ni el ímpetu del mar pueden deshacerlos o disolverlos.”

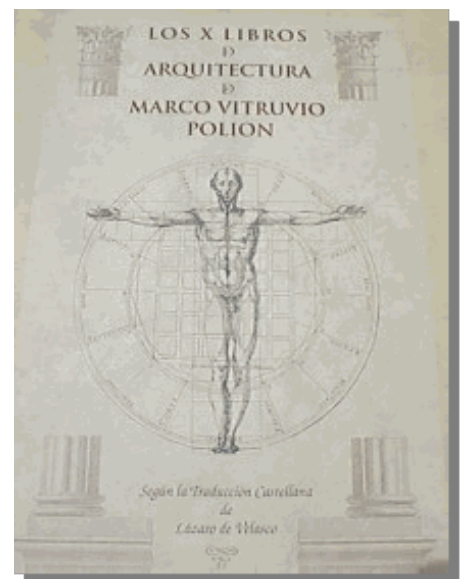


Figura 8. Tratado de Arquitectura. Marco Vitruvio Polión (S. I a.C)[8]

1.6 Unión de hormigón y acero: El hormigón armado

Tras la época del Imperio romano, se sucedió una época de decadencia en la construcción que no remontaría hasta el siglo XIX en el que surge la idea de reforzar el hormigón ya conocido por los romanos. Uno de los precursores de esta idea fue un jardinero francés llamado Joseph Monier.

Joseph Monier (1823-1906) fue uno de los precursores del hormigón armado gracias a su patente “Sistema de macetas y depósitos portátiles, en hierro y cemento (1867)” en la que combinaba hormigón con mallas de alambre rudimentario. La idea de reforzar el hormigón surgió cuando las macetas de su jardín fisuraban y rompían debido a la fuerza de las raíces de las plantas. Debido a esto, Monier decidió diseñar un material cuya composición pudiese resistir los esfuerzos de flexión generados por las plantas. Una vez incorporado a las macetas y habiéndose comprobado su eficiencia, este sistema fue propuesto para construcciones de mayores dimensiones tales como puentes de mediana luz, vigas, bóvedas o tubos.

Posteriormente surgirán nuevas patentes de la mano de François Hennebique (1842-1921). La primera de ellas será la conocida viga en T (1892), la segunda, la losa de forjado aligerada (1894) y la tercera, aplicada a cimentaciones, versa sobre pilotes prefabricados (1898). Con la aparición de estas tres patentes, se forma un sistema constructivo que abarca desde la cimentación hasta la cubierta de un edificio. Hennebique, a diferencia de Monier, supo explotar comercialmente su idea y fundó numerosas empresas alcanzando los más diversos campos de la construcción.

Cabe destacar a los principales representantes españoles como son los ingenieros José Eugenio Ribera (1864-1936) con obras civiles como el Puente de Valencia de Don Juan, en León (el primer puente en España realizado completamente en hormigón armado) y Eduardo Torroja (1899-1961), con obras tales como el Mercado de abastos de Algeciras (1935).



Figura 9. Puente de Valencia de Don Juan, León y Mercado de Abastos, Algeciras[9]

1.7 Instrucciones de hormigón armado. De 1939 a 2008.

Tras las obras de ambos ingenieros, comenzaron a redactar las primeras normativas específicas sobre hormigón armado en España.

La primera de ellas fue la Instrucción de hormigón armado de 1939 “IH-39” (aprobada de forma definitiva en 1944) que derogaba la Instrucción de Forjados Unidireccionales de Hormigón Estructural “EFHE-02” y a sus Instrucciones antecesoras EF-96 y EF-88.

Posteriormente aparecerán nuevas versiones de la Instrucción del 39, siendo tales Instrucción de hormigón armado de 1944 “IH-44”, Instrucción de hormigón armado de 1958 “HA-58”, Instrucción de hormigón armado de 1961 “HA-61”, Instrucción de hormigón armado de 1968 “EH-68”, Instrucción de hormigón armado de preparación de hormigones de 1972 “EHPRE-72” (derogada en la EH-88), Instrucción de hormigón armado de 1973 “EH-73”, Instrucción de hormigón armado de 1980 “EH-80”, Instrucción de hormigón armado de 1982 “EH-82”, Instrucción de hormigón armado de 1988 “EH-88”, Instrucción de hormigón armado de 1991 “EH-91”, Instrucción de hormigón armado de 1998 “EHE-98” y finalmente la última versión aún vigente, Instrucción de hormigón armado de 2008 “EHE-08”.

La nueva Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE-08, 2010) se basa en el método de los estados límite e incluye las siguientes modificaciones respecto a sus antecesoras:

- Adaptación general de los procedimientos de cálculo a los contenidos en las normas europeas “eurocódigos estructurales”, procurando la convergencia técnica con los mismos y adoptando el formato de seguridad entre ellos.
- Incorporación de medidas para la libre circulación de productos de construcción, a través de los instrumentos contemplados para ello en el ámbito de la directiva 89/106/CEE.
- Ampliación del campo de aplicación de la Instrucción a los hormigones de alta resistencia de hasta 100 N/mm².
- Profundización en las estrategias para la consecución de estructuras durables frente a los agentes agresivos ambientales, mediante la cuantificación y comprobación en el proyecto de la vida útil de las estructuras.
- Optimización del control de calidad.
- Incorporación de nuevas exigencias para la ejecución de estructuras.
- Incorporación de procesos de ejecución industrializados, como el empleo de elementos prefabricados de hormigón o de armaduras industrializadas en procesos de ferralla.
- Incorporación de criterios medioambientales en la ejecución de estructuras de hormigón.
- Consideración, por primera vez, de índices de cuantificación de la contribución de la

estructura a la sostenibilidad.

- Ampliación del ámbito de la Instrucción a hormigones especiales o nuevas tecnologías.

(EHE-08, 2010)

2

5

2 OBJETIVO del TFG

2.1 Objetivo docente del TFG

De acuerdo al tema escogido para la redacción de esta memoria de fin de grado, el objetivo docente principal comprendería la consolidación de los conocimientos adquiridos a lo largo del periodo universitario. En este caso específico, comprende la asimilación de conceptos que abarcan desde el inicio del planteamiento de un proyecto arquitectónico con procesos como la gestión y organización del proyecto o el estudio de un terreno como base del mismo, hasta el resultado final del proyecto atendiendo aspectos tanto estéticos como normativos. La memoria comprende temas que se incluyen en el plan de estudios del propio grado en edificación como son la gestión urbanística, la construcción en sus diferentes fases, el cálculo estructural de diferentes elementos y por supuesto, la representación gráfica de lo plasmado en la memoria. Por otra parte, docentemente, se considera que la redacción de esta memoria, no solo consolida conocimientos ya aprendidos sino que además, llega a ampliarlos con el uso de diversos programas informáticos. Finalmente, cabe considerar que la redacción del proceso de cálculo o el proceso de introducción de la estructura en diversos programas informáticos supone un manual estructural al alcance del técnico en cualquier momento.

2.2 Objetivos técnicos del TFG

En cuanto a los objetivos técnicos de la memoria de fin de grado, se puede considerar que es una buena manera de formar al que será el futuro técnico en obras de edificación, ofreciendo un amplio abanico de conocimientos específicos en la materia tratada en esta memoria. Se pretende, con la redacción de esta memoria, que el futuro técnico pueda interpretar y solucionar por sí mismo cualquier problema que surja a pie de obra en lo que se refiere a cálculo estructural.



3 DESARROLLO DEL CONTENIDO

3.1 Cuestiones Previas

3.1.1 Normativa Aplicable: CTE, EHE-08, NCSE-02..

La normativa aplicable al presente trabajo de fin de grado de edificación estará centrada en el aspecto urbanístico y estructural, aunque en determinados aspectos de diseño se precise de otras normativas secundarias.

Como referencia al análisis urbanístico del solar será de aplicación las normas subsidiarias del término municipal de Marratxi, aprobadas por la comisión insular de Urbanismo de Mallorca y publicadas en el BOIB nº154 del 12 de Noviembre de 1999. (Marratxí, 1999)

Atendiendo al análisis estructural será de aplicación, como ya se ha mencionado anteriormente, la Instrucción española de hormigón estructural del 2008, (EHE-08, 2010) y el Código técnico de la edificación (CTE) en los documentos básicos sobre seguridad estructural (DB-SE), acciones en la edificación (DB-SE-AE) y cimientos (DB-SE-C).

Por otra parte, es imprescindible mencionar la necesaria aplicación de los documentos básicos sobre seguridad de utilización y accesibilidad (DB-SUA), seguridad en caso de incendio (DB-SI), protección frente al ruido (DB-HR), ahorro de energía (DB-HE) y salubridad (DB-HS), (CTE, 2010)

Será de obligado cumplimiento y la adecuación del mismo a las normas del municipio, del *“Decreto 145/1997, de 21 de noviembre, por el que se regulan las condiciones de dimensionamiento, de higiene y de instalaciones para el diseño y la habitabilidad de viviendas así como la expedición de cédulas de habitabilidad.”*

3.1.2 Estudio urbanístico de la parcela

La parcela seleccionada es la parcela en esquina situada en la calle de Agustí Buades Frau en la urbanización de Son Veri en Marratxi. La parcela posee un superficie total de 503 m² sobre suelo urbano.



Figura 10. Solar estudiado en Calle Agustí Buades Frau. Son verí. Marratxí. [10]

Para poder conocer los parámetros edificatorios del solar seleccionado, se ha empleado la herramienta virtual del MUIB (mapa urbanístico de las Islas Baleares), el cual a partir de la referencia catastral del solar aportará todos los datos y parámetros necesarios que cualquier edificación levantada sobre el mismo ha de cumplir.

En dicho caso, la referencia catastral remite a un solar clasificado como urbano, es decir, un solar apto para la construcción urbana ya que posee todos los servicios necesarios exigibles a este tipo de solar debido a su condición, especificados en las NN.SS del término municipal de Marratxi. Estas dotaciones serán las siguientes:

- Red de abastecimiento de agua potable
- Red de saneamiento
- Red de suministro eléctrico
- Acceso rodado o peatonal público

En los dos primeros casos, no sólo es suficiente con la presencia de las redes si no que además han de garantizar el suministro y la evacuación de los habitantes a los que dan servicio. Por otra parte, se especifica el tipo de uso al que se debe destinar, siendo en este caso, un uso predominante residencial unifamiliar.

Independientemente de su condición urbanística, existen otro tipo de parámetros que condicionan la posibilidad de ser edificado. Realizando un estudio comparativo entre los parámetros edificatorios mínimos exigibles al solar y los parámetros que físicamente posee el mismo, el solar escogido cumple con todos los parámetros. Por un lado, con una superficie de 503 m² el solar supera el mínimo exigible según normativa, y por otro lado, la anchura en cualquiera de las dos fachadas del solar supera, con valores de 17,70 metros en la fachada norte y 24 metros en la fachada este, los mínimos exigibles por anchura mínima de parcela. Se destacará

que al ser un solar en esquina y por poseer un chaflán, la medida total de anchura de parcela estará comprendida entre uno de los límites de la parcela y la intersección de las prolongaciones de cada una de las dos fachadas en el chaflán mencionado.

Una vez comprobado que el solar cumple con los requisitos mencionados, comenzaremos con el diseño de la vivienda. De nuevo aparecerán parámetros que condicionarán desde la situación de la edificación dentro de la parcela hasta las dimensiones de la misma. Debido a la situación en esquina del solar, será preceptivo establecer unos retranqueos mínimos respecto a la alineación del vial y a las parcelas colindantes, en este caso, 5 metros y 3 metros respectivamente, lo que supone una reducción de la superficie susceptible de ser edificada hasta un total de 210,03 m².

En lo referente a las dimensiones y superficie de la vivienda será de influencia parámetros como número máximo de plantas, altura reguladora, índice de intensidad de uso de la parcela, coeficiente de edificabilidad neta y por supuesto el tipo de ordenación.

Previamente al diseño de la vivienda se analizará las posibilidades que nos ofrece el solar. En primer lugar, se ha de mencionar que la vivienda en planta no podrá ocupar una superficie mayor de 200 m², valor que viene dado por el índice de intensidad de uso de la parcela. En segundo lugar, obtendremos el valor de superficie total edificable que se permite en función de la superficie de parcela que se posee. En este caso, para 503 m² de parcela con un coeficiente de edificabilidad neta de 0,46 m² de superficie edificable por cada m² de parcela, se puede llegar a la conclusión de que se podrían edificar hasta 229,21 m² de vivienda. Debido al carácter restrictivo del primer punto sobre ocupación en planta, se dividirá la superficie obtenida entre dos alturas, cumpliendo de igual manera con el número máximo de plantas edificables.

Como forma de aprovechamiento del terreno, se ha decidido la construcción de un semisótano, debido a las garantías de ventilación y renovación del aire que aporta en comparación con un sótano, el cual precisaría de una ventilación mecánica. A efectos de cómputo de edificabilidad, de acuerdo a las NN.SS del término municipal de Marratxi, en su "*Artículo 102 sobre cómputos de edificabilidad*" los semisótanos no computarán como superficie edificable siempre que no superen la superficie de 80 m² por vivienda (Marratxi, 1999). De igual forma y basándose en el mismo artículo, será aplicable a las terrazas de la vivienda, presentes en planta piso.

Establecidas las alturas sobre y sota rasante, se deberá tener en cuenta el último parámetro exigible en dimensiones, la altura reguladora. Se entiende por altura reguladora, según especifican las NN.SS del término municipal de Marratxi en su "*Artículo 120 sobre medida de la altura en el tipo de edificación según alineación al vial*", la dimensión vertical medida sobre el plano vertical de alineación de la fachada general desde el punto de referencia hasta el plano inferior del forjado de la última planta. El punto de referencia que se menciona será determinado, en este caso, por el punto medio de cada una de las fachadas, debido a que no se posee una diferencia de cota superior a 1.50 m entre los extremos de la parcela. Al poseer dos fachadas la altura reguladora será la más restrictiva de las dos, sin embargo la planeidad del solar favorece que la altura reguladora sea la misma en ambas fachadas.

La distribución de alturas en nuestra vivienda será la siguiente:

- Semisótano: 2.70 metros de altura libre (2,05 metros hasta cota de terreno)
- Planta baja: 3,19 metros de altura libre
- Planta piso: 3,19 metros de altura libre

A partir del cálculo estructural se establecerá el canto de los forjados, con una previsión de 25 centímetros por forjado. A partir de esta previsión se obtiene una altura de 7,28 metros, cumpliendo con la altura máxima exigible por normativa.

DESIGNACIÓN DE PARCELA: RE_EU_ZRA_S_43 (denominación según MUIB)			
	PARÁMETROS	VALORES	UNIDADES
PARÁMETROS SOBRE LA PARCELA	Parcela mínima	400	m ²
	Anchura mínima de fachada de parcela	15	m
PARÁMETROS SOBRE LA EDIFICACIÓN	Retranqueos a medianeras	3	m
	Número máximo de plantas	2	plantas
	Altura reguladora	7,50	m
	Índice de intensidad de uso referente a la parcela	200	m ² parcela/vivienda
	Coefficiente de edificabilidad neta	0,46	m ² superficie edificable/ m ² superficie de solar
	Tipo de ordenación	Aislada	
USO PREDOMINANTE DE PARCELA	Residencial unifamiliar	Predominante	
FONDO MÍNIMO DE PARCELA		20	m
SEPARACIÓN MÍNIMA A ESPACIOS LIBRES Y VIALES		5	m

Tabla 1. Parámetros edificatorios del solar estudiado

3.1.3 Diseño interior de la vivienda

Se ha diseñado una vivienda en forma de U, en la que una de las alas posee mayor longitud que la otra, estando el ala más alargada situada en la parte este del solar. La orientación escogida responde al aprovechamiento de la luz solar, de tal manera que en la horas principales del día, la luz ilumine las estancias principales tales como salón, cocina y dormitorio principal y que además no se genere sombra en la zona de piscina. A través de la herramienta virtual “Vitale Loft”, se ha podido conocer el movimiento que realiza el sol y la sombra que generará en el solar escogido. Este aspecto es probablemente uno de los más importantes a la hora del diseño y ubicación de cualquier edificación ya que supone un ahorro energético inmenso y por supuesto, un aprovechamiento total de las estancias de la misma.

En la imagen siguiente se puede observar el movimiento mencionado para el día de solsticio de verano, el 21 de Junio a las 16:00 h. Las líneas amarillas corresponden a la dirección de los rayos solares, pudiendo comprobar que para las primeras horas del día, entre el amanecer y el mediodía, se generaría una mínima sombra en la zona de ocio de nuestra parcela. Será a partir de

la hora señalada cuando realmente se haga uso de estas instalaciones y por tanto, las horas del día en las que se necesita mayor aporte solar.

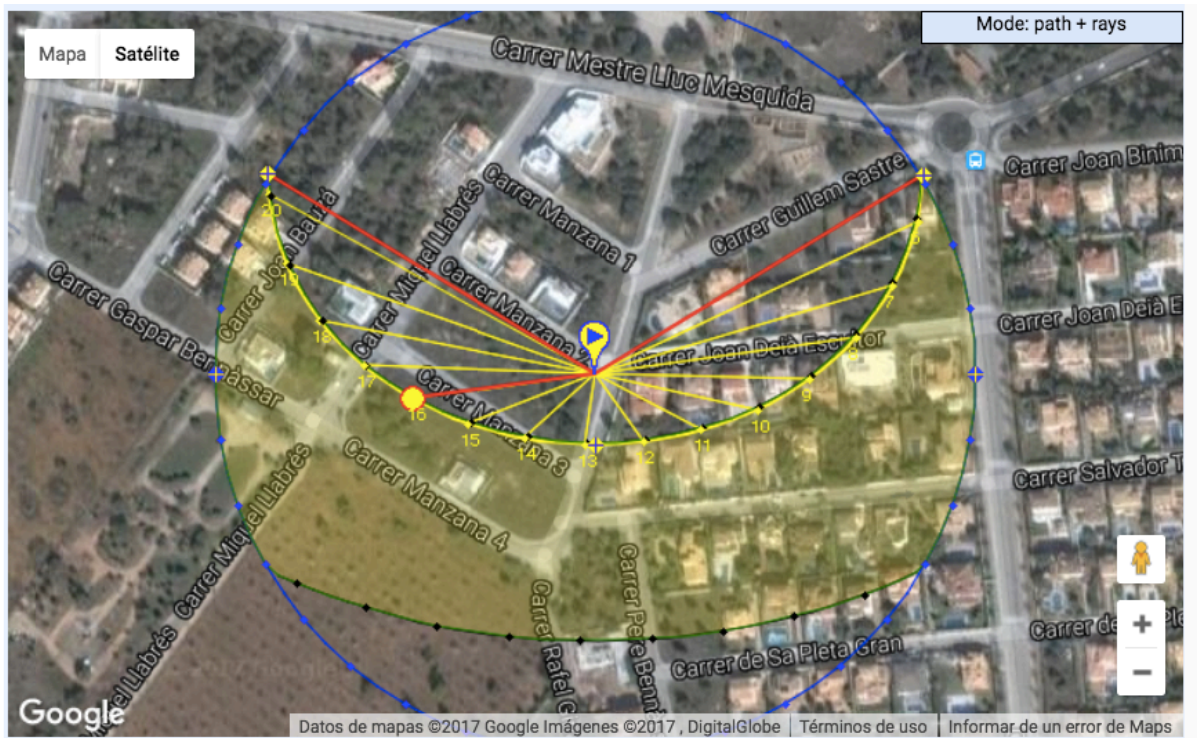


Figura 11. Análisis solar de la parcela seleccionada. [11]

De acuerdo a los parámetros exigibles en normativa se ha decidido dividir la vivienda en planta semisótano, planta baja y planta piso primera. La relación de superficies computables y no computables a efectos de edificabilidad será la siguiente:

	SUPERFICIES			
	COMPUTABLES		NO COMPUTABLES	
	Construidos	Útiles	Construidos	Útiles
PLANTA SEMISÓTANO	-	-	80 m ²	71,16 m ²
PLANTA BAJA	114,52 m ²	103,56 m ²	-	-
PLANTA PISO PRIMERA	74,43 m ²	66,81	40,09	35,67 m ²

Tabla 2. Relación de superficies de la vivienda

Una vez definida la superficie construida de cada una de las plantas, se procederá al diseño interior de la vivienda. Estéticamente se ha pretendido conseguir en su mayoría un espacio diáfano, en el que se pueda acceder fácilmente a las estancias desde un mismo punto. El espacio generado se clarifica con la ausencia en mayor medida de tabiquería y con la apertura de huecos de gran tamaño en las fachadas interiores únicamente, consiguiendo una mayor cercanía y comunicación entre las estancias de la vivienda.

Todo lo contrario sucede con las fachadas exteriores, las cuales presentan ausencia de huecos de gran tamaño, favoreciendo la privacidad frente al exterior.

Estructuralmente, la vivienda se ha planteado con un formato en hormigón armado, sin gran cantidad de pilares, más que los únicamente necesarios, distribuyendo toda la estructura de la forma más limpia y rectilínea posible. Uno de los aspectos más relevantes, tanto por la parte estructural como estética de la vivienda planteada, es la disposición de la escalera en forma de U de 3 tramos situada justamente en el acceso a la vivienda, con un aporte de luz natural mediante una claraboya situada en la cubierta, permitiendo que la escalera sea iluminada en todo su hueco, aportando de nuevo una sensación inmensa de espacio y de bienestar.

Por otra parte, la vivienda contará con dos cubiertas planas, una situada en planta piso (cubierta ajardinada) y la otra culminando la vivienda en su parte más alta (cubierta plana no transitable). La decisión de establecer una cubierta ajardinada en planta piso responde a las siguientes ventajas:

- La disposición de una cubierta ajardinada responde a una función energética. Para que las plantas puedan crecer sin afectar a la estructura de nuestra vivienda es necesario disponer de una serie de capas, entre ellas sustrato y tierra para jardín de al menos 15 centímetros de espesor, aportando un aislamiento térmico adicional al conjunto.
- Por otra parte, la presencia de plantas favorece la reducción del impacto del ruido ambiental en el edificio además, de ser una fuente importante de oxígeno durante el día.
- No por ello menos importante, se destacará la función estética, marcando la diferencia entre la vivienda y sus colindantes.

Independientemente de las ventajas que posea diseñar una cubierta ajardinada, se deben mencionar también sus desventajas. Como cualquier jardín precisa de un mantenimiento continuo, refiriéndose en este caso, a una cubierta ajardinada intensiva. Si este no se llevase a cabo, se convertiría en una tipo extensiva, perdiendo totalmente el objetivo estético de la misma. Constructivamente, son actuaciones que requieren de una buena ejecución, ya que pueden suponer deterioros en plantas inferiores a causa de la aparición de humedades y/o rotura por crecimiento de las raíces.

En lo que se refiere a espacio habitable interior, la vivienda constará en su planta baja de salón-cocina-comedor, coladuría y baño general en el ala este y dos dormitorios sencillos con baños individuales en el ala oeste. En planta piso, el espacio habitable se destinará únicamente al ala este, constando de dormitorio principal con terraza individual, vestidor y baño completo dentro del mismo dormitorio, dormitorio y un despacho en el área central de la planta. En el ala oeste se permitirá el acceso a la cubierta ajardinada. El acceso al garaje se realizará por la fachada norte por medio de una rampa asfaltada.

3.1.4 Cumplimiento de normativa exigible

Cumpliendo con los requisitos urbanísticos impuestos por las NN.SS del término municipal de Marratxi (Marratxí, 1999), el conjunto de la vivienda proporciona los siguientes valores, siendo comparados con los mínimos exigibles en la siguiente tabla:

COMPARATIVO DE PARÁMETROS EDIFICATORIOS			
	PARÁMETROS	SEGÚN NORMATIVA	SEGÚN PROYECTO
PARÁMETROS SOBRE LA PARCELA	Parcela mínima	400 m ²	503 m ²
	Anchura mínima de parcela	15 m	17,70 m (Norte) 24 m (Este)
PARÁMETROS SOBRE LA EDIFICACIÓN	Retranqueos a medianeras	3 m	3 m
	Retranqueos a viales	5 m	5 m
	Fondo mínimo de parcela	20 m	23,24 m
	Número máximo de plantas	2	2
	Altura reguladora	7,50 m	7,14 m
	Índice de intensidad de uso referente a la parcela	200 m ²	114,52 m ²
	Coefficiente de edificabilidad neta	0,46 m ² sup.edif/m ² parcela	0,38 m ² sup.edif/m ² parcela

Tabla 3. Comparativo de parámetros edificatorios según normativa y proyecto

A la hora del diseño de una vivienda, será de obligado cumplimiento el “*Real Decreto 145/1997, de 21 de noviembre, por el que se regulan las condiciones de dimensionamiento, de higiene y de instalaciones para el diseño y la habitabilidad de viviendas así como la expedición de cédulas de habitabilidad.*”

De acuerdo al Anexo I sobre “*Condiciones de dimensionamiento, de higiene y de instalaciones para el diseño y la habitabilidad de las viviendas resultantes de obras de nueva planta, de ampliación o de un cambio de uso, así como las que son objeto de obras que afectan a su distribución*” (145/1997, 1997), todas las estancias de la vivienda deberán cumplir con las superficies mínimas que en el decreto se exponen.

En la tabla adjunta se puede observar la relación de parámetros como son superficies útiles, alturas libres y diámetros inscribibles dispuestos en la vivienda en comparación con los exigidos por normativa:

COMPARATIVO DE PARÁMETROS HABITABLES						
ESTANCIA	SUP. ÚTIL	SUP.MÍNIMA	ALTURA LIBRE	ALTURA LIBRE MÍNIMA	DIÁMETRO INSCRIBIBLE	DIÁMETRO MÍNIMO INSC.
SALÓN-COMEDOR-COCINA	55,02 m ²	18 m ²	2.50 m	2.50 m	4.14 m	2.40 m
COLADURÍA	3,46 m ²	-	2.50 m	2.50 m	1.60 m	-
BAÑO GENERAL	3,22 m ²	2 m ²	2.50 m	2.20 m	1.50 m	1.40 m
DORMITORIO NORTE	9,92 m ²	6 m ²	2.50 m	2.50 m	2.70 m	1.80 m

DORMITORIO SUR	11,62 m ²	6 m ²	2.50 m	2.50 m	2.50 m	1.80 m
BAÑO DORMITORIO NORTE	2,68 m ²	2 m ²	2.50 m	2.20 m	1.40 m	1.40 m
BAÑO DORMITORIO SUR	3,71 m ²	2 m ²	2.50 m	2.20 m	1.40 m	1.40 m
DORMITORIO PRINCIPAL	18,53 m ²	10 m ²	2.50 m	2.50 m	4.14 m	2.40 m
BAÑO PRINCIPAL	6,00 m ²	2 m ²	2.50 m	2.20 m	2.43 m	1.40 m
DESPACHO	9,06 m ²	6 m ²	2.50 m	2.50 m	2.50 m	1.80 m
DESTRIBUIDOR	5,15 m ²	-	2.50 m	2.20 m	1.14 m	0.80 m

Tabla 4. Comparativo de parámetros habitables según normativa y proyecto

3.2 Diseño estructural

Previamente al cálculo preciso de la estructura, será necesario realizar un predimensionado acorde a la normativa que pueda aportar información aproximada de los valores de cálculo de la estructura. Este método es un mero camino orientativo de los esfuerzos que soportará la estructura, si bien, será preceptivo su cálculo exhaustivo.

3.2.1 Acciones sobre la estructura

Como paso inicial previo a la introducción de la estructura en el programa matricial “CYPECAD”, se debe realizar el cálculo de las posibles y más aproximadas dimensiones de cada uno de los elementos portantes de nuestra estructura, siendo las más importantes, las secciones de pilares, vigas y forjados.

En primer lugar es necesario establecer las cargas que soportará la estructura, ya que serán estas las que determinen las características técnicas que han de poseer los elementos estructurales de la vivienda.

A continuación se detalla el cálculo de cargas mencionadas anteriormente, atendiendo a la descomposición de materiales de cada conjunto.

Acciones permanentes

Peso Propio de forjado.

La tipología de forjado dispuesta en nuestra vivienda será un forjado unidireccional de viguetas semirresistentes de 20+5 centímetros de canto. Su peso propio se especifica en la ficha técnica adjunta, y será de 3,25 kN/m²

Peso propio del pavimento.

La tipología de pavimento a disponer será parquet o tarima de 20 mm de espesor dispuesta sobre una capa de mortero de cemento de 7 centímetros de espesor, cubriendo las instalaciones de suelo radiante. Bajo el suelo radiante se dispondrá un aislamiento a base de placas de poliestireno expandido de 5 centímetros de espesor.

De acuerdo al Código técnico de la edificación en su “*Documento básico sobre seguridad estructural acciones en la edificación, Anejo C*” los pesos propios aproximados de cada uno de los materiales serán los siguientes:

- Parquet o tarima de 20 mm de espesor: 0,40 kN/m²
- Mortero de cemento de 7 cm de espesor: 21 kN/m³
- Aislamiento de poliestireno expandido de 5 cm de espesor: 0,3 kN/m³

$$PP_{pav} = 0,40 \frac{kN}{m^2} + \left(\frac{21kN}{m^3} \times 0,07 m \right) + \left(0,3 \frac{kN}{m^3} \times 0,05 m \right)$$

$$PP_{pav} = 1,89 \frac{kN}{m^2}$$

Peso propio falsos techos.

Otro de los pesos a considerar es la colocación de falsos techos. Utilizando como apoyo la biblioteca de materiales del CTE presente en el programa informático CYPECAD MEP, es posible obtener el peso propio aproximado de las placas de yeso o escayola empleadas generalmente en este aspecto constructivo.

- Placa de yeso o escayola de 1.5 cm de espesor: 8,25 kN/m³

$$PP_{techo} = 8,25 \frac{kN}{m^3} \times 0,015 m$$

$$PP_{techo} = 0,12 \frac{kN}{m^2}$$

Peso propio de fachada.

La fachada considerada será una fachada ventilada con aplacado de piedra caliza de 4 cm de espesor, aislamiento exterior de lana mineral de 5 cm, aplicación de mortero ignifugo de 2 cm de espesor, fábrica de ladrillo cerámico hueco de medidas 24x19x12 cm, paneles de lana de roca de 3 cm de espesor adheridas al trasdosado directo interior de yeso laminado de 1 cm de espesor.

Los pesos ha considerar son los siguientes:

- Aplacado de piedra caliza de 4 cm de espesor: 24 kN/m³
- Panel de lana mineral de 5 cm de espesor: 0,4 kN/m³
- Mortero ignifugo de 2 cm de espesor: 21 kN/m³
- Fábrica de ladrillo hueco cerámico de 24x19x12 cm: 12 kN/m³
- Panel de lana de roca de 3 cm de espesor: 0,4 kN/m³
- Placa de yeso laminado de 1 cm de espesor: 8,25 kN/m³

$$PP_{fachada} = \left(24 \frac{kN}{m^3} \times 0,04 m \times 2,97 m\right) + \left(0,4 \frac{kN}{m^3} \times 0,05 m \times 2,97 m\right) + \left(21 \frac{kN}{m^3} \times 0,02 m \times 2,97 m\right) \\ + \left(12 \frac{kN}{m^3} \times 0,19 m \times 2,97\right) + \left(0,4 \frac{kN}{m^3} \times 0,03 m \times 2,50 m\right) + \left(8,25 \frac{kN}{m^3} \times 0,01 \times 2,50 m\right)$$

$$PP_{fachada} = 11,16 \frac{kN}{m}$$

Peso propio de cubierta ajardinada

La cubierta ajardinada de planta piso será un cubierta compuesta por una capa de sustrato de tierra vegetal de 15 centímetros de espesor, capa separadora y filtrante bajo tierra vegetal, capa drenante a base de gravas de 10 cm de espesor, capa de separación geotextil para evitar la adherencia entre ambas capas, capa impermeabilizante adherida antiraíces con fieltro de poliéster, imprimación bituminosa de adherencia, formación de pendiente de 3 cm de espesor con una pendiente entre el 1-5 %, capa separadora geotextil, aislamiento de poliestireno expandido de 5 cm de espesor y finalmente una barrera contra el vapor de 0,3 cm. Las capas geotextiles serán de 0,125 g/m².

- Sustrato o tierra vegetal de 15 cm: 20 kN/m³
- Gravas de 10 cm: 14 kN/m³
- Formación de pendientes de 3 cm con mortero de cemento: 21kN/m³
- Aislamiento poliestireno expandido de 5 cm de espesor: 0,3 kN/m³

$$PP_{cub. ajard} = \left(20 \frac{kN}{m^3} \times 0,15 m\right) + \left(14 \frac{kN}{m^3} \times 0,10 m\right) + \left(21 \frac{kN}{m^3} \times 0,03 m\right) + \left(0,3 \frac{kN}{m^3} \times 0,05 m\right)$$

$$PP_{cub. ajard} = 5,045 kN/m^2$$

Peso propio de cubierta no transitable.

La cubierta más elevada será una cubierta no transitable compuesta por mortero de cemento de 6 centímetros de espesor en formación de pendientes, barrera contra el vapor de 0,3 centímetros, aislamiento térmico a base de poliestireno expandido de 5 cm de espesor, capa separadora antiadherencia geotextil, capa de impermeabilización, capa separadora antiadherencia geotextil, 3 centímetros de mortero de cemento y finalmente capa de protección a base de 4 centímetros de gravas seleccionadas.

- Formación de pendientes con mortero de cemento de 6 cm de espesor: 21kN/m³
- Aislamiento poliestireno expandido de 5 cm de espesor: 0,3 kN/m³
- Capa de acabado de mortero de cemento de 3 cm de espesor: 21kN/m³
- Protección de gravas seleccionadas de 4 cm de espesor: 14 kN/m³

$$PP_{cub. notrans} = \left(21 \frac{kN}{m^3} \times 0,06 m\right) + \left(0,3 \frac{kN}{m^3} \times 0,05 m\right) + \left(21 \frac{kN}{m^3} \times 0,03 m\right) + \left(14 \frac{kN}{m^3} \times 0,04\right)$$

$$PP_{cub. notrans} = 2,47 \frac{kN}{m^2}$$

Peso propio de petos.

Para los petos superiores de ambas cubiertas se dispondrá la misma fachada sin el revestimiento interior, además de la parte proporcional de acabados como mortero monocapa en el interior y fiolas de protección.

- Aplacado de piedra caliza de 4 cm de espesor: 24 kN/m³
- Panel de lana mineral de 5 cm de espesor: 0,4 kN/m³
- Fábrica de ladrillo hueco cerámico de 24x19x12 cm: 12 kN/m³
- Parte proporcional de fiolas y mortero de cemento de revestimiento: 0.20 kN/m²

$$PP_{petos} = \left(24 \frac{kN}{m^3} \times 0,04 m \times 1,20 m\right) + \left(0,4 \frac{kN}{m^3} \times 0,05 m \times 1,20 m\right) + \left(12 \frac{kN}{m^3} \times 0,19 m \times 1,20 m\right) + \left(0,20 \frac{kN}{m^2} \times 0,03 m\right)$$

$$PP_{petos} = 3,91 \frac{kN}{m}$$

Peso propio de barandillas en terraza de planta piso.

La barandilla dispuesta como protección en la terraza de la planta piso será de vidrio laminado de 6 mm de espesor.

- Vidrio laminado de 6 mm de espesor: 25 kN/m³

$$PP_{vidrio} = \left(25 \frac{kN}{m^3} \times 0,006 m \times 1,20 m\right)$$

$$PP_{vidrio} = 0,18 \frac{kN}{m}$$

Uno de los elementos fundamentales en la estructura de una vivienda y que en ocasiones no es tenido en cuenta, es la influencia y el peso de la tabiquería. Interiormente, la tabiquería funciona como un arriostramiento o “encasillado” del conjunto de estructura, lo que puede provocar, si no se tiene en cuenta debidamente, problemas como fisuración de elementos estructurales agravados con el paso del tiempo.

De acuerdo al mismo documento básico citado anteriormente, en el apartado de acciones permanentes, peso propio, se especifica una carga de 1 kN/m² por cada m² de superficie construida.

Acciones variables

Por otra parte de acuerdo al “*Documento básico Sobre seguridad estructural, acciones en la edificación*” presente en el Código Técnico de la edificación (CTE DB-SE-AE) (CTE, 2010), en su apartado sobre acciones variables, se establecen los valores añadidos de cargas sobre la estructura. Uno de ellos es mencionado en la “*Tabla 3.1 Valores característicos de las sobrecargas de uso*”, por la que se establece que para una categoría de uso A1 (zona residencial de viviendas) la sobrecarga de uso uniforme será 2 KN/m² y que para la categoría G1 (cubiertas accesibles únicamente para conservación con inclinación inferior a 20 °) la sobrecarga de uso será de 1KN/m².

Otra carga considerada variable y apenas perceptible en Mallorca, es la carga de nieve. De acuerdo a la “*tabla 3.8 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas del Documento básico de seguridad estructural. Acciones en la edificación*”, la carga de nieve por cada m² de superficie será de 0,2 kN/m².

En lo que se refiere al viento afectante a la estructura, su cálculo exhaustivo se incluye en el apartado “*3.2.4 Cálculo estructural mediante WinEva*” del presente proyecto.

Acciones accidentales

De acuerdo a la “*Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación*” (NCSE-02), la acción sísmica no será de aplicación por situarse la vivienda en una zona sísmica con una aceleración básica menor de 0,04 g. (NCSE-02, 2002)

3.2.2 Pre-diseño manual estructural

Para establecer las luces de vigas, se ha realizado una disposición de pilares lo más simétrica y estéticamente posible, con luces entre pilares de menos de 5,80 metros, establecida como la longitud máxima que puede tener una viga de hormigón armado sin suponer flechas excesivas y con ello un exceso de armadura que obligue a aumentar las secciones.

Pre-dimensionamiento de anchos mínimos de vigas

El predimensionado del ancho de vigas estará basado en las siguientes reglas:

- Vigas que soportan paños de forjado a ambos lados: $L/10$ m
- Vigas que soportan paños de forjado a un solo lado: $L/10 - 0.10$ m
- Vigas que no soporten paños de forjado: 0.30 m
- Vigas con luces mayores de 5.50 m se recomienda incrementar su sección en 0.10 m.

A partir de la disposición de los pilares se ha procedido a la numeración de las distintas vigas y a su medida.

NUMERACIÓN DE VIGA	LONGITUD (m)	TIPOLOGÍA CONSTRUCTIVA	FÓRMULA	ANCHO MÍNIMO (m)
P1-P2	3,97	Forjado a un solo lado	$L/10 - 0.10$	0,297
P2-P3	3,81	Forjado a un solo lado	$L/10 - 0.10$	0,281
P3-P4	4,19	Forjado a un solo lado	$L/10 - 0.10$	0,319
P5-P6	3,97	Forjado a ambos lados	$L/10$	0,397
P6-P7	3,81	Forjado a ambos lados	$L/10$	0,381
P7-P8	4,19	Forjado a ambos lados	$L/10$	0,419
P9-P10	3,97	Forjado a ambos lados	$L/10$	0,397
P10-P11	3,81	Forjado a un solo lado	$L/10 - 0.10$	0,281
P11-P12	4,19	Forjado a ambos lados	$L/10$	0,419
P13-P14	3,97	Forjado a un solo lado	$L/10 - 0.10$	0,297
P15-P16	4,19	Forjado a ambos lados	$L/10$	0,419
P17-P18	4,19	Forjado a un solo lado	$L/10 - 0.10$	0,319
P1-P5	3,22	Zuncho de borde	0.30	0.30
P5-P9	2,57	Zuncho de borde	0.30	0.30
P9-P13	2,40	Zuncho de borde	0.30	0.30
P2-P6	3,22	Vigueta	-	-
P6-P10	2,57	Vigueta	-	-
P10-P14	2,40	Zuncho de borde	0.30	0.30
P3-P7	3,22	Vigueta	-	-
P7-P11	2,57	Vigueta	-	-
P11-P15	2,40	Zuncho de borde	0.30	0.30
P15-P17	4,50	Zuncho de borde	0.30	0.30
P4-P8	3,22	Zuncho de borde	0.30	0.30
P8-P12	2,57	Zuncho de borde	0.30	0.30
P12-P16	2,40	Zuncho de borde	0.30	0.30
P16-P18	4,50	Zuncho de borde	0.30	0.30
P17-P19	1,35	Zuncho de borde	0,30	0,30
P18-P20	1,35	Zuncho de borde	0,30	0,30

Tabla 5. Numeración, luces, tipología estructural y ancho mínimo de vigas

Pre-dimensionamiento de canto de viga más desfavorable.

El predimensionado de estos elementos se basará en la “*Instrucción española de hormigón armado en su capítulo 11 sobre cálculos relativos a los estados límite de servicio, artículo 50.2.2.1. Método simplificado. Cantos mínimos. (EHE-08, 2010)*”. Se consideran vigas y forjados como elementos solicitados a flexión y con ello implica que se debe realizar la

comprobación de flechas si la relación luz/canto útil del elemento estudiado es superior al valor indicado en la tabla 50.2.2.1.a

En el caso de vigas a partir de la tabla mencionada anteriormente y que se expone a continuación, es posible pre-dimensionar el canto de viga más desfavorable presente en nuestra vivienda.

A continuación se expone la tabla mencionada:

Sistema estructural	K	Elementos fuertemente armados $\rho=1,5\%$	Elementos débilmente armados $\rho=0,5\%$
Viga simplemente apoyada. Losa uni o bidireccional, simplemente apoyada.	1	14	20
Viga continua en un extremo. Losa unidireccional continua en un solo lado.	1.30	18	26
Viga continua en ambos extremos. Losa unidireccional o bidireccional continua.	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 6. Relación L/d en vigas y losas de hormigón armado sometidos a flexión.

Para vigas, considerando estas como elementos fuertemente armados con una cuantía de acero ($\rho=1,5\%$), una luz desfavorable de 4,50 en zunchos de borde (P15-P17) Y (P16-P18) y caracterización de viga continua en un extremo la relación L/d es igual a 18.

$$\frac{L}{d} = 18$$

$$\frac{4,50}{d} = 18$$

$$d = \frac{4,50}{18} = 0,25$$

Se debe tener en cuenta que esta relación esta referida al canto útil de la viga, es decir, la dimensión de canto de viga hasta la armadura traccionada. Por lo tanto, se deberá prever el recubrimiento nominal que poseerán los elementos estructurales. El recubrimiento nominal se puede calcular a partir del “Artículo 37.2.4 sobre recubrimientos presente en el capítulo 7. Durabilidad. (EHE-08, 2010)”.

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r \quad (1)$$

Donde:

R_{nom}	Recubrimiento nominal
R_{min}	Recubrimiento mínimo
Δ_R	Margen de recubrimiento, en función del nivel de control de ejecución. En el caso de elementos ejecutados in situ con nivel intenso de control de ejecución, este valor será 10 mm.

El recubrimiento mínimo en función de la clase de exposición viene determinado en la “*tabla 37.2.4.1.a*” del mismo capítulo mencionado. El recubrimiento mínimo para una clase de exposición normal con humedad alta y corrosión de origen diferente a cloruros (IIa), un hormigón con resistencia característica 25 N/mm², tipo de cemento CEM II y vida útil 50 años, será de 20 mm.

De acuerdo a la ecuación (1):

$$r_{nom} = 20 \text{ mm} + 10 \text{ mm}$$

$$r_{nom} = 30 \text{ mm}$$

Por lo tanto, el canto total de la viga más desfavorable será de 0.30 metros.

Pre-dimensionamiento de canto de forjado.

El predimensionado de canto de forjado, para forjados de viguetas con luces menores de 7 metros y sobrecargas no superiores a 4 kN/m², atiende a la siguiente expresión sobre cantos mínimos:

$$h_{min} = \delta_1 \times \delta_2 \times \frac{L}{C} \quad (2)$$

- δ_1 Factor que depende la carga total y que tiene el valor de $\sqrt{q/7}$
- δ_2 Factor que tiene el valor de $(L/6)^{1/4}$
- L Luz de cálculo de forjado, en metros.
- C Coeficiente cuyo valor se toma de la tabla 50.2.2.1.b

Canto mínimo en forjado de planta baja.

- La carga total aplicada en los paños de forjado de planta baja será la correspondiente a la suma de peso propio del forjado, peso propio del pavimento, peso propio de la tabiquería y la sobrecarga de uso.

$$q = 3,54 \frac{kN}{m^2} + 1,89 \frac{kN}{m^2} + 2 \frac{kN}{m^2} + 1 \frac{kN}{m^2} = 8,43 \text{ kN/m}^2$$

$$\delta_1 = \sqrt{q/7} = 1,097$$

- Luz más desfavorable en forjado de planta baja:

$$L = 4,50 \text{ m (P15-P17)}$$

$$\delta 2 = (L/6)^{1/4} = 0,93$$

- Coeficiente C, para viguetas armadas con tabiques o muros, tramo extremo: 21

De acuerdo a la ecuación (2):

$$h_{min} = \delta 1 \times \delta 2 \times \frac{L}{C} = 0,218 \text{ m}$$

El predimensionado del canto de forjado de planta baja será 20 + 5 centímetros.

Canto mínimo en forjado de planta piso (cubierta ajardinada)

- La carga total aplicada en los paños de forjado de planta piso en la zona de cubierta será la correspondiente a la suma de peso propio del forjado, peso propio de falsos techos, peso del conjunto de cubierta ajardinada y sobrecarga de mantenimiento de la misma.

$$q = 3,54 \frac{kN}{m^2} + 6,75 \frac{kN}{m^2} + 0,12 \frac{kN}{m^2} + 1 \frac{kN}{m^2} = 11,41 \text{ kN/m}^2$$

$$\delta 1 = \sqrt{q/7} = 1,276$$

- Luz más desfavorable en forjado de planta piso (cubierta ajardinada):

$$L = 3,97 \text{ m (P13-P14)}$$

$$\delta 2 = (L/6)^{1/4} = 0,90$$

- Coeficiente C, para viguetas armadas en cubiertas, tramo aislado: 20

De acuerdo a la ecuación (2):

$$h_{min} = \delta 1 \times \delta 2 \times \frac{L}{C} = 0,228 \text{ m}$$

El predimensionado del canto de forjado de planta baja será 20 + 5 centímetros.

Canto mínimo en forjado de planta piso (zona vivienda)

- La carga total aplicada en los paños de forjado de planta piso en la zona de vivienda será la correspondiente a la suma de peso propio del forjado, peso propio del pavimento, peso propio de falsos techos, peso propio de la tabiquería y sobrecarga de uso.

$$q = 3,54 \frac{kN}{m^2} + 1,89 \frac{kN}{m^2} + 0,12 \frac{kN}{m^2} + 2 \frac{kN}{m^2} + 1 \frac{kN}{m^2} = 8,55 \text{ kN/m}^2$$

$$\delta_1 = \sqrt{q/7} = 1,105$$

- Luz más desfavorable en forjado de planta piso (zona de vivienda):

$$L = 4,50 \text{ m (P15-P17)}$$

$$\delta_2 = (L/6)^{1/4} = 0,93$$

- Coeficiente C, para viguetas armadas con tabiques o muros: 21

De acuerdo a la ecuación (2):

$$h_{min} = \delta_1 \times \delta_2 \times \frac{L}{C} = 0,22 \text{ m}$$

El predimensionado del canto de forjado de planta baja será 20 + 5 centímetros.

Canto mínimo en forjado de cubierta no transitable

- La carga total aplicada en los paños de forjado de cubierta no transitable será la correspondiente a la suma de peso propio del forjado, peso propio de falsos techos, peso del conjunto de cubierta no transitable y sobrecarga de mantenimiento.

$$q = 3,54 \frac{kN}{m^2} + 0,12 \frac{kN}{m^2} + 2,47 \frac{kN}{m^2} + 1 \frac{kN}{m^2} = 7,13 \text{ kN/m}^2$$

$$\delta_1 = \sqrt{q/7} = 1,009$$

- Luz más desfavorable en forjado de cubierta no transitable:

$$L = 4,19 \text{ m (P17-P18)}$$

$$\delta_2 = (L/6)^{1/4} = 0,91$$

- Coeficiente C, para viguetas armadas en cubiertas, tramo aislado: 20

De acuerdo a la ecuación (2):

$$h_{min} = \delta_1 \times \delta_2 \times \frac{L}{C} = 0,192 \text{ m}$$

El predimensionado del canto de forjado de planta baja será 20 + 5 centímetros.

A partir de este predimensionado, se colocarán vigas de 30x30 cm en el perímetro de la vivienda y de 30x25 cm en vigas interiores, con canto de forjado de 20+5 cm.

3.2.3 Cálculo Estructural mediante CYPE

Obtenido el predimensionado mínimo de los elementos estructural de la vivienda, se ha procedido a su introducción en el programa de cálculo CYPECAD. A continuación se expondrán los pasos seguidos para llegar a modelizar la estructura y realizar las comprobaciones correspondientes.

Introducción de geometría.

Se comenzará por introducir los datos generales de la obra que aparecen en primer lugar al seleccionar “obra vacía”. En este primer paso, se deberá completar los datos genéricos que se emplearán en el proyecto, entre ellos, la normativa aplicable (EHE-08), la tipología de hormigón y acero, así como las comprobaciones a realizar en lo que se refiere a viento, sismo y resistencia al fuego.

De acuerdo a la siguiente ruta se pueden introducir los datos mostrados a continuación:

Obra > Datos generales...

Datos generales

Clave: CÁLCULO ESTRUCTURAL VIVIENDA UNIFAMILIAR_ARCHIVO FINAL

Descripción:

Normas: Código Técnico de la Edificación - EHE-08

Hormigón armado

Hormigón

Forjados: HA-25, Yc=1.5

Cimentación: HA-25, Yc=1.5

Pilares: HA-25, Yc=1.5

Muros: HA-25, Yc=1.5

Características del árido: Cuarcita (15 mm)

Acero

Barras: B 500 S, Ys=1.15

Pernos: B 400 S, Ys = 1.15

Perfiles Acero

Laminados y armados: S275

Conformados: S235

Madera

Vigas: C24 - Viguetas: C24 - Estructuras 3D: C24

Aluminio extruido

EN AW-5083 - F

Acciones

Carga permanente y sobrecarga de uso

Con acción de viento CTE DB SE-AE (España)

Con acción sísmica

Comprobar resistencia al fuego CTE DB SI

Estados límite (combinaciones)

Hipótesis adicionales (cargas especiales)

Coeficientes de pandeo

Pilares de hormigón y mixtos

Bx: 1.000 By: 1.000

Pilares de acero

Bx: 1.000 By: 1.000

Ambiente

Vigas: Ila (Abertura máxima de fisura: 0.30 mm)

Encepados: Ila

Aceptar

Figura 12. Entrada de datos generales. [12]

Obra > Datos generales > CTE DB SI...

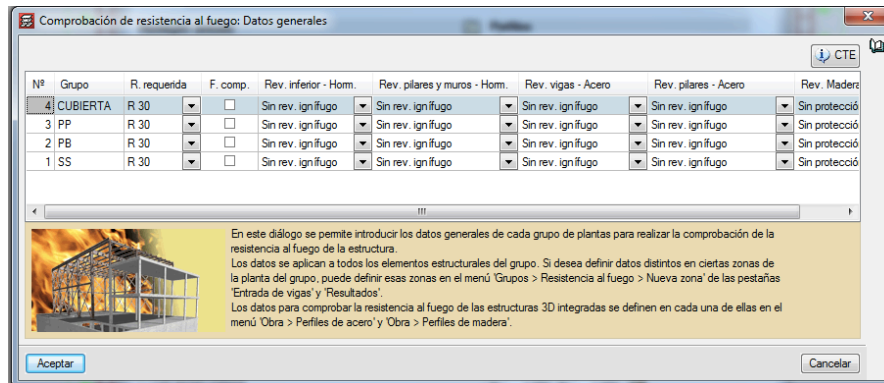


Figura 13. Entrada de datos referentes a resistencia al fuego. [13]

Para la introducción de los datos referentes al viento, CYPECAD solicita datos como la zona eólica o el grado de aspereza del entorno. Además, con el fin de conocer cual es la superficie de la vivienda realmente afectada por el viento, solicita los anchos de banda de la vivienda, definiendo anchos de banda como las longitudes de fachada expuestas en la dirección perpendicular a la acción del viento, siendo en este caso diferentes en cada planta, tal y como se aprecia en la siguiente figura.

La ruta a seguir será la siguiente:

Obra > Datos generales > CTE DB SE-AE...

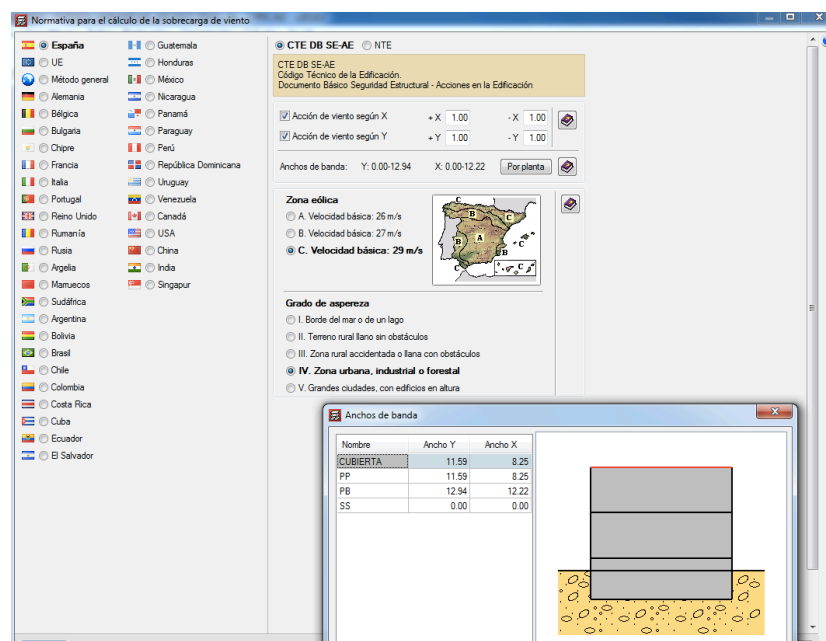


Figura 14. Entrada de datos referentes a sobrecarga de viento. [14]

Se describe el emplazamiento como zona eólica C y el grado de aspereza del entorno como grado IV, zona urbana, industrial o forestal.

En esta misma sección el programa nos permite modificar la sección mínima de los elementos estructurales, modificando en este caso el canto mínimo de las zapatas a 0,50 metros.

La ruta a seguir será la siguiente:

Obra > Datos generales > Acero en barras...

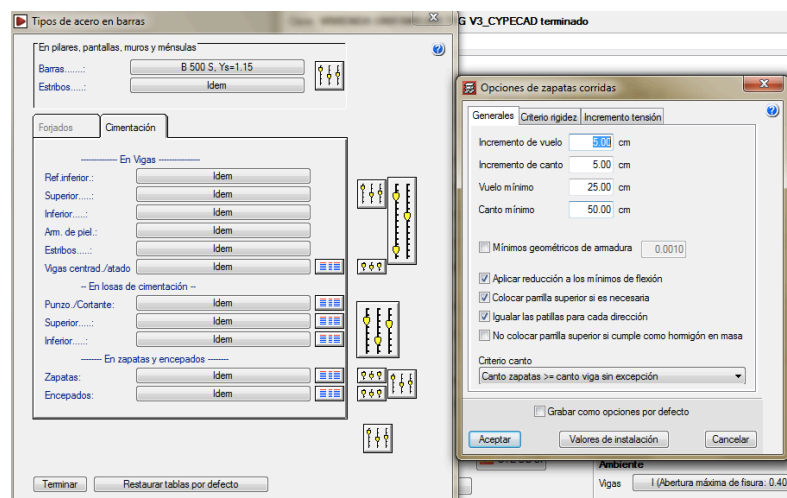


Figura 15. Entrada de datos referentes a acero en elementos estructurales. [15]

En esta sección también se pueden modificar datos como el espesor del hormigón de limpieza en cimentaciones o, en pantalla de datos generales, la tensión admisible y máxima capaz de soportar el terreno.

La ruta a seguir será la siguiente:

Obra > Datos generales > Cimentación...

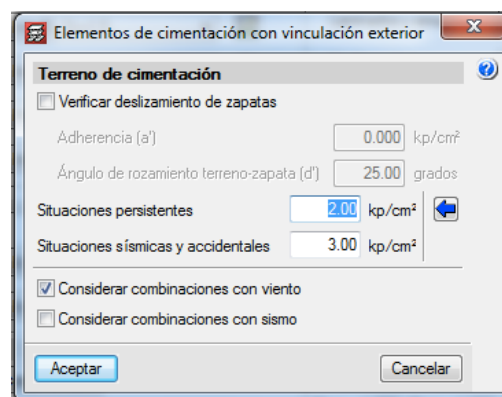


Figura 16. Entrada de datos referentes al terreno. [16]

De acuerdo a la normativa de construcción sismorresistente en su artículo “1.2.1 *Ámbito de aplicación*” y “1.2.3 *Excepciones de aplicación. (NCSE-02, 2002)*”, el proyecto mencionado no se ve afectado por dicha normativa, ya que considera la isla de Mallorca, zona de baja actividad sísmica con una aceleración básica inferior a 0,04 g, siendo g la aceleración de la gravedad.

Introducción de plantas.

Introducidos los datos generales de la obra, se designarán las plantas de las que dispone la vivienda, su altura y se adjudicará una plantilla en formato .dwg a cada uno de los grupos. Para poder definir la altura de los muros de contención del semisótano se dispondrá una planta intermedia entre la cimentación y la planta baja denominada SS a 2.05 metros de altura (semisótano). Esta planta únicamente tendrá función divisora de la altura del semisótano, diferenciando la parte de contención de la que se encuentra sobre rasante con cerramiento de fachada.

La ruta a seguir será la siguiente:

Entrada de pilares > Introducción > Plantas y grupos...

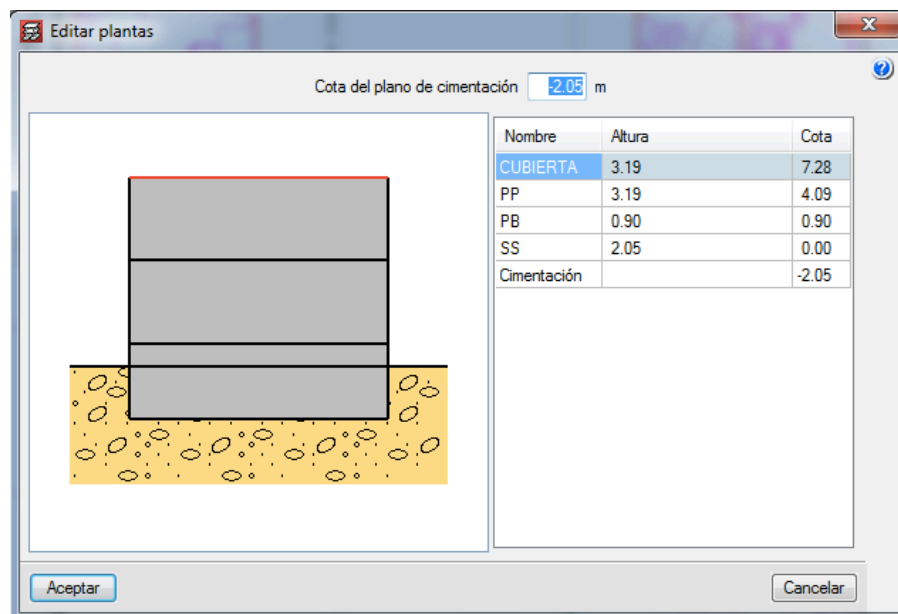


Figura 17. Entrada de cotas en plantas. [17]

De la misma manera, el programa solicita las cargas muertas y sobrecargas de uso que se aplicarán a cada una de las plantas. En la siguiente figura se muestra la carga dispuesta en cada planta.

La ruta a seguir será la siguiente:

Entrada de pilares > Introducción > Plantas y grupos...

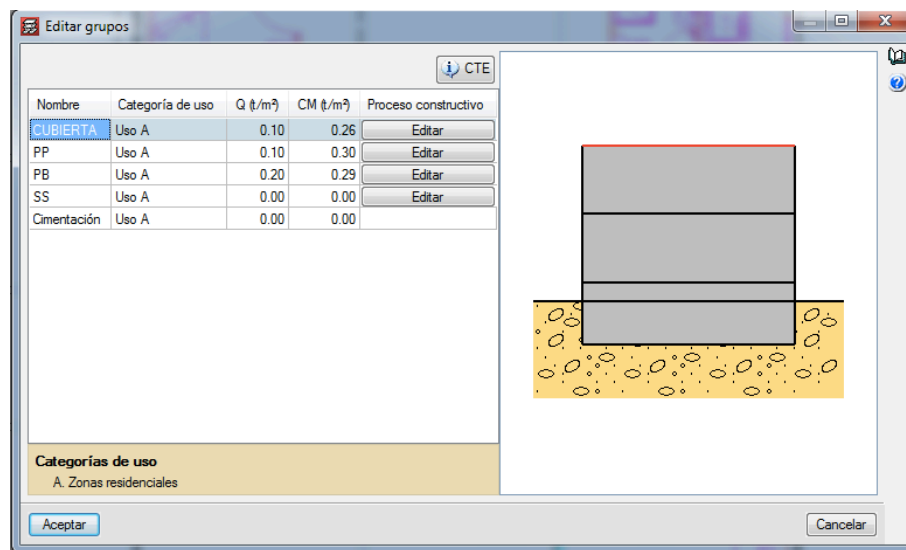


Figura 18. Entrada de cargas generales. [18]

Por otro lado, se puede observar que CYPECAD solicita el tipo de uso al que se encuentra sometida la estructura. Como vivienda unifamiliar, se especifica uso “A” residencial.

Se destacará que en cargas muertas no se incluye el peso de forjado ya que el propio programa lo tiene en cuenta en los cálculos finales.

Introducción de elementos estructurales.

Una vez introducidos los datos iniciales, se procederá a la inserción de los elementos estructurales. En primer lugar, se colocarán pilares con unas dimensiones mínimas de 25x25 cm según indica EHE-08 y se configurará el punto fijo de cada uno de los pilares. Estas modificaciones permitirán que en el supuesto caso de un recrecido de los pilares por el programa, estos crezcan hacia la dirección que se le haya indicado a través del punto fijo.

La estructura constará de 20 pilares de diferentes alturas:

- Pilares de cimentación (sótano) a cubierta: P6-P7
- Pilares de cimentación (semisótano) a cubierta: P15-P16-P17-P18
- Pilares de cimentación (semisótano) a planta piso: P19-P20
- Pilares de coronación de muro (semisótano) a cubierta: P2-P3-P4-P8-P10-P11-P12
- Pilares de coronación de muro (semisótano) a planta piso: P1-P5-P9-P13-P14

En la figura expuesta a continuación, correspondiente a la pantalla de configuración de pilares, se puede observar las características de un pilar, en este caso, un pilar de esquina (P1), con vinculación exterior (las cargas se reparten a una zapata o elemento de cimentación), con un punto fijo en la esquina superior izquierda, una altura de cimentación a planta piso y finalmente la sección y el material del pilar.

La ruta a seguir para la colocación de pilares será la siguiente:

Entrada de pilares > Introducción > Pilares, pantallas y arranques...

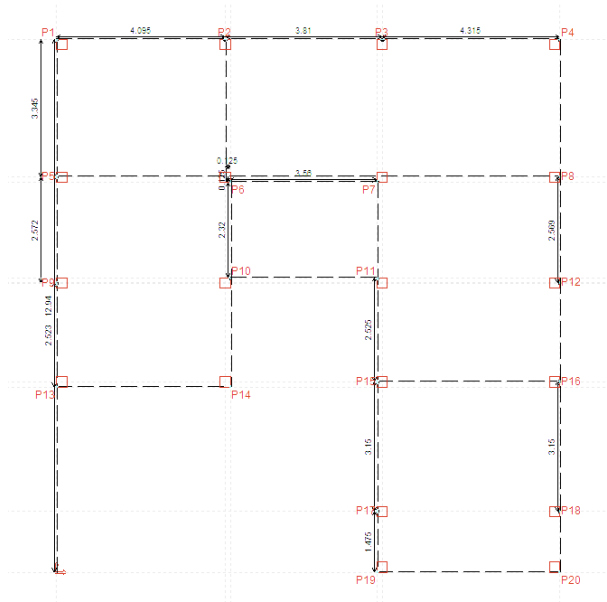
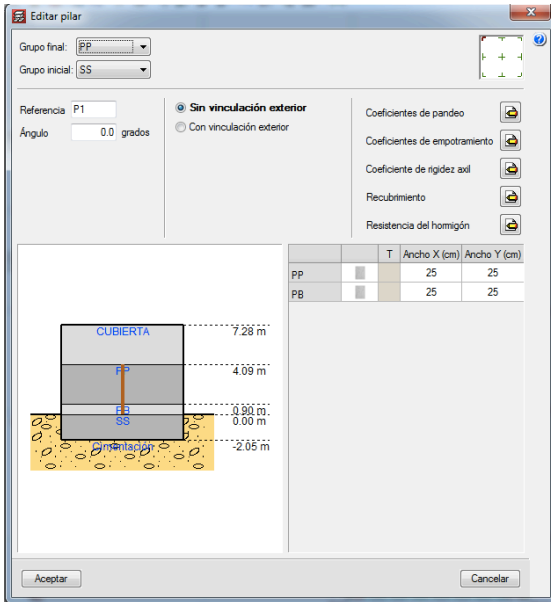


Figura 19. Entrada de pilares. [19]

Posteriormente a la entrada de pilares se procederá a la inclusión del resto de elementos. En entrada de vigas, seleccionable en las pestañas inferiores del programa, es posible introducir dichos elementos.

La ruta a seguir será la siguiente:

Entrada de vigas > Vigas y muros > Entrar viga...

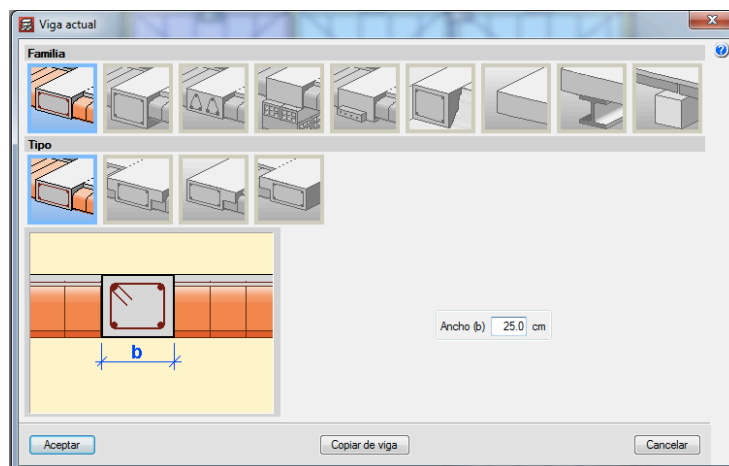


Figura 20. Entrada de vigas planas. [20]

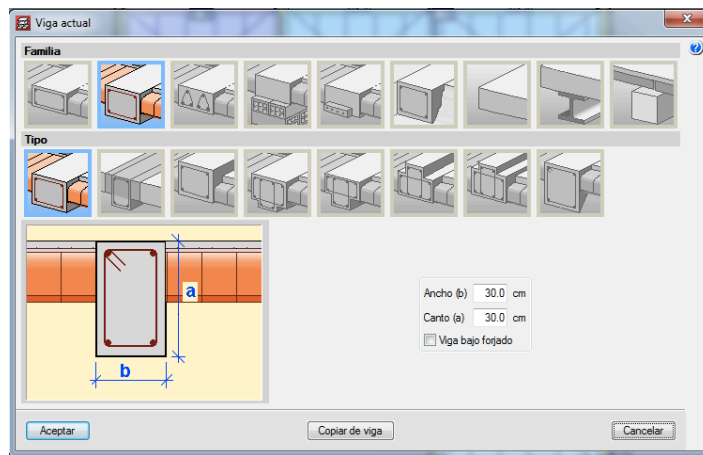


Figura 21. Entrada de vigas de canto. [21]

De acuerdo a los datos de predimensionado, el canto de viga más desfavorable era de 30 centímetros mientras que el canto de forjado mínimo era de 20 + 5 centímetros. En este caso se presentan dos opciones. La primera de ellas es dimensionar todas las vigas con vigas planas de igual sección (30x30 cm) con un canto de forjado de igual sección o como segunda opción distribuir las vigas perimetrales con vigas de canto de sección 30x30 centímetros y vigas internas con vigas planas de 30x25 centímetros pudiendo colocar forjados de menor sección (20+5cm). En dicho proyecto se optará por la segunda opción.

El programa inmediatamente después de detectar el cerramiento de las vigas, solicita la inserción de paños de forjado. Para este proyecto se ha diseñado un forjado semirresistente de viguetas armadas de 20+5 cm de canto dispuesto paralelamente a la viga de paño más corta en longitud. Seguidamente, es recomendable tanto estructuralmente como constructivamente conseguir la alineación de los paños favoreciendo la continuidad de los armados de estos.

La ruta a seguir será la siguiente:

Entrada de vigas > Paños > Gestión de paños...

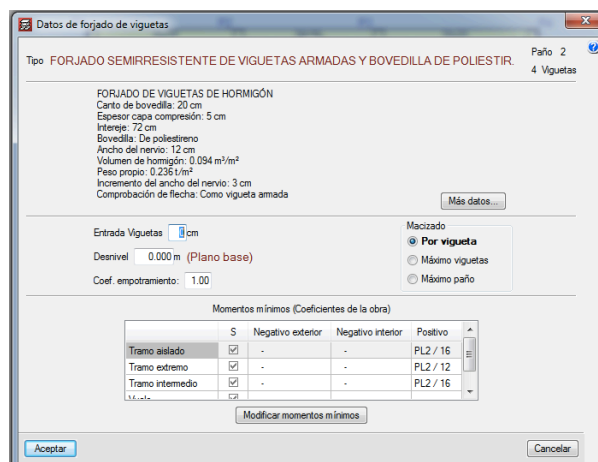


Figura 22. Datos de paño. [22]

Es importante mencionar dos aspectos en lo que a esta sección se refiere. Uno de ellos será la disposición de la claraboya en la cubierta y otro de ellos, el diseño de forjado sanitario en la parte de vivienda que no recibe el semisótano.

En la cubierta no transitable se ha dispuesto una claraboya de dimensiones 1,90 x1,40 metros aportando luz natural al hueco de escalera. Para sostenerla se ha de disponer vigas a modo de embrochalamiento de 30x25 cm sobre las que se colocará la carga lineal correspondiente al peso de la claraboya.

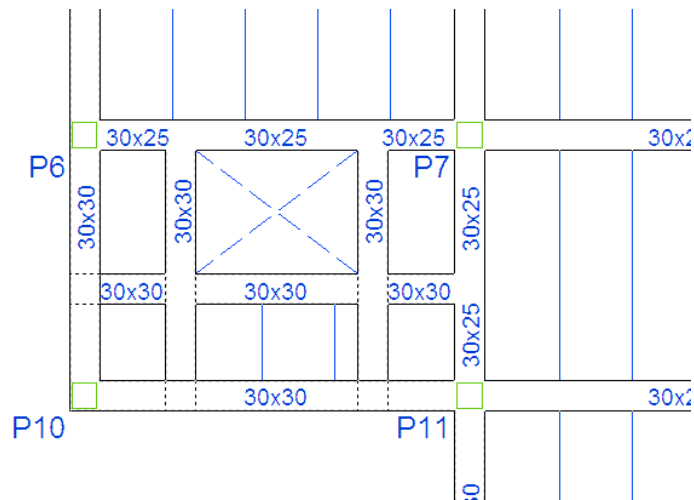


Figura 23. Embrochalamiento claraboya. [23]

El segundo punto a mencionar es la construcción de la cámara sanitaria. Una de las alas de la vivienda no se encuentra exactamente sobre el semisótano correspondiendo al área entre los pilares P11-P12-P19-P20. Este forjado se construye con el fin de poder aportar espacio a los operarios para realizar la construcción de la planta, para evitar el contacto directo del forjado con el terreno y como espacio de ubicación de instalaciones. El forjado sanitario dispuesto está conformado a partir de viguetas pretensadas de ahí que también se denomine forjado de viguetas autoportantes. En esta zona las vigas dispuestas descansan sobre muretas apoyadas en vigas de atado. Las muretas han de estar desconectadas de los pilares contra los que arremeten con el fin de evitar que los esfuerzos que transmite el pilar a la cimentación se transmitan también a las muretas, teniendo únicamente estas conexión con las viguetas de forjado.



Figura 24. Cámara sanitaria. [24]

La ruta a seguir para la colocación de las muretas será la siguiente:

Entrada de vigas > Vigas y muros > Entrar viga...

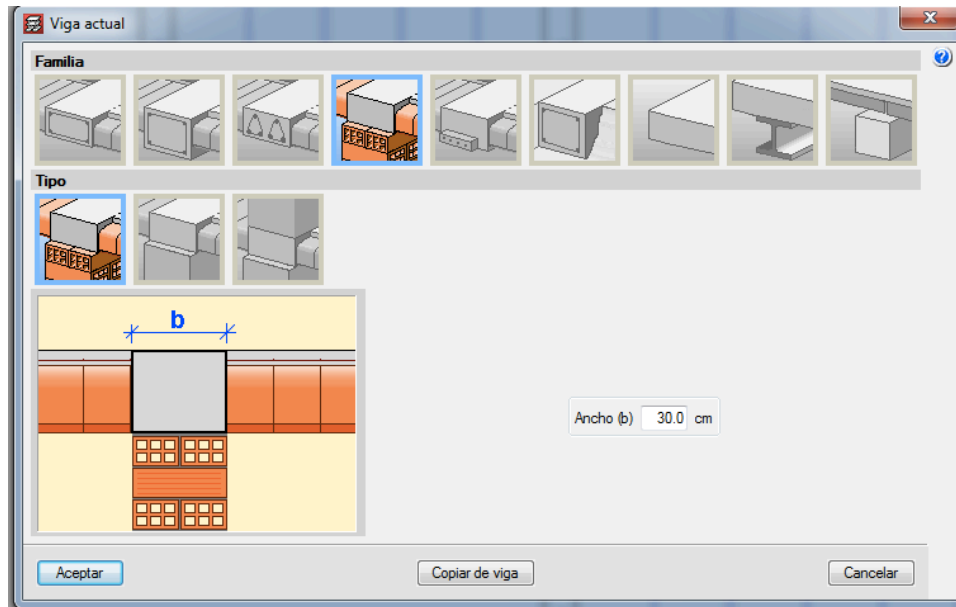


Figura 25. Entrada de mureta. [25]

Evidentemente, la disposición de este forjado sanitario concluye en situar la cimentación de esta zona a distinto nivel de la del sótano, exactamente en la planta diseñada para la coronación del muro de contención (SS).

Introducida la estructura sobre rasante, se procederá a la introducción de muros y elementos de cimentación.

En el menú desplegable de vigas y muros podemos introducir un muro de contención eligiendo aspectos como son el vuelo y su dirección, el ancho del fuste y la base del muro, pudiendo ser ésta una zapata corrida o un empotramiento con vinculación exterior o sin ella y sobretodo, el aspecto más importante, el empuje del terreno y la sobrecarga que posee en su superficie.

La ruta a seguir será la siguiente:

Entrada de vigas > Vigas y muro > Entrar muro > Muro de hormigón...

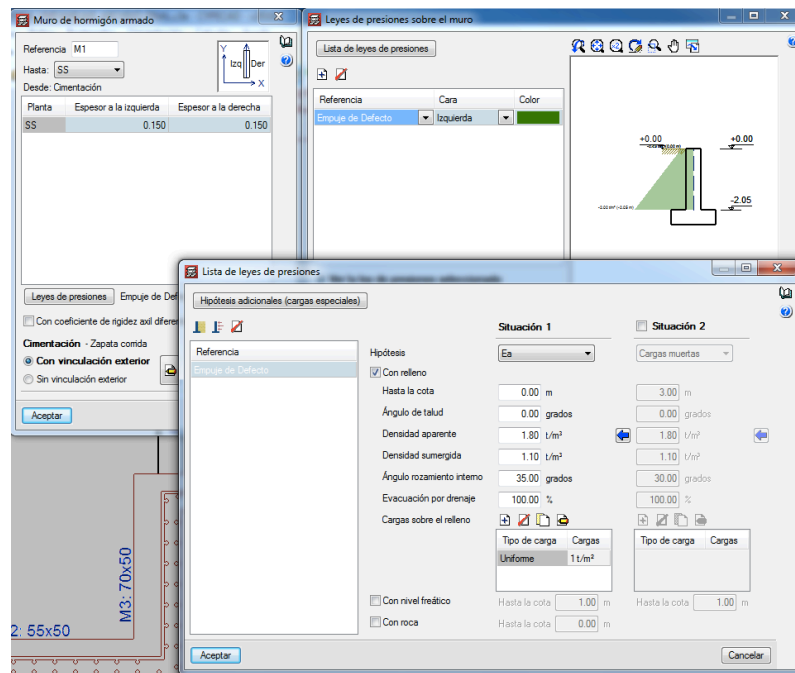


Figura 26. Entrada de muro de hormigón armado. [26]

El empuje del terreno se consigue a partir de la altura que suponga la contención, la densidad y el ángulo de rozamiento del propio terreno. Como se expuso anteriormente, se ha introducido una altura de contención de 2.05 metros, una densidad de 18 kN/m³ y un ángulo de rozamiento de 35°. Por otra parte, se incluye una sobrecarga de uso paralela al muro por su parte exterior de 10 kN/m², obteniendo el esquema de la figura anterior.

En lo que se refiere a elementos de cimentación, se ha dispuesto zapatas cuadradas bajo los pilares P6 y P7 a nivel de -2.05 m y en los pilares P15-P16-P17-P18-P19-P20 a nivel de semisótano unidas con vigas de atado tipo CB 2.1.

La ruta a seguir será la siguiente:

Entrada de vigas > Cimentación > Elementos de cimentación...



Figura 27. Entrada de elementos de cimentación. [27]

Las zapatas de los pilares P6 y P7 se unirán mediante vigas centradoras entre sí y a la zapata corrida del muro con el fin de servir de soporte al arranque de escalera.

La ruta a seguir será la siguiente:

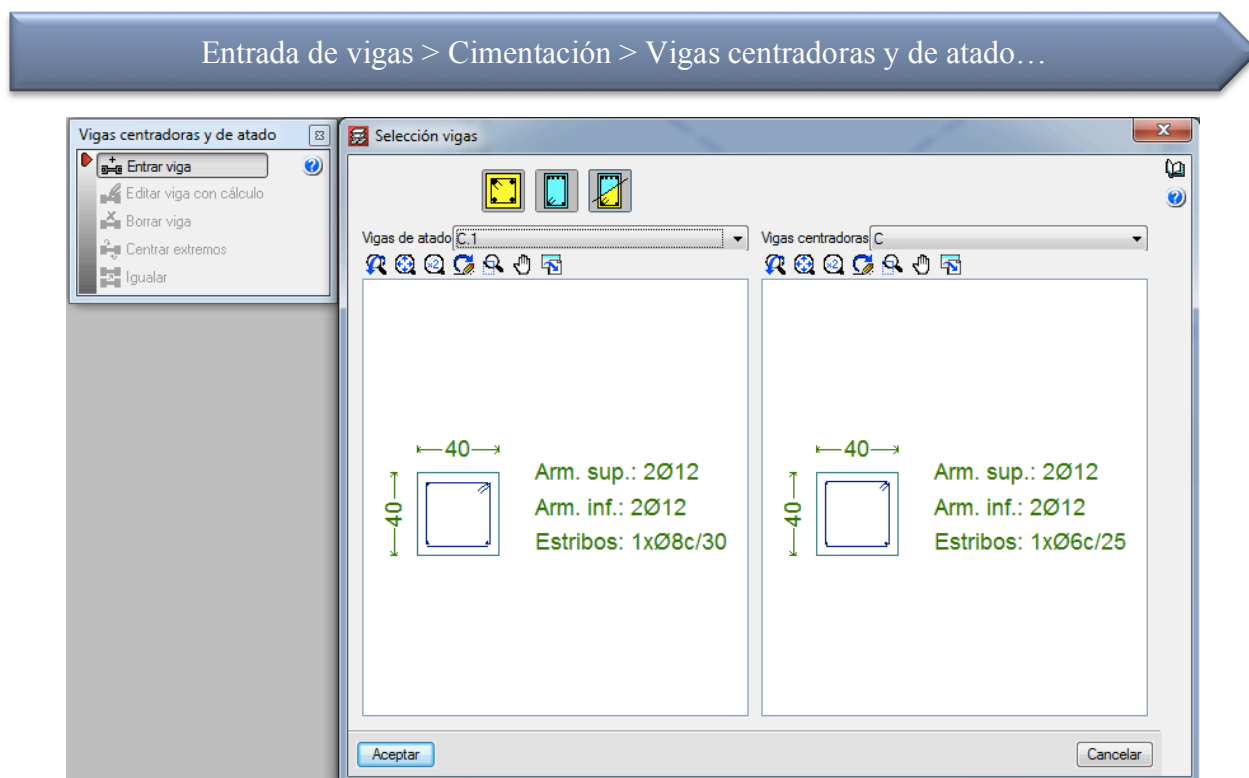


Figura 28. Entrada de vigas centradoras y de atado. [28]

Se destacará la disposición de dos zapatas combinadas en los pilares P17-P19 y los pilares P18-P20, ya que debido a la proximidad de los pilares, estructuralmente es aconsejable colocar una zapata combinada para cada pareja de ellos. Por el contrario, de colocar zapatas aisladas, el programa comunicaría un error de dimensionado por solapamiento de cimentaciones.

Modificaciones puntuales de la estructura.

Debido al diseño de una cubierta ajardinada en planta piso, es necesario proporcionar un desnivel entre paños de forjado en esta planta. CYPECAD aporta una opción para generar este desnivel. En edición de paños se ha introducido un desnivel de 30 centímetros con respecto al paño de forjado habitable con el fin de que el nivel de la cubierta ajardinada se iguale al nivel de pavimento de la vivienda.

La ruta de modificación será la siguiente:

Entrada de vigas > Paños > Gestión de paños...

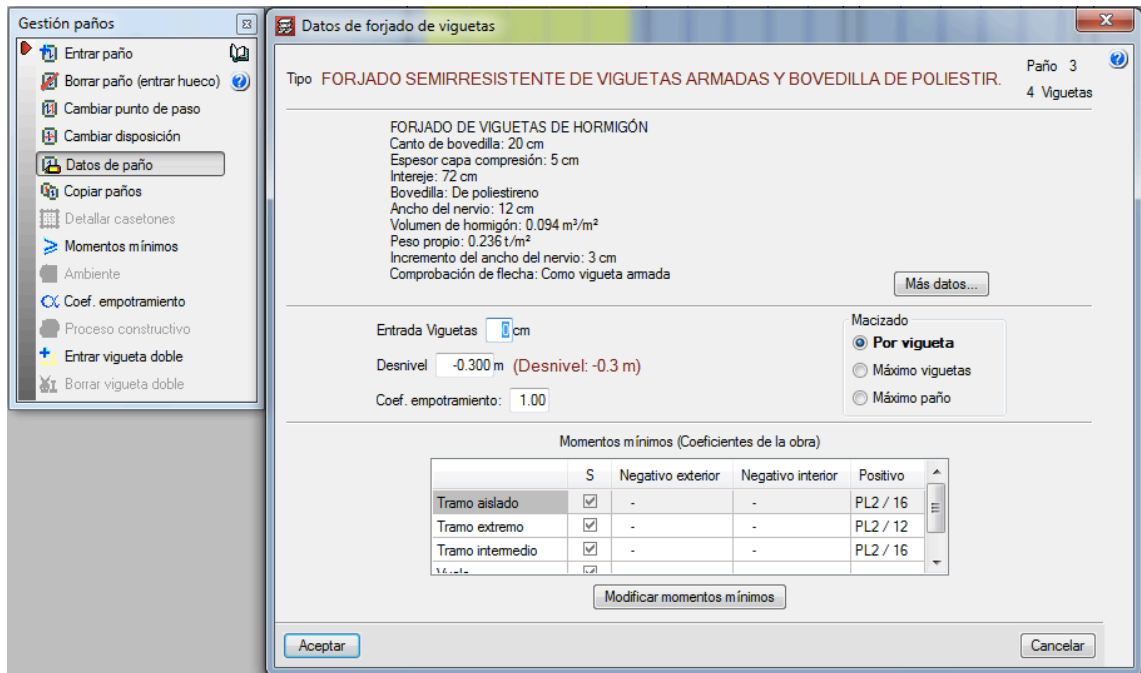


Figura 29. Modificación desnivel en planta piso. [29]

Con el fin de comprobar que el desnivel que se ha generado, el programa permite crear el dibujo-sección de la zona afectada.

La ruta a seguir será la siguiente:

Entrada de vigas > Grupos > Secciones...

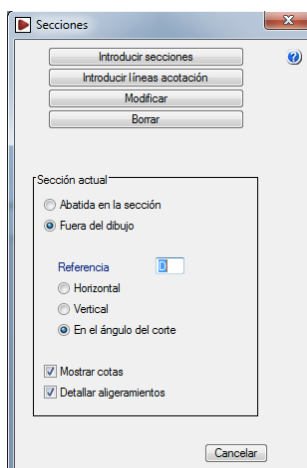


Figura 30. Inserción de secciones. [30]

La sección correspondiente a la zona de cubierta ajardinada se muestra de la siguiente forma:

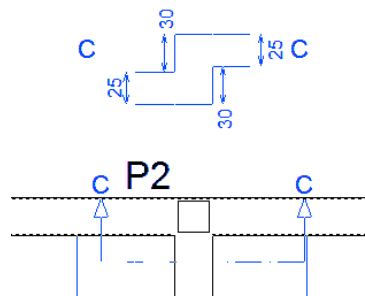


Figura 31. Sección desnivel en planta piso. [31]

Una vez concluida la introducción de la geometría de la vivienda, se situarán las cargas correspondientes a los elementos constructivos.

Por otra parte, será necesario modificar las conexiones de las muretas con la estructura de pilares. Se desconectarán las muretas de la cara de pilares con el fin de que estas no impidan el movimiento vertical de los pilares, y por lo tanto, no se descarguen los esfuerzos que llegan a los pilares en forma de ábaco a través de ellas, mostrando unos valores menores que los que realmente se les somete. Tal y como se muestra en la figura adjunta, se representa con una muesca dentada en color verde sobre la cara de pilar correspondiente.

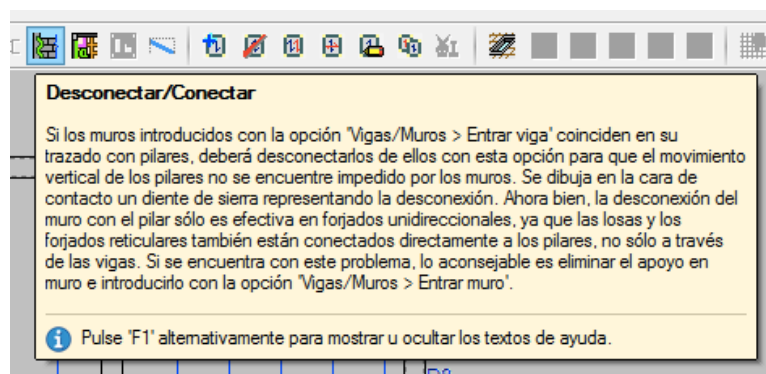


Figura 32. Diálogo conexión/desconexión de muretas. [32]

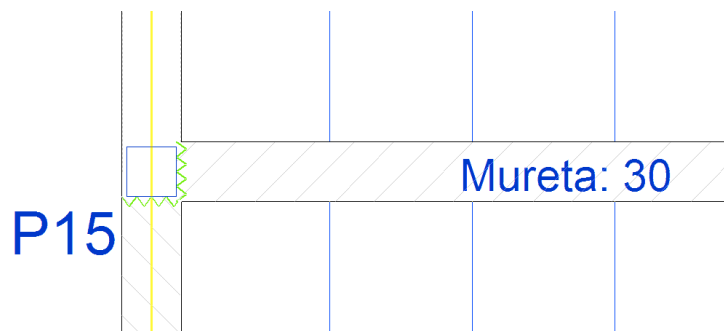


Figura 33. Esquema desconexión de muretas. [33]

Introducción de cargas.

La estructura ya introducida en CYPECAD se encontrará sometida a cargas tanto lineales (dispuestas sobre vigas, jácenas y coronación de muro) como superficiales (dispuestas sobre paños de forjado).

Para introducir dichas cargas, se seguirá la siguiente ruta:

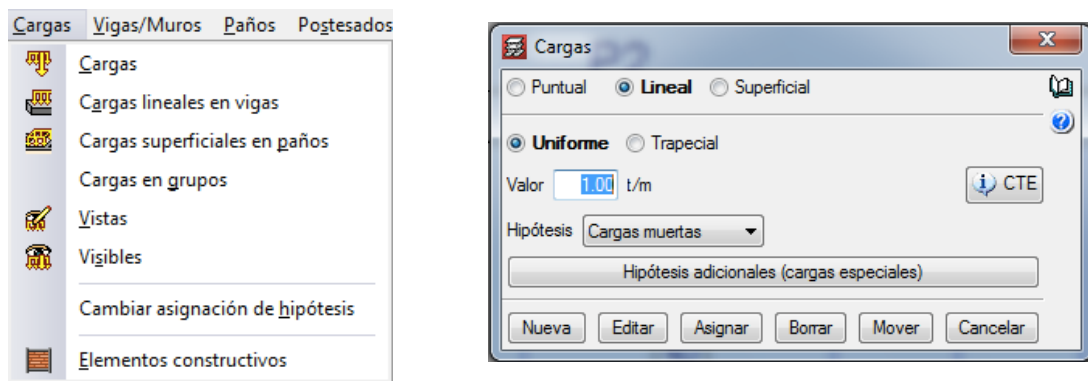


Figura 34. Entrada de cargas. [34]

Las cargas a introducir en cada una de las plantas:

Planta semisótano:

- Carga lineal de cerramiento de semisótano en la coronación de muro de contención con valor 0,34 T/m

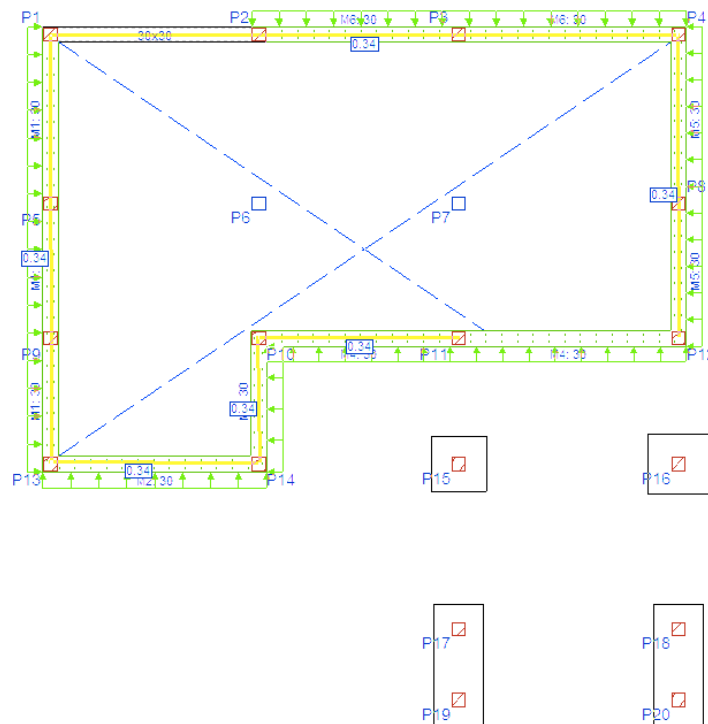


Figura 35. Cargas en semisótano. [35]

Planta baja:

- Carga lineal de fachada en el perímetro con valor 1,12 T/m
- Carga lineal de cerramiento de vidrio en ala derecha con valor 0,12 T/m
- Carga lineal de peso de losa de escalera en arranques y desembarcos con valor 1 T/m
- NOTA: En planta baja las cargas superficiales se han incluido como cargas muertas según figura 18.

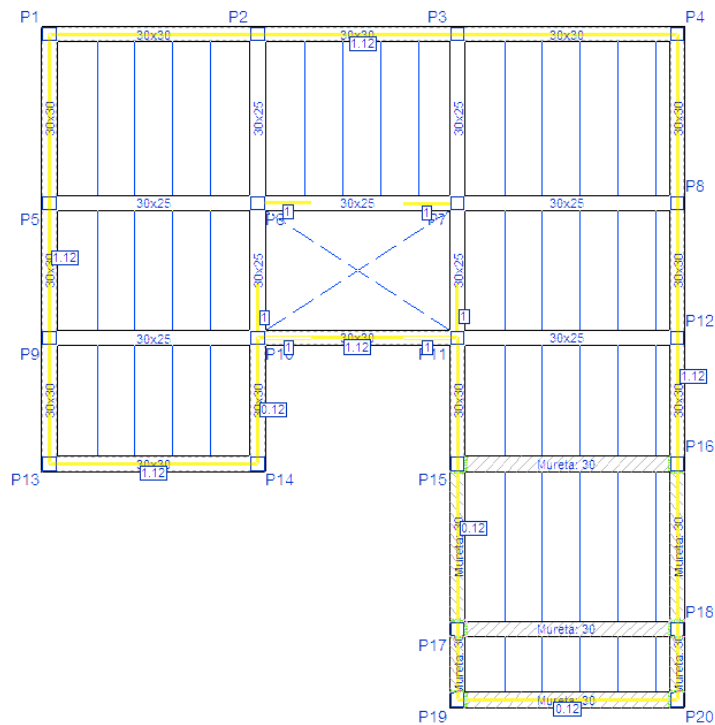


Figura 36. Cargas en planta baja. [36]

Planta piso (cubierta ajardinada):

- Carga lineal de petos en el perímetro con valor 0,39 T/m
- Carga superficial de peso propio de cubierta ajardinada con valor 0,22 T/m²
- Carga superficial de nieve con valor 0,02 T/m²

Planta piso (vivienda):

- Carga lineal de fachada en el perímetro con valor 1,12 T/m
- Carga lineal de cristaleras en acceso a cubierta ajardinada y terraza del dormitorio principal con valor 0,12 T/m
- Carga lineal de barandilla de vidrio en terraza con valor 0,01 T/m
- Carga lineal de peso de losa de escalera en arranques y desembarcos con valor 1 T/m
- Carga superficial de pavimento con valor 0,1 T/m²
- Carga superficial de tabiquería
- Carga superficial de nieve en terraza con valor 0,02 T/m²
- Carga superficial de solado en terraza con valor 0,1 T/m²
- NOTA: En planta piso parte de las cargas superficiales se han incluido como cargas muertas según figura 18.

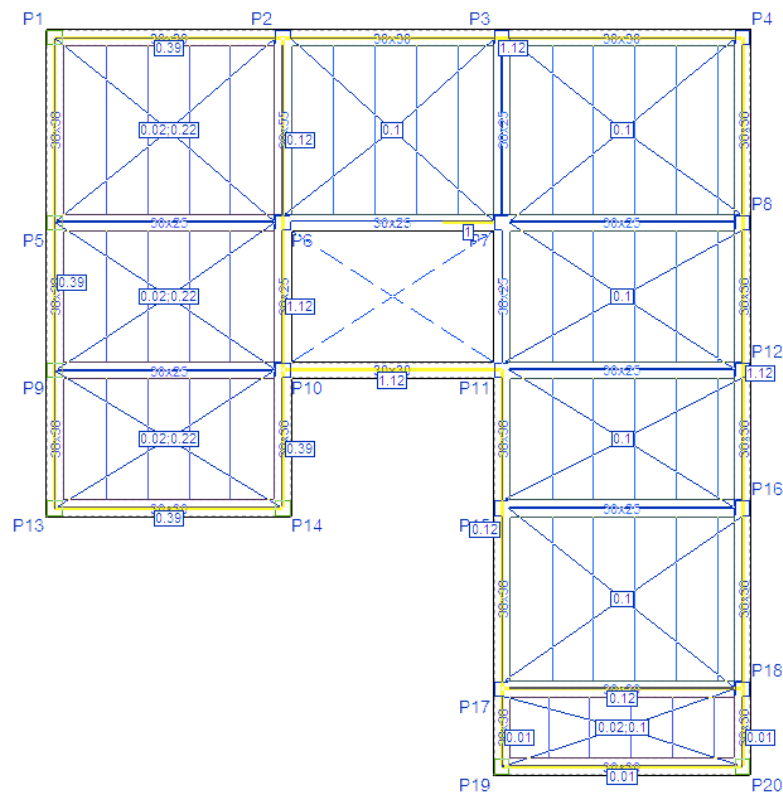


Figura 37. Cargas en planta piso. [37]

Planta cubierta:

- Carga lineal de petos en el perímetro con valor 0,39 T/m
- Carga lineal de claraboya con valor 0,2 T/m
- Carga superficial de nieve con valor 0,02 T/m²

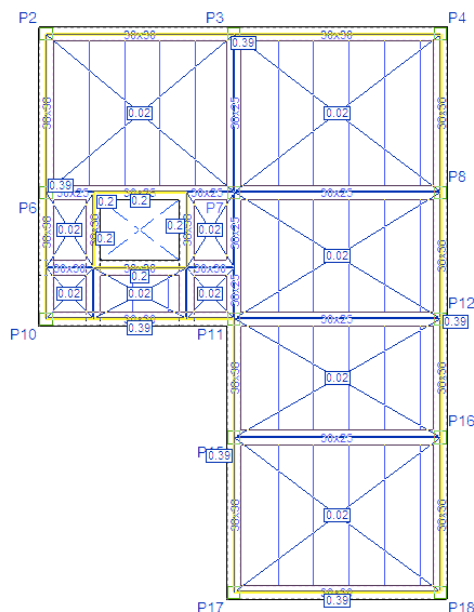


Figura 38. Cargas en cubierta. [38]

Finalmente introducidos todos los elementos estructurales del presente proyecto, así como todos los datos y cargas necesarias para su dimensionamiento, se procederá al cálculo de la obra y solventación de errores.

Comprobación de errores.

Una vez calculada la obra, el programa devuelve la siguiente información de errores:

Grupo 2:
Las viguetas (8.81, 0.28) - (8.81, 1.33), (9.53, 0.28) - (9.53, 1.33), (10.25, 0.28) - (10.25, 1.33), (10.97, 0.28) - (10.97, 1.33) y (11.69, 0.28) - (11.69, 1.33) tienen momento positivo en apoyo. Articule el borde y recalculé o estudie la continuidad de la armadura inferior.

Grupo 3:
Las vigas 4 (pórtico 6) tienen el siguiente error: Hay comprobaciones que no se cumplen.

Figura 39. Errores de cálculo. [39]

El primer error marcado por el programa indica que las viguetas del forjado de planta baja poseen momento positivo en el apoyo. Este tipo de error sucede cuando dos paños de forjado separados por la jácena apoyo de ambos, experimentan continuidad, mostrándose en la jácena apoyo como momento positivo, cuando este debería ser negativo. En ocasiones, la jácena no es lo suficientemente rígida para soportar ambos forjados y comienza a flectar de similar manera a los forjados que sostiene, de ahí que se considere que el conjunto estructura (forjado-jácena-forjado) experimenta continuidad. Como si de un error de flexión se tratase, se puede, bien

aumentar el número y/o sección de los negativos de las viguetas de cada forjado, bien aumentar el ancho de la jácena, consiguiendo reducir la longitud de flexión de las viguetas. Estas opciones, no son opciones que contempla el programa, es decir, son opciones básicas y poco “correctas” a la hora de solucionar el problema. Sin embargo, el programa si nos aporta una solución que engloba al resto y que permite solucionar el problema siempre que el técnico correspondiente entienda el proceso al que se somete la estructura. En este caso, se soluciona con articular la unión entre viguetas y jácena. Para ello, tal y como se muestra en la figura adjunta, se disminuirá el coeficiente de empotramiento del paño.

La ruta a seguir será la siguiente:

Entrada de vigas > Paños > Gestión de paños...

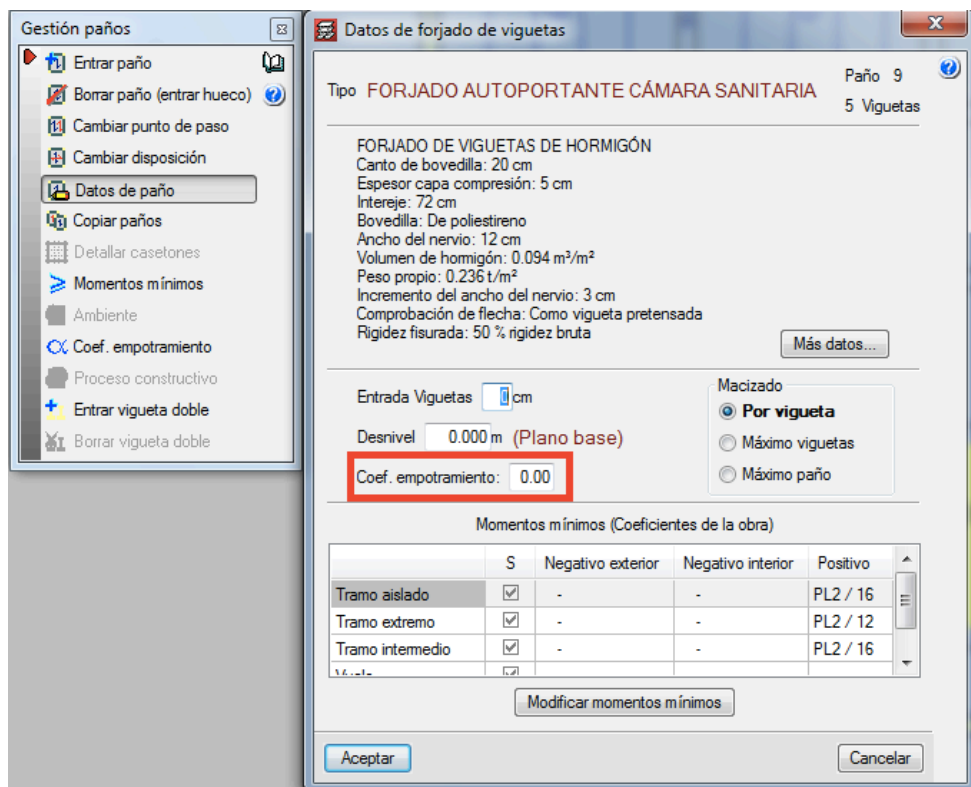


Figura 40. Modificación del coeficiente de empotramiento. [40]

El segundo error marcado por el programa indica errores a la hora de dimensionado de una de las jácenas, en este caso, la jácena de extremo número 4 del pórtico 6 situado en planta piso. En la imagen que se muestra a continuación, se puede observar el error gráficamente.

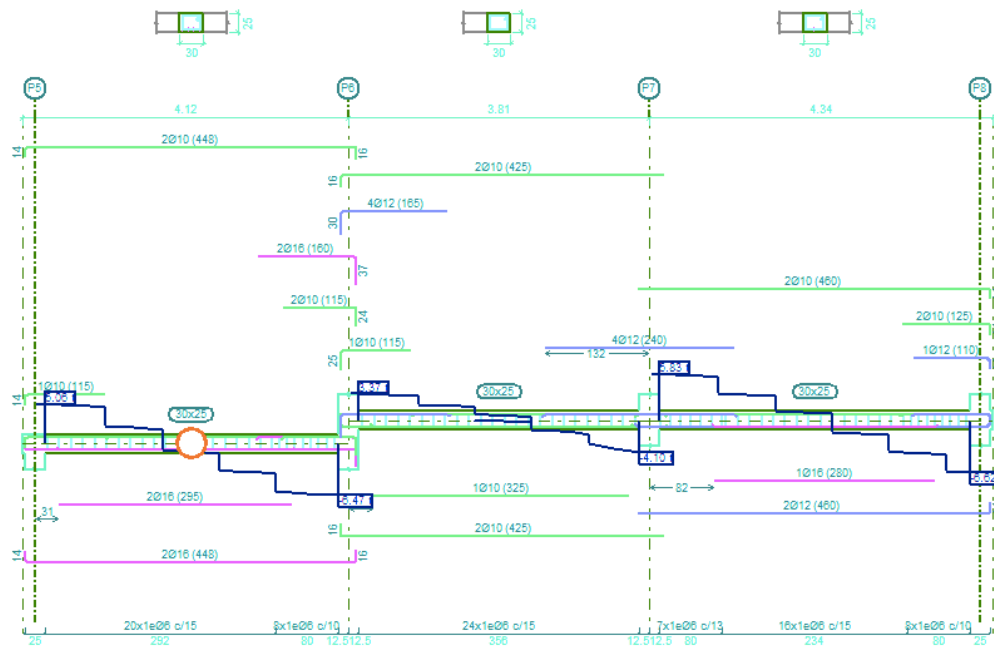


Figura 41. Error en jácena. [41]

La jácena experimenta un exceso de flecha activa en el instante “3 meses” para la combinación de acciones característica tal y como se demuestran en el informe extraído de CYPECAD.

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "1.67 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso+0.6Viento -X exc.++0.5N1+Ea

$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$	9.47 mm ≤ 9.30 mm ❌
$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa	$f_{A,lim}$: <u>9.30</u> mm
$f_{A,lim} = L/400$	
L: longitud de referencia	L : <u>3.72</u> m
$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses"	$f_{A,max}$: <u>9.47</u> mm
Flecha producida a partir del instante "3 meses", calculada como la diferencia entre la flecha total máxima y la flecha producida hasta dicho instante ($f(t_{ed})$)	
$f_{A,max} = f_{T,max}(t_{ed}, \infty) - f(t_{ed})$	
$f_{T,max}(t_{ed}, \infty)$: flecha total máxima producida a partir del instante "3 meses"	$f_{T,max}(t_{ed}, \infty)$: <u>10.55</u> mm

Figura 42. Error en jácena. Flecha activa. [42]

De acuerdo al apartado 4.3. Aptitud al servicio presente en el documento básico sobre seguridad estructural del CTE:

“Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando sólo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que 1/400 de la luz de la viga en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas. (CTE, 2010)”

La jácena señalada supera el límite establecido por normativa y por lo tanto es necesario corregir esta flecha. La flecha que puede poseer una jácena se considera el desplazamiento que sufre el centro del vano una vez se ha puesto en carga la estructura, por lo tanto, para llevar a cabo su corrección será necesario aumentar el armado de la misma, exactamente el armado dispuesto a positivos en la cara traccionada de centro de vano.

Según despiece de la jácena, se puede observar que el dimensionado que CYPECAD ha realizado para la jácena no cumple frente a ELS. Por lo tanto, debido a que la flecha que posee no es excesiva en comparación con el límite máximo a cumplir, con un aumento mínimo de los armados será suficiente. El armado de la jácena se modificará de la siguiente manera:

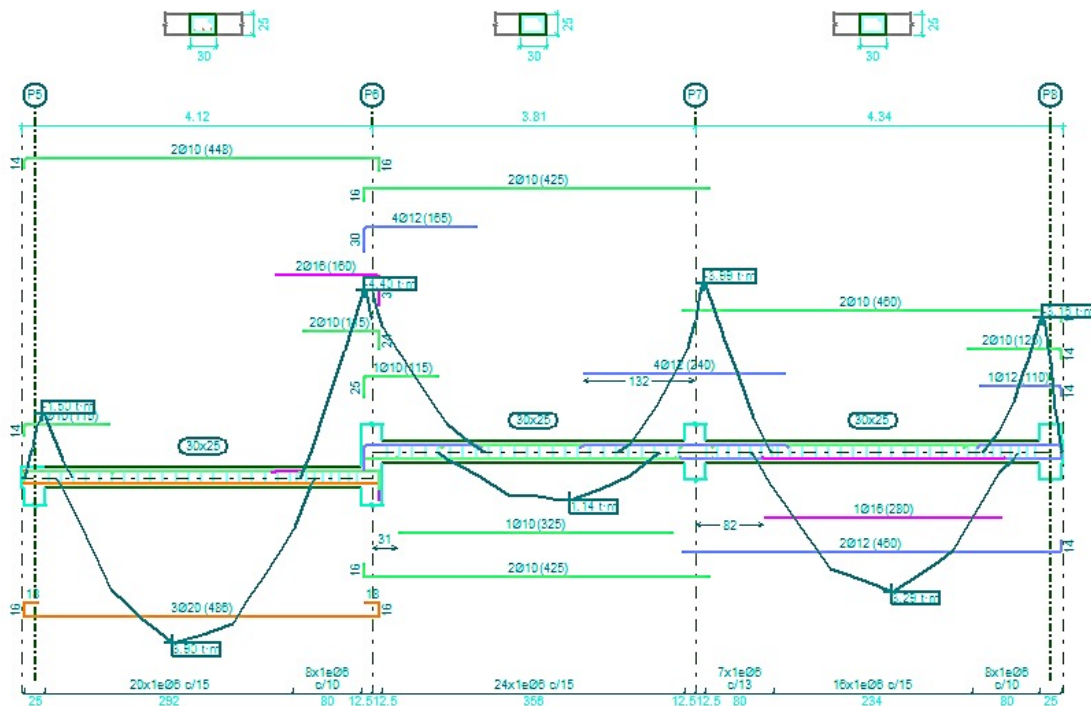


Figura 43. Corrección armado en jácena frente a flecha activa. [43]

Finalmente, resueltos los errores aportados por el programa se concluye con el cálculo estructural a través de CYPECAD del presente proyecto. A continuación se exponen imágenes de la estructura generalizada.

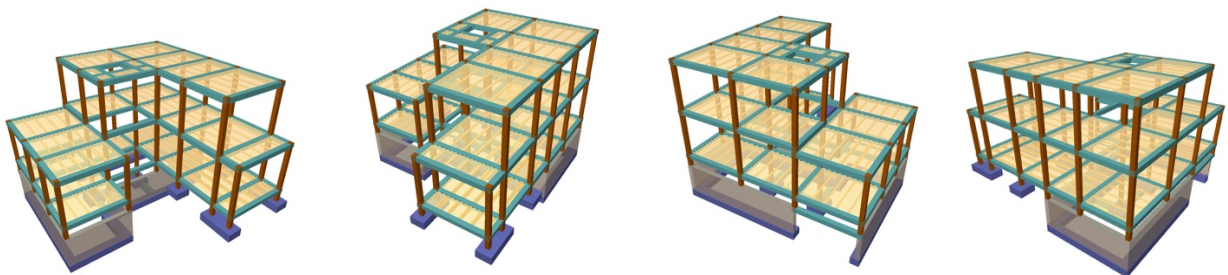


Figura 44. Modelado de la estructura. [44]

3.2.4 Cálculo estructural mediante WinEva.

A la hora de realizar el cálculo y comprobación manual de la estructura obtenida por el programa de cálculo CYPECAD, se recomienda el uso de otros programas como, por ejemplo, WinEva, el programa de cálculo bidimensional del cual se pueden obtener fácilmente los valores de tensiones y esfuerzos a los que se somete la estructura de acuerdo a las cargas y las combinaciones de hipótesis insertadas.

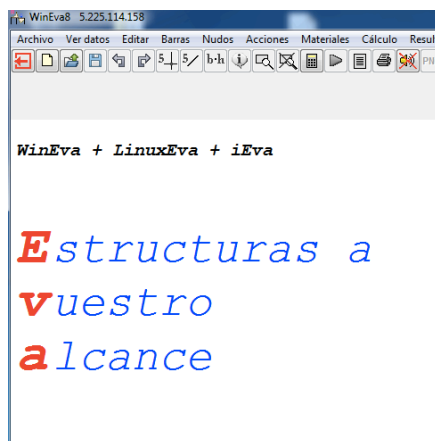


Figura 45. Inicio WinEva. [45]

Los datos serán introducidos mediante estructuras de pórticos, compuestos por barras y nudos. Este programa requiere que la estructura este compuesta por barras rectas y de sección constante entre dos nudos y sobre todo que el conjunto de barras a analizar se encuentren en el mismo plano, por lo tanto, las acciones resultantes sobre la estructura se encontrarán, de igual manera en un solo plano x-y.

En el caso al que se refiere el presente proyecto, el archivo Wineva adjunto contendrá el desarrollo de los 7 pórticos estructurales de dicha vivienda unifamiliar. Los pórticos se compondrán de los siguientes elementos:

- Barras en representación de jácenas y vigas, así como pilares, cuyo material será hormigón HA-25/B/20/IIa y cuyas secciones se corresponderán con el dimensionado obtenido de la estructura en CYPECAD.
- Nudos, en representación del encuentro entre vigas, jácenas y pilares, incluido el apoyo de pilares en coronación de muros de sótano, zapatas y losas.

En los siguientes apartados se describirá el proceso de introducción de datos, cálculo e informe de los resultados obtenidos.

Introducción de datos.

La introducción de datos se realizará a partir de un archivo .dxf previamente creado en CAD. Este diseño de líneas deberá realizarse pensando en todo momento en la forma de ejecutarse que posee WinEva. Se dibujarán los pórticos de tal manera que cada línea (en representación de cada viga, jácena o pilar) confluya en la intersección de otra línea, es decir, con total semejanza al

modelo constructivo de una vivienda. Se deberá tener en cuenta que cada línea representará el eje de la viga, jácena o pilar y que, para una mayor comodidad a la hora de referenciar los pórticos, este se situarán a partir del origen de coordenadas (0,0,0).

La ruta a seguir para la introducción del archivo dxf será la siguiente:

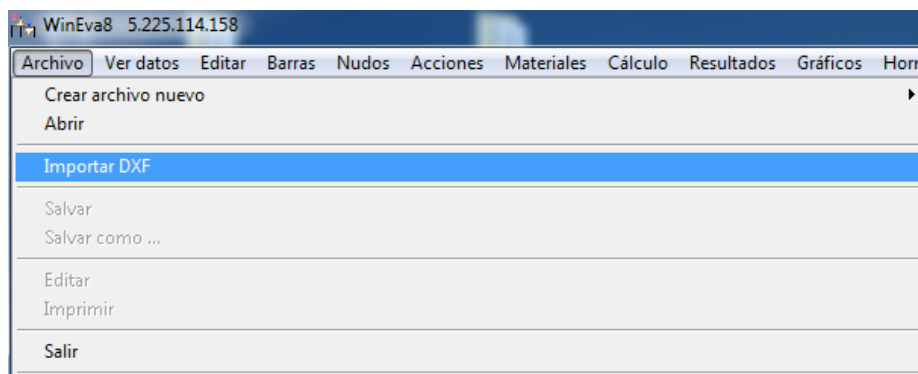


Figura 46. Importación dxf. [46]

Modificación de barras y nudos.

Una vez importado el archivo .dxf procedente de CAD, el programa solicitará el tipo de material genérico para la estructura, así como las propiedades físicas del mismo, predeterminadas por el programa al seleccionar el mismo. En este caso, se seleccionará hormigón armado con resistencia a compresión 25 MPa. tal y como se muestra en la figura 47.

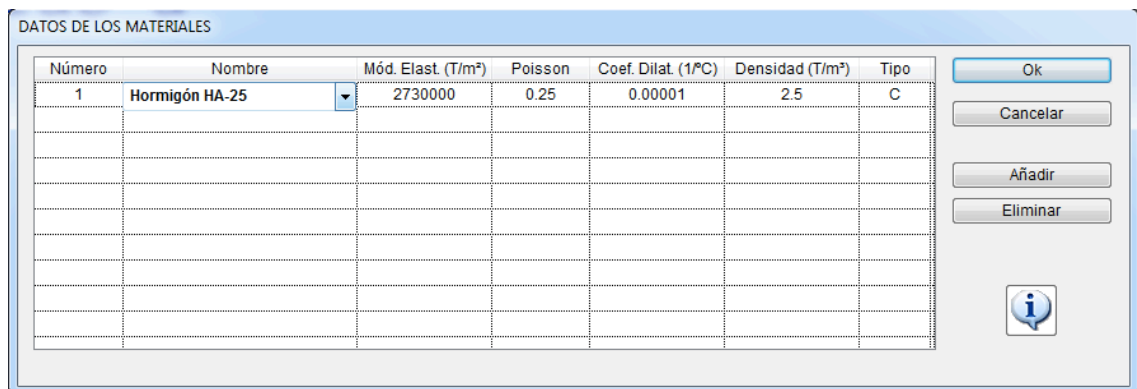


Figura 47. Cuadro de materiales. [47]

Posteriormente a la introducción de los pórticos, se procederá a dar sección a cada una de las barras.

La ruta a seguir será la siguiente:

Barras > Editar...

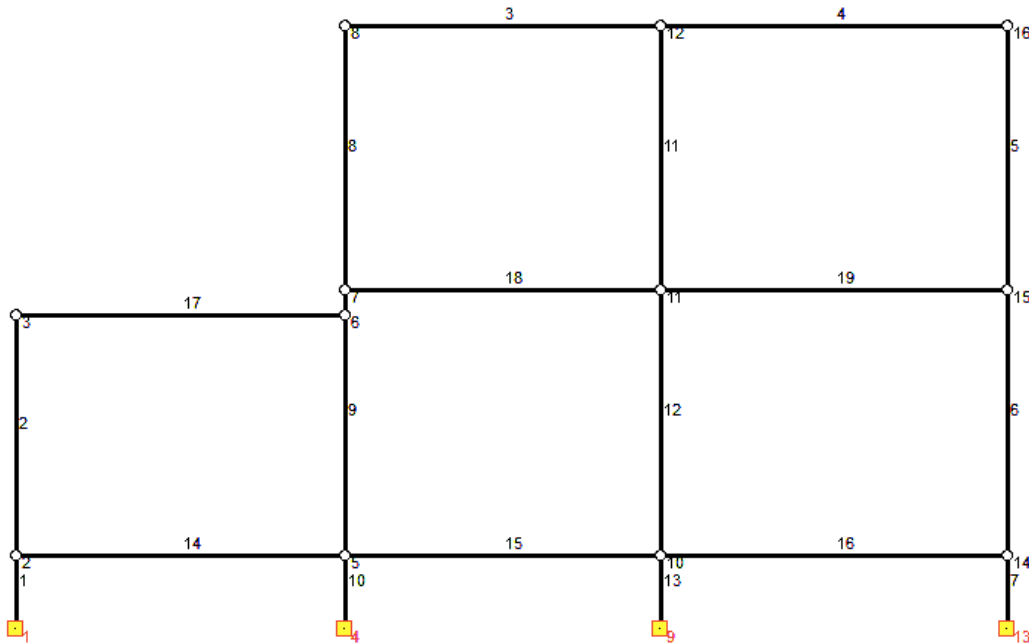


Figura 48. Ejemplo pórtico 1. [48]

Tras seleccionar las barras a modificar, surgirá el siguiente cuadro de diálogo donde se podrán modificar los siguientes datos:

- Barras seleccionadas (1)
- Modificación de nudos (2)
- Longitud de pandeo (3)
- Tipo de conexión en los nudos (4)
- Material de la sección (5)
- Dimensionamiento de la sección (6)

Para modificar las dimensiones de la sección, el programa ofrece diferentes opciones visibles en las pestañas indicadas:

- Introducción de los valores de altura y anchura (recomendable en secciones genéricas)
- Introducción de los valores de área e inercia de la sección (recomendable en secciones de forma compleja)
- Introducción de un perfil determinado (recomendable en secciones de perfiles metálicos)
- Introducción de sección circular
- Introducción de sección tubular
- Introducción de sección tubular rectangular.

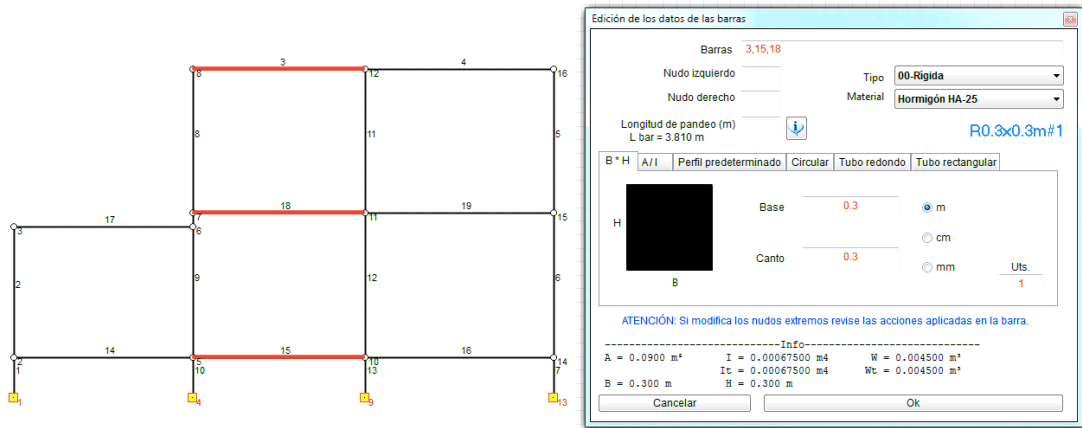


Figura 49. Ejemplo modificación jácenas centrales. [49]

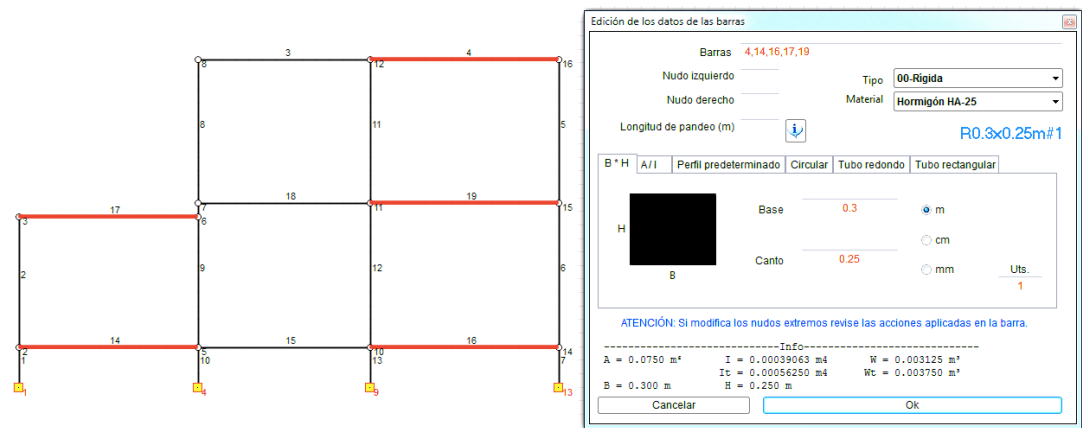


Figura 50. Ejemplo modificación jácenas extremo. [50]

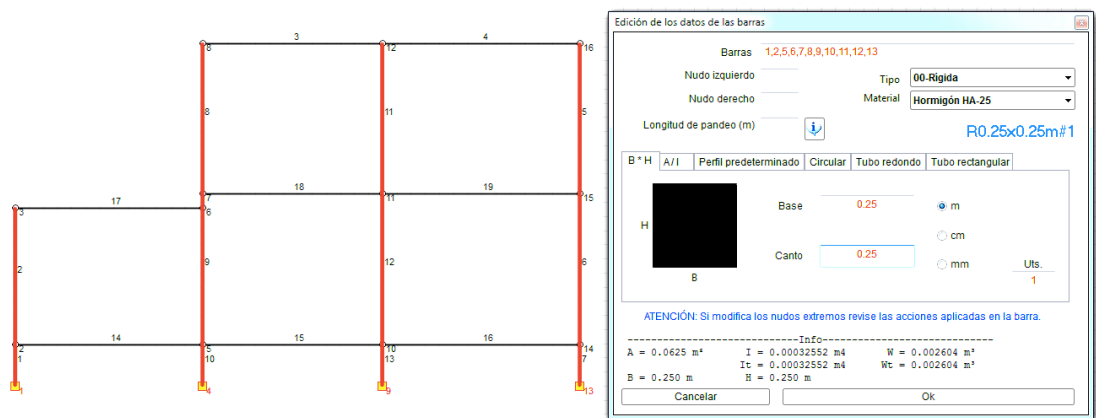


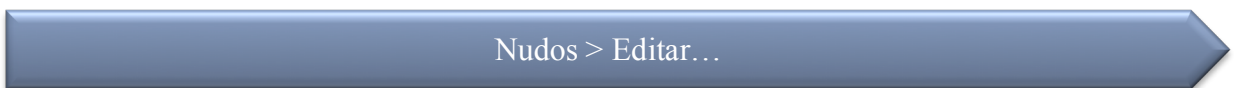
Figura 51. Ejemplo de modificación de pilares. [51]

Una herramienta práctica de este cuadro de diálogo será la información que aporta el programa sobre la sección en el primer momento de introducir cualquier valor de sección, ya que en un primer vistazo podemos consultar valores tales como son área, dimensiones, inercias y módulos resistentes.

Las secciones del proyecto llevado a cabo, serán secciones rectangulares y cuadradas, por lo que, con la primera de las opciones se podrá definir correctamente la sección. En este caso, y de acuerdo a los valores introducidos en el programa CYPECAD, las vigas exteriores perimetrales en cualquiera de las plantas de la vivienda tendrán una sección de 30x30 cm incluyendo entre ellas, vigas de cierre del hueco de escalera y jácenas de apoyo de fachada o cerramientos de vidrio. El resto de jácenas debido a la disposición del forjado, serán jácenas planas de 30x25 cm.

De similar manera a las barras, se determinarán las características de los nudos.

La ruta a seguir será la siguiente:



Tras seleccionar los nudos a modificar, surgirá el siguiente cuadro de diálogo donde se podrán modificar los siguientes datos:

- Nudos seleccionados
- Coordenadas de los nudos
- Tipología de conexión de nudo

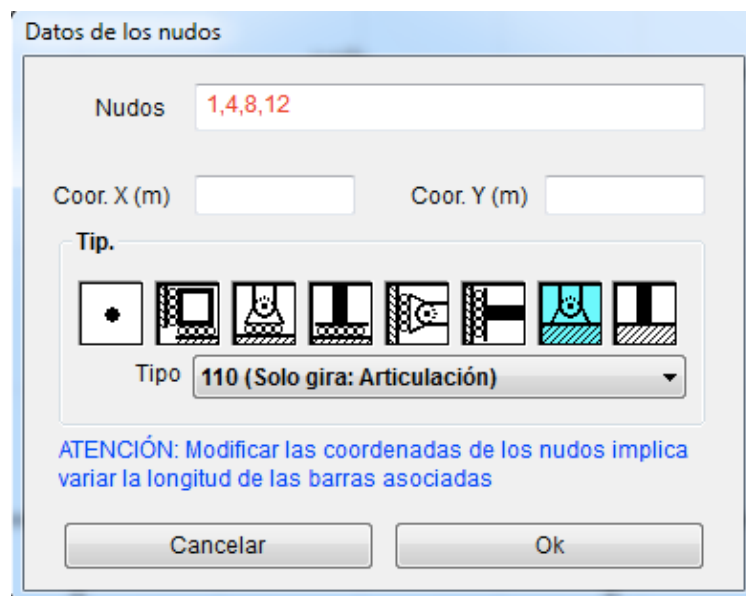


Figura 52. Tipología de nudos. [52]

Para este proyecto se editarán los nudos relacionados con el apoyo de pilares. Los nudos inferiores que representan el apoyo de pilares, en algunos casos, pilares sin vinculación exterior apoyados sobre la coronación del muro, y en otros casos, pilares con vinculación exterior apoyados sobre zapatas aisladas o combinadas, se describirán como articulaciones y como empotramientos respectivamente.

Generación de hipótesis.

La generación de hipótesis en el programa facilita la división de las diferentes cargas, así como la comprobación de la estructura con/sin alternancia de cargas, siendo una comprobación más exhaustiva frente a tensiones y esfuerzos pésimos.

Para generar una hipótesis, la ruta a seguir será la siguiente:

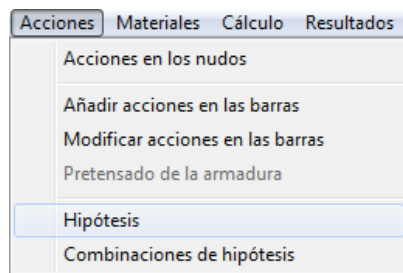


Figura 53. Cuadro de diálogo de hipótesis. [53]

A partir del cuadro de diálogo resultante, se podrán incluir todas las hipótesis que así mismo fuesen necesarias, es decir, la referencia a las cargas que posteriormente se incluirán en el modelo bidimensional.



Figura 54. Generación de hipótesis. [54]

De acuerdo al proyecto llevado a cabo, las hipótesis generadas serán 14:

- Peso propio del forjado
- Cubierta no transitable
- Cubierta ajardinada
- Tabiquería
- Pavimento
- Falsos techos
- Sobrecarga de uso en vivienda
- Sobrecarga de mantenimiento de cubierta ajardinada
- Sobrecarga de mantenimiento de cubierta no transitable
- Cerramiento en parte proporcional de semisótano
- Fachada
- Petos
- Viento Izquierda
- Viento derecha
- Nieve
- Vidrio
- Claraboya
- Escalera

Debido a que no se incluirá una hipótesis basada en el peso propio de la estructura de vigas, jácenas y pilares, en la hipótesis “peso propio de forjado” se seleccionará la casilla de peso propio.

Generación de combinaciones de hipótesis.

Como ya se había mencionado anteriormente, la creación de diferentes hipótesis facilita la elaboración del siguiente paso, la creación de combinación de hipótesis.

La ruta a seguir para la creación de combinaciones de hipótesis será la siguiente:

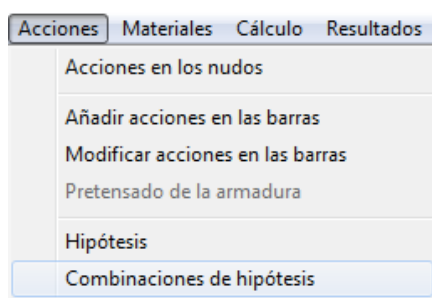


Figura 55. Cuadro de diálogo de combinación de hipótesis. [55]

Num	Nombre	PES.	CUB.	CUB.	TABL.	PAV.	FAL.	S.USO	S.AJ.	S.N.	CER.	FAC.	VIZ.	V.DE.	NIEVE	PET.	VIDR.	CLA.	ESCA.
1	PERMANENTE+VIENTO IZQUIERDA	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,5	1,05	0	1,35	1,35	0,9	0	0,75	1,35	1,35	1,35	0
2	PERMANENTE+VIENTO DERECHA	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,5	1,05	0	1,35	1,35	0	0,9	0,75	1,35	1,35	1,35	0
3	CARACTERÍSTICA+VIENTO IZQUIERDA	1	1	1	1	1	1	1	0,7	0	1	1	0,6	0	0,5	1	1	1	0
4	CARACTERÍSTICA+VIENTO DERECHA	1	1	1	1	1	1	1	0,7	0	1	1	0	0,6	0,5	1	1	1	0
5	CASI PERMANENTE	1	1	1	1	1	1	0,3	0,3	0	1	1	0	0	0	1	1	1	0
6	APARIENCIA	2,3	1,9	1,9	2	1,9	1,9	0,3	0,3	0	2	2	0	0	0	2	2	1,9	2,3
7	CONFORT+VIENTO IZQUIERDA	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0,6	0	0,5	0	0	0	0
8	CONFORT+VIENTO DERECHA	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0,6	0,5	0	0	0	0
9	INTEGRIDAD+VIENTO IZQUIERDA	0	1,9	1,9	2	1,9	1,9	1	1	1	2	2	0,6	0	0,5	2	2	1,9	0
10	INTEGRIDAD+VIENTO DERECHA	0	1,9	1,9	2	1,9	1,9	1	1	1	2	2	0	0,6	0,5	2	2	1,9	0

Figura 56. Combinaciones de hipótesis. [56]

La función principal de la creación de estas combinaciones de hipótesis, a parte de la comprobación con/sin alternancia de cargas, será la de poder mayorar las cargas actuantes sobre la estructura por medio de coeficientes parciales de seguridad y simultaneidad de acciones. Así, de acuerdo al “Documento básico sobre seguridad estructural” contenido en el Código técnico de la edificación, se incluirán como mínimo 3 hipótesis obligatorias requeridas para diferentes tipos de cálculo:

- Combinación permanente, a emplear en la comprobación de la capacidad portante de elementos estructurales bajo acción de una situación persistente o transitoria.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3)$$

- Todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G \cdot G_k$), incluido el pretensado ($\gamma_P \cdot P$),
- Una acción variable cualquiera, en valor de cálculo ($\gamma_Q \cdot Q_k$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis.
- El resto de acciones variables en valor de cálculo ($\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k$)

*Los valores de los coeficientes de seguridad mencionados se establecen en la siguiente tabla presente en el Código técnico en su documento básico sobre seguridad estructural “tabla 4.1. Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones.

$$\begin{aligned} \gamma_G & 1,35 \\ \gamma_Q & 1,50 \end{aligned}$$

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

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

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

Figura 57. Coeficientes parciales de seguridad. [57]

- Combinación característica, a emplear en la comprobación de aptitud al servicio de elementos estructurales bajo acción de una situación de corta duración que puede provocar efectos irreversibles

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4)$$

- Combinación casi permanente, a emplear en la comprobación de aptitud al servicio de elementos estructurales bajo acción de una situación de larga duración.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5)$$

Debido a la presencia de viento en dos sentidos, las acciones se realizarán para ambos sentidos, excepto para la combinación casi permanente en la que el viento tiene un coeficiente de simultaneidad para combinaciones de este tipo igual a cero. Por lo tanto, las combinaciones resultantes como mínimo serán cinco:

- Combinación permanente con viento derecha-izquierda
- Combinación permanente con viento izquierda-derecha
- Combinación característica con viento derecha-izquierda
- Combinación característica con viento izquierda-derecha
- Combinación casi permanente

En el mismo cuadro de diálogo sobre el que se crearán las hipótesis se pueden apreciar diferentes columnas con las hipótesis anteriormente insertadas en el programa. Será sobre estas columnas donde se insertarán los coeficientes parciales de seguridad y de simultaneidad de acciones presentes en el “*Documento básico sobre seguridad estructural. Acciones en la edificación. Tablas 4.1 y 4.2. (CTE, 2010)*”. A partir de ellas se señalan los coeficientes necesarios para el cálculo:

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

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

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

Figura 58. Coeficientes de simultaneidad. [58]

Se destacará como acción variable predominante la sobrecarga de uso, la cual no se verá afectada por coeficientes de simultaneidad.

Con el fin de tener una referencia a la hora de comprobar los cálculos manuales, se han añadido las siguientes combinaciones:

- Apariencia
- Confort con viento izquierda-derecha
- Confort con viento derecha
- Integridad con viento izquierda
- Integridad con viento derecha

Los coeficientes a insertar en las combinaciones de acciones mencionadas anteriormente tendrán como finalidad poder comparar la flecha máxima que experimenta la estructura con los valores de cálculos manuales. Para ello se deberá tener en cuenta que:

- Verificación de servicio frente a comprobación de apariencia de la estructura: se entenderá como flecha máxima frente a comprobación de apariencia como aquella deformación que sufre la estructura desde el primer momento en que se construye la misma, es decir, el momento en el que empieza a actuar el peso propio de la misma.
- Verificación de servicio frente a integridad de la estructura: Se entenderá como flecha máxima frente a comprobación de integridad como aquella deformación que sufre la estructura una vez que se disponen las cargas muertas resultantes del proyecto, tales como pavimento y tabiques. Estos últimos determinarán el límite de este tipo de verificación, de acuerdo al “*apartado 4.3. Aptitud al servicio, subapartado 4.3.3.1. Flechas. (CTE, 2010)*”
- Verificación de servicio frente a confort de los usuarios: Se entenderá como flecha máxima frente a comprobación de confort de los usuarios como aquella deformación que sufre la estructura una vez actúan las cargas de corta duración resultantes de proyecto.

Concluida la inserción de combinaciones de hipótesis, podrán visualizarse en la pantalla inicial, en el menú desplegable central.

Inserción de acciones sobre las barras.

En el proceso de inserción de cargas será necesario conocer datos como distancia entre pórticos con el fin de poder calcular el área tributaria que afecta a cada pórtico. En este caso, la distancia mencionada no es constante en todos los pórticos tal y como se muestra en el siguiente esquema:

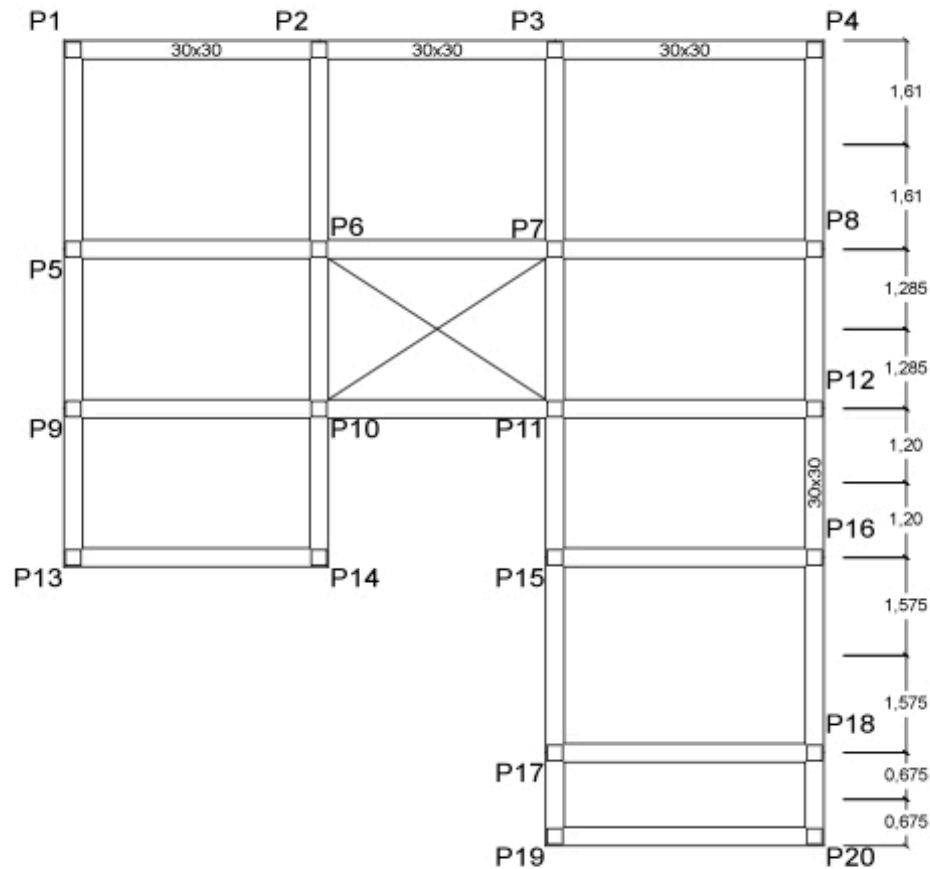


Figura 59. Distancias entre pórticos. [59]

PORTICO		ÁREA TRIBUTARIA
Pórtico 1		1,61 m
Pórtico 2		2,895 m
Pórtico 3		2,485 m
Pórtico 4a		1,20 m
Pórtico 4b		2,775 m
Pórtico 5	Cubierta	1,575 m
	PP,PB	2,25 m
Pórtico 6		0,675 m

Tabla 7. Relación de áreas tributarias de cada pórtico.

Una vez acotadas las dimensiones de los diferentes pórticos, será posible realizar el cálculo de las cargas por metro lineal del elemento estructural sobre el que actúan a partir de las cargas calculadas en el desarrollo de este proyecto, en el apartado 3.2.1. Las cargas calculadas anteriormente y de igual manera introducidas en el programa CYPECAD, son cargas superficiales expresadas en kN por cada metro cuadrado de superficie, por lo tanto, teniendo en cuenta el área tributaria que afecta a cada pórtico, pueden transformarse en cargas lineales.

Pórtico a pórtico, el proceso es el siguiente:

Pórtico 1:

Peso Propio Forjado	$PPF \Rightarrow 3,25 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,61 m = 5,23 kN/m$
Cubierta no transitable	$CNT \Rightarrow 2,47 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,61 m = 3,98 kN/m$
Cubierta ajardinada	$CA \Rightarrow 5,045 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,61 m = 8,12 kN/m$
Tabiquería	$T \Rightarrow 1 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,61 m = 1,61 kN/m$
Pavimento	$PAV \Rightarrow 1,89 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,61 m = 3,04 kN/m$
Falsos techos	$FT \Rightarrow 0,12 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,61 m = 0,19 kN/m$
Sobrecarga de uso	$SU \Rightarrow 2 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,61 m = 3,22 kN/m$
S. Mantenimiento de Cubierta Ajardinada	$SMCA \Rightarrow 1 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,61 m = 1,61 kN/m$
S. Mantenimiento de Cubierta No transitable	$SMCNT \Rightarrow 1 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,61 m = 1,61 kN/m$
Cerramiento en semisótano	Coronación de muro y viga de garaje $CS \Rightarrow 3,397 kN/m$
Fachada	$FAC \Rightarrow 11,16 kN/m$
Petos	$PET \Rightarrow 3,91 kN/m$
Nieve	$N \Rightarrow 0,2 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,61 m = 0,32 kN/m$

Tabla 8. Cargas pórtico 1.

Pórtico 2:

Peso Propio Forjado	$PPF \Rightarrow 3,25 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,895 m = 9,41 kN/m$
Cubierta no transitable	$CNT \Rightarrow 2,47 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,895 m = 7,15 kN/m$
Cubierta ajardinada	$CA \Rightarrow 5,045 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,895 m = 14,60 kN/m$
Tabiquería	$T \Rightarrow 1 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,895 m = 2,895 kN/m$
Pavimento	$PAV \Rightarrow 1,89 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,895 m = 5,47 kN/m$
Falsos techos	$FT \Rightarrow 0,12 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,895 m = 0,35 kN/m$
Sobrecarga de uso	$SU \Rightarrow 2 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,895 m = 5,79 kN/m$
S. Mantenimiento de Cubierta Ajardinada	$SMCA \Rightarrow 1 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,895 m = 2,895 kN/m$
S. Mant. de Cubierta No transitable	$SMCNT \Rightarrow 1 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,895 m = 2,895 kN/m$
Escalera	$CS \Rightarrow 1 kN/m$
Claraboya	$FAC \Rightarrow 2 kN/m$
Vidrio	$PET \Rightarrow 0,39 kN/m$
Nieve	$N \Rightarrow 0,2 \frac{KN}{m^2} \cdot 2,895 m = 0,579 kN/m$

Tabla 9. Cargas pórtico 2.

Pórtico 3:

Peso Propio Forjado	$PPF \Rightarrow 3,25 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,485 m = 8,076 kN/m$
Cubierta no transitable	$CNT \Rightarrow 2,47 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,485 m = 6,137 kN/m$
Cubierta ajardinada	$CA \Rightarrow 5,045 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,485 m = 12,536 kN/m$
Tabiquería	$T \Rightarrow 1 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,485 m = 2,485 kN/m$
Pavimento	$PAV \Rightarrow 1,89 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,485 m = 4,696 kN/m$
Falsos techos	$FT \Rightarrow 0,12 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,485 m = 0,298 kN/m$
Sobrecarga de uso	$SU \Rightarrow 2 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,485 m = 4,97 kN/m$
S. Mant. de Cubierta Ajardinada	$SMCA \Rightarrow 1 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,485 m = 2,485 kN/m$
S. Mant. de Cubierta No transitable	$SMCNT \Rightarrow 1 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,485 m = 2,485 kN/m$
Cerramiento en semisótano	Coronación de muro $CS \Rightarrow 3,397 kN/m$
Fachada	$FAC \Rightarrow 11,16 kN/m$
Petos	$PET \Rightarrow 3,91 kN/m$
Nieve	Vanos extremos $N \Rightarrow 0,2 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,485 m = 0,497 kN/m$
	Vano central $N \Rightarrow 0,2 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,285 m = 0,257 kN/m$

Tabla 10. Cargas pórtico 3.

Pórtico 4a:

Peso Propio Forjado	$PPF \Rightarrow 3,25 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,20 m = 3,90 kN/m$
Cubierta ajardinada	$CA \Rightarrow 5,045 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,20 m = 6,054 kN/m$
Tabiquería	$T \Rightarrow 1 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,20 m = 1,20 kN/m$
Pavimento	$PAV \Rightarrow 1,89 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,20 m = 2,268 kN/m$
Falsos techos	$FT \Rightarrow 0,12 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,20 m = 0,144 kN/m$
Sobrecarga de uso	$SU \Rightarrow 2 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,20 m = 2,40 kN/m$
S. Mant. de Cubierta Ajardinada	$SMCA \Rightarrow 1 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,20 m = 1,20 kN/m$
Cerramiento en semisótano	Coronación de muro $CS \Rightarrow 3,397 kN/m$
Fachada	$FAC \Rightarrow 11,16 kN/m$
Petos	$PET \Rightarrow 3,91 kN/m$
Nieve	$N \Rightarrow 0,2 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,20 m = 0,24 kN/m$

Tabla 11. Cargas pórtico 4a.

Pórtico 4b:

Peso Propio Forjado	$PPF \Rightarrow 3,25 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,775 m = 9,018 kN/m$
Cubierta no transitable	$CNT \Rightarrow 2,47 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,775 m = 6,854 kN/m$
Tabiquería	$T \Rightarrow 1 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,775 m = 2,775 kN/m$
Pavimento	$PAV \Rightarrow 1,89 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,775 m = 5,244 kN/m$
Falsos techos	$FT \Rightarrow 0,12 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,775 m = 0,333 kN/m$
Sobrecarga de uso	$SU \Rightarrow 2 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,775 m = 5,55 kN/m$
Nieve	$N \Rightarrow 0,2 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,275 m = 0,455 kN/m$
S. Mant. de Cubierta no transitable	$SMCA \Rightarrow 1 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,775 m = 2,775 kN/m$

Tabla 12. Cargas pórtico 4b.

Pórtico 5:

Peso Propio Forjado	Cubierta $PPF \Rightarrow 3,25 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,575 m = 5,118 kN/m$
	PP,PB $PPF \Rightarrow 3,25 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,25 m = 7,313 kN/m$
Cubierta no transitable	$CNT \Rightarrow 2,47 \frac{KN}{m^2} \cdot 1,575 m = 3,89 KN/m$
Tabiquería	PP $T \Rightarrow 1 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,575 m = 1,575 kN/m$
	PB $T \Rightarrow 1 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,25 m = 2,25 kN/m$
Pavimento	$PAV \Rightarrow 1,89 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,25 m = 4,253 kN/m$
Falsos techos	Cubierta $FT \Rightarrow 0,12 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,575 m = 0,189 kN/m$
	PP $FT \Rightarrow 0,12 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,25 m = 0,27 kN/m$
Sobrecarga de uso	$SU \Rightarrow 2 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,25 m = 4,50 kN/m$
S. Mant. de Cubierta No transitable	$SMCNT \Rightarrow 1 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,575 m = 1,575 kN/m$
Fachada/vidrio	$VIDRIO \Rightarrow 1,20 kN/m$
Nieve	Cubierta $N \Rightarrow 0,2 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,575 m = 0,315 kN/m$
	Terraza $N \Rightarrow 0,2 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,675 m = 0,135 kN/m$

Tabla 13. Cargas pórtico 5.

Pórtico 6:

Peso Propio Forjado	$PPF \Rightarrow 3,25 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,675 m = 2,193 kN/m$
Tabiquería	$T \Rightarrow 1 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,675 m = 0,675 kN/m$
Pavimento	$PAV \Rightarrow 1,89 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,675 m = 1,275 kN/m$
Falsos techos	$FT \Rightarrow 0,12 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,675 m = 0,081 kN/m$
Sobrecarga de uso	$SU \Rightarrow 2 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,675 m = 1,35 kN/m$
Cerramiento en semisótano	$CS \Rightarrow 3,397 kN/m$
Fachada/vidrio	$VID \Rightarrow 1,20 kN/m$
Barandilla	$BAN \Rightarrow 0,10 kN/m$
Nieve	$N \Rightarrow 0,2 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,675 m = 0,135 kN/m$

Tabla 14. Cargas pórtico 6.

Transformadas las cargas superficiales a cargas lineales, se podrán insertar las cargas sobre las barras. Para ello, se deberá tener en cuenta la hipótesis en la cual se añade cada carga, ya que a la hora del cálculo se verán afectadas por diferentes coeficientes.

Para insertarlas se seguirá la siguiente ruta:



Posteriormente se seleccionarán la/s barra/s que corresponda y en el cuadro de diálogo se deberá cumplimentar los datos necesarios para describir la carga, tal y como se muestra en la figura 60.

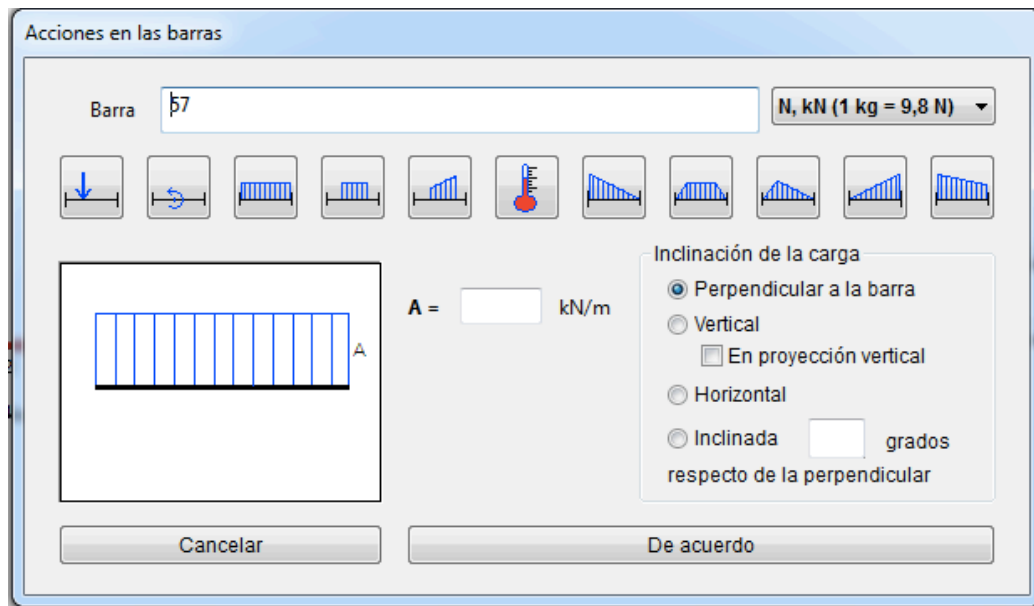


Figura 60. Acciones sobre las barras. [60]

- Valor de carga
- Tipología de carga
- Barras sobre las que actúa
- Dirección de la carga
- Unidades de carga

Todas las cargas introducidas pueden ser modificadas en cualquier momento desde la misma ruta anterior:

Acciones > Modificar acciones en las barras...

Inserción de acciones sobre los nudos.

Las principales acciones sobre los nudos de la estructura en edificación vienen dadas por la acción del viento en las direcciones en las que la estructura trabaja, siendo este caso, con la vivienda orientada según planos, viento de izquierda a derecha y viceversa.

La ruta a seguir para la inserción de acciones sobre los nudos es la siguiente:

Acciones > Acciones en los nudos...

Automáticamente surge el siguiente cuadro de diálogo:

Acciones en los nudos

NUDO

N, kN (1 kg = 9,8 N)

Fuerzas y momentos aplicados

Fx kN

Fy kN

Mz kNm

Desplazamientos forzados

Dx m

Dy m

Gz Rad

Ok (seguir) Ok (final)

Cancelar (seguir) Cancelar (final)

Figura 61. Acciones sobre los nudos. [61]

Se puede obtener toda la información referida a la acción del viento en edificación, en el “Documento básico sobre seguridad estructural, Acciones en la edificación presente en el Código técnico de la Edificación”.

De acuerdo al documento mencionado en el párrafo anterior, la acción del viento, es decir, el valor del mismo, así como su distribución sobre la vivienda, dependerá de factores como la forma y dimensiones de la vivienda, la zona geográfica de ubicación de la misma y la dirección del viento.

Para el cálculo detallado y previo a la introducción de esta fuerza en el archivo de WinEva, se ha utilizado un programa matricial que permite insertar cualquier tipo de fórmula matemática con una interfaz de papel para transformarlo en una aplicación informática que realice los cálculos para la que fue diseñada. En este caso, se ha diseñado la aplicación correspondiente al cálculo del viento de acuerdo al Anejo D. Acción del viento, del documento mencionado con anterioridad.

Para su diseño se emplearán datos tales como:

- Velocidad básica del viento de acuerdo a la zona geográfica en la que se sitúa la vivienda. De acuerdo a la figura D.1 de dicho anejo, Baleares se encuentra dentro de zona C, al igual que el Norte peninsular costero, zona de los pirineos, Islas Canarias y la zona del estrecho, con una velocidad básica del viento de 29 m/s.
- Densidad del aire, la cual por general se tomará con un valor de 1,25 kg/m³ pudiendo ser variable con la altitud y la cercanía al mar. A partir de los datos anteriores se puede obtener la presión dinámica del viento.
- Tipo de entorno en el que se ubique la vivienda, siendo este caso un entorno con aspereza de grado IV (Zona urbana en general, industria y forestal)
- Esbeltez de la vivienda, teniendo en cuenta la dirección del viento sobre la estructura. Se define la esbeltez como el cociente entre la base de un edificio y su altura, y por lo tanto, la vivienda con una altura máxima de 7,50 metros y una base de 12,22 metros en dirección paralela a la del viento, su esbeltez será:

$$\lambda = \frac{7,50 \text{ m}}{12,22 \text{ m}} = 0,61 \quad (6)$$

- Coeficiente eólico de presión y succión en edificios de pisos, según tabla 3.5 del DB-SE-AE del CTE. La tabla mencionada expone dichos coeficientes basándose en la esbeltez del edificio en el plano paralelo al viento y en sí la acción del viento genera presión o succión. Se matizará que la acción directa del viento sobre la fachada de la vivienda generará una presión sobre la misma (barlovento) que se transmitirá a través de toda la estructura convirtiéndose en una succión en el lado opuesto al de presión (sotavento). Por lo tanto, para una esbeltez de 0,61:
 - Coeficiente eólico de presión (C_p): 0,75
 - Coeficiente eólico de succión (C_s): -0,4
- Coeficiente de exposición, C_e , obteniéndose de la siguiente expresión:

$$C_e = F \cdot (F + 7k) \quad (7)$$

$$F = k \cdot \ln \left(\frac{\text{máx.}(z, Z)}{L} \right) \quad (8)$$

Siendo k , L , Z parámetros característicos del tipo de entorno, y por lo tanto, extraíbles de la tabla D.2 del Anejo D. Para un grado de aspereza IV:

$$K = 0,22$$

$$L(m) = 0,3$$

$$Z(m) = 5,0$$

Estos datos se calcularán para los tres puntos susceptibles de ser afectados por el viento, y donde por tanto, se aplicará la fuerza horizontal correspondiente en el programa Wineva:

$$h_3 = 7,50 \text{ m (Cubierta no transitable)}$$

$$h_2 = 4,09 \text{ m (planta piso)}$$

$$h_1 = 0,90 \text{ m (Planta baja)}$$

- Finalmente, con los datos obtenidos anteriormente se expresará la presión o succión estática del viento (Fichas de cálculo adjuntas)

$$\text{Presión estática del viento} \quad Q_e = Q_b \cdot C_e \cdot C_p \quad (9)$$

Succión estática del viento

$$Q_e = Q_b \cdot C_e \cdot C_s \quad (10)$$

La presión o succión estática del viento será una variable expresada en kN/m² por lo tanto, para transformarla en una fuerza horizontal con un único punto de aplicación, en este caso, los nudos de la estructura, se deberá tener en cuenta el área de fachada o área tributaria que cubre cada nudo de la estructura. A partir de la Tabla 7. Relación de áreas tributarias de cada pórtico. se obtendrá el área de efectividad de cada nudo:

$$PÓRTICO 1 \begin{cases} \text{Área 3 } (h_3) \Rightarrow 1,705 \text{ m} \cdot 1,61 \text{ m} = 2,745 \text{ m}^2 \\ \text{Área 2 } (h_2) \Rightarrow 3,3 \text{ m} \cdot 1,61 \text{ m} = 5,313 \text{ m}^2 \\ \text{Área 1 } (h_1) \Rightarrow 2,045 \text{ m} \cdot 1,61 \text{ m} = 3,292 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$PÓRTICO 2 \begin{cases} \text{Área 3 } (h_3) \Rightarrow 1,705 \text{ m} \cdot 2,895 \text{ m} = 4,936 \text{ m}^2 \\ \text{Área 2 } (h_2) \Rightarrow 3,3 \text{ m} \cdot 2,895 \text{ m} = 9,554 \text{ m}^2 \\ \text{Área 1 } (h_1) \Rightarrow 2,045 \text{ m} \cdot 2,895 \text{ m} = 5,92 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$PÓRTICO 3 \begin{cases} \text{Área 3 } (h_3) \Rightarrow 1,705 \text{ m} \cdot 2,485 \text{ m} = 4,237 \text{ m}^2 \\ \text{Área 2 } (h_2) \Rightarrow 3,3 \text{ m} \cdot 2,485 \text{ m} = 8,200 \text{ m}^2 \\ \text{Área 1 } (h_1) \Rightarrow 2,045 \text{ m} \cdot 2,485 \text{ m} = 5,082 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$PÓRTICO 4a \begin{cases} \text{Área 2 } (h_2) \Rightarrow 1,595 \text{ m} \cdot 1,20 \text{ m} = 1,914 \text{ m}^2 \\ \text{Área 1 } (h_1) \Rightarrow 2,045 \text{ m} \cdot 1,20 \text{ m} = 2,454 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$PÓRTICO 4b \begin{cases} \text{Área 3 } (h_3) \Rightarrow 1,705 \text{ m} \cdot 2,775 \text{ m} = 4,731 \text{ m}^2 \\ \text{Área 2 } (h_2) \Rightarrow 3,3 \text{ m} \cdot 2,775 \text{ m} = 9,158 \text{ m}^2 \\ \text{Área 1 } (h_1) \Rightarrow 2,045 \text{ m} \cdot 2,775 \text{ m} = 5,675 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$PÓRTICO 5 \begin{cases} \text{Área 3 } (h_3) \Rightarrow 1,705 \text{ m} \cdot 1,575 \text{ m} = 2,685 \text{ m}^2 \\ \text{Área 2 } (h_2) \Rightarrow (3,3 \text{ m} \cdot 2,25 \text{ m}) - (1,15 \text{ m}^2) = 6,27 \text{ m}^2 \\ \text{Área 1 } (h_1) \Rightarrow 2,045 \text{ m} \cdot 2,25 \text{ m} = 4,601 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$PÓRTICO 6 \begin{cases} \text{Área 2 } (h_2) \Rightarrow 1,595 \text{ m} \cdot 0,675 \text{ m} = 1,076 \text{ m}^2 \\ \text{Área 1 } (h_1) \Rightarrow 2,045 \text{ m} \cdot 0,675 \text{ m} = 1,38 \text{ m}^2 \end{cases}$$

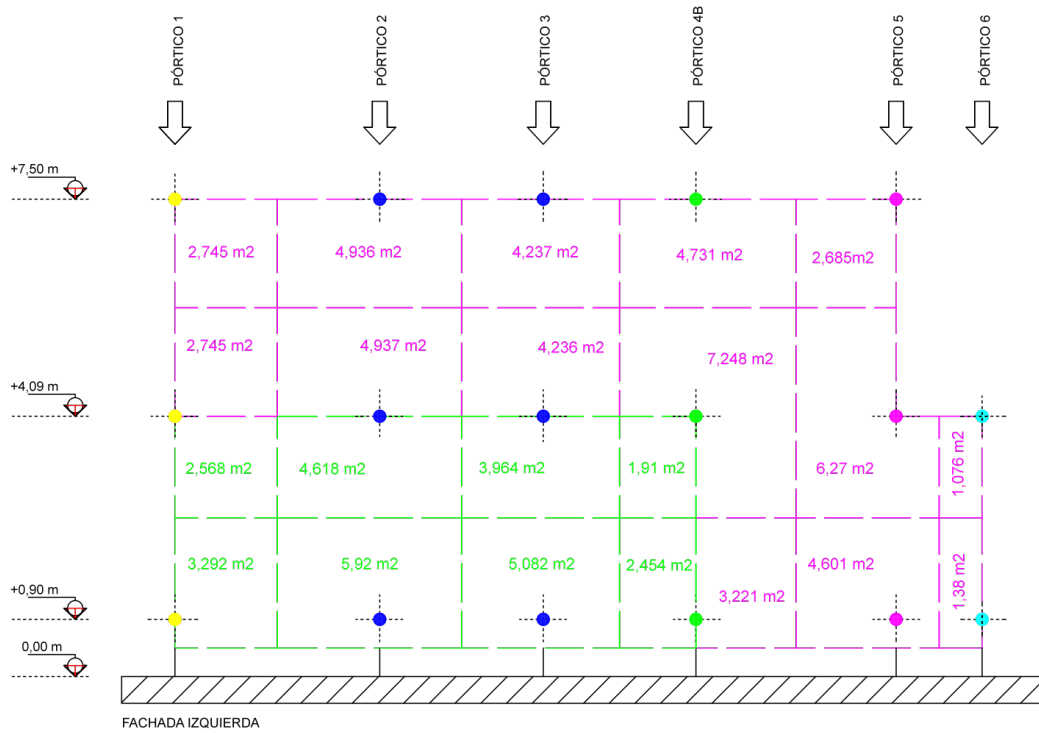


Figura 62. Área de influencia del viento. Fachada oeste. [62]

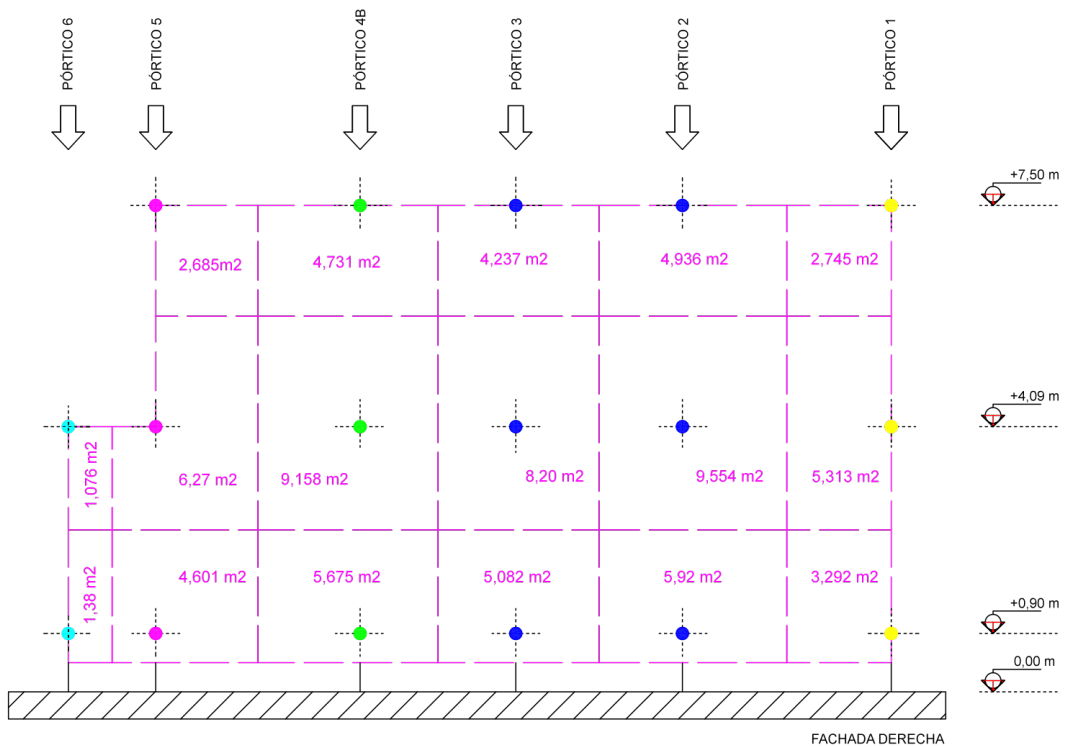


Figura 63. Área de influencia del viento. Fachada este. [63]

A partir de los coeficientes de presión y succión estática del viento (Fichas de cálculo adjuntas) y las áreas efectivas de cada nudo de la estructura, se puede obtener el valor de las fuerzas horizontales correspondientes a la acción del viento, aplicadas sobre los nudos:

$$\text{PÓRTICO 1 } (A_3 \text{ y } h_3) \left\{ \begin{array}{l} \text{Presión } (q_{\text{presión}}) = 0,6276 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Succión } (q_{\text{succión}}) = -0,3347 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$P.1(A_3 \text{ y } h_3) \left\{ \begin{array}{l} F1_{\text{presión}} = A_3 \cdot q_{\text{presión}} \Rightarrow 2,745 \text{ m}^2 \cdot 0,6276 \text{ KN/m}^2 = 1,723 \text{ KN} \\ F1_{\text{succión}} = A_3 \cdot q_{\text{succión}} \Rightarrow 2,745 \text{ m}^2 \cdot -0,3347 \text{ KN/m}^2 = -0,918 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{PÓRTICO 1 } (A_2 \text{ y } h_2) \left\{ \begin{array}{l} \text{Presión } (q_{\text{presión}}) = 0,5268 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Succión } (q_{\text{succión}}) = -0,281 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$P.1(A_2 \text{ y } h_2) \left\{ \begin{array}{l} F1'_{\text{presión}} = A_2 \cdot q_{\text{presión}} \Rightarrow 5,313 \text{ m}^2 \cdot 0,5268 \text{ KN/m}^2 = 2,799 \text{ KN} \\ F1'_{\text{succión}} = A_2 \cdot q_{\text{succión}} \Rightarrow 5,313 \text{ m}^2 \cdot -0,281 \text{ KN/m}^2 = -1,493 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{PÓRTICO 1 } (A_1 \text{ y } h_1) \left\{ \begin{array}{l} \text{Presión } (q_{\text{presión}}) = 0,5268 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Succión } (q_{\text{succión}}) = -0,281 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$P.1(A_1 \text{ y } h_1) \left\{ \begin{array}{l} F1''_{\text{presión}} = A_1 \cdot q_{\text{presión}} \Rightarrow 3,292 \text{ m}^2 \cdot 0,5268 \text{ KN/m}^2 = 1,734 \text{ KN} \\ F1''_{\text{succión}} = A_1 \cdot q_{\text{succión}} \Rightarrow 3,292 \text{ m}^2 \cdot -0,281 \text{ KN/m}^2 = -0,925 \text{ KN} \end{array} \right.$$

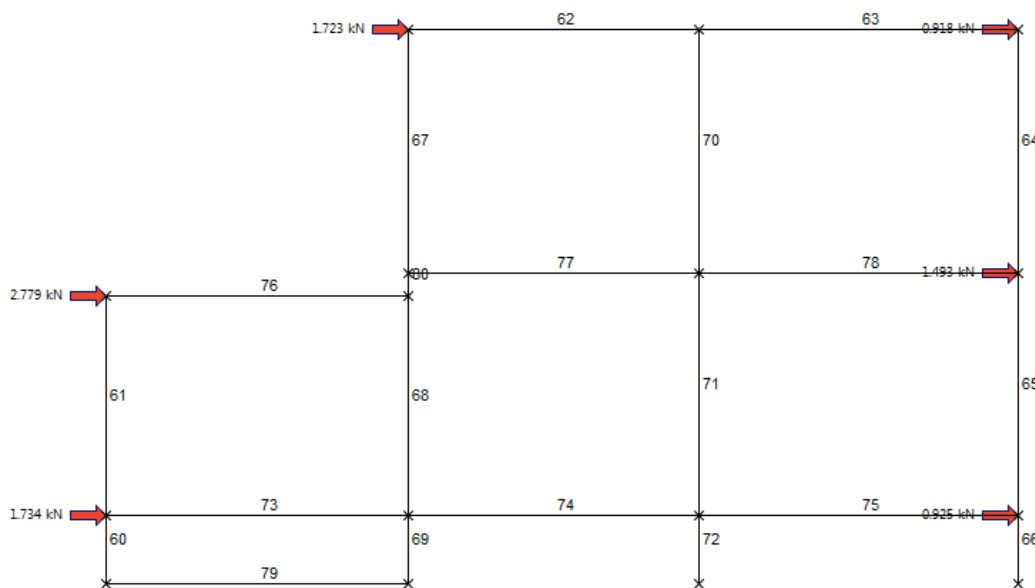


Figura 64. Viento Izquierda-Derecha. Pórtico 1. [64]

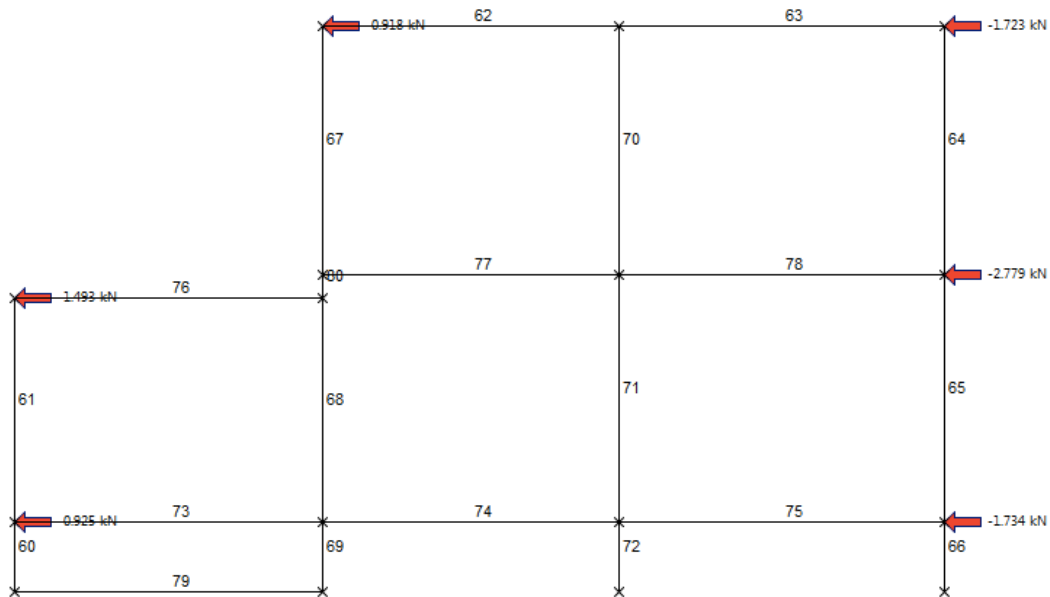


Figura 65. Viento Derecha-Izquierda. Pórtico 1. [65]

$$\text{PÓRTICO 2 } (A_3 \text{ y } h_3) \left\{ \begin{array}{l} \text{Presión } (q_{\text{epresión}}) = 0,6276 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Succión } (q_{\text{esucción}}) = -0,3347 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$P.2(A_3 \text{ y } h_3) \left\{ \begin{array}{l} F2_{\text{presión}} = A_3 \cdot q_{\text{epresión}} \Rightarrow 4,936 \text{ m}^2 \cdot 0,6276 \text{ KN/m}^2 = 3,098 \text{ KN} \\ F2_{\text{succión}} = A_3 \cdot q_{\text{esucción}} \Rightarrow 4,936 \text{ m}^2 \cdot -0,3347 \text{ KN/m}^2 = -1,652 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{PÓRTICO 2 } (A_2 \text{ y } h_2) \left\{ \begin{array}{l} \text{Presión } (q_{\text{epresión}}) = 0,5268 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Succión } (q_{\text{esucción}}) = -0,281 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$P.2(A_2 \text{ y } h_2) \left\{ \begin{array}{l} F2'_{\text{presión}} = A_2 \cdot q_{\text{epresión}} \Rightarrow 9,554 \text{ m}^2 \cdot 0,5268 \text{ KN/m}^2 = 5,033 \text{ KN} \\ F2'_{\text{succión}} = A_2 \cdot q_{\text{esucción}} \Rightarrow 9,554 \text{ m}^2 \cdot -0,281 \text{ KN/m}^2 = -2,685 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{PÓRTICO 2 } (A_1 \text{ y } h_1) \left\{ \begin{array}{l} \text{Presión } (q_{\text{epresión}}) = 0,5268 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Succión } (q_{\text{esucción}}) = -0,281 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$P.2(A_1 \text{ y } h_1) \left\{ \begin{array}{l} F2''_{\text{presión}} = A_1 \cdot q_{\text{epresión}} \Rightarrow 5,92 \text{ m}^2 \cdot 0,5268 \text{ KN/m}^2 = 3,112 \text{ KN} \\ F2''_{\text{succión}} = A_1 \cdot q_{\text{esucción}} \Rightarrow 5,92 \text{ m}^2 \cdot -0,281 \text{ KN/m}^2 = -1,664 \text{ KN} \end{array} \right.$$

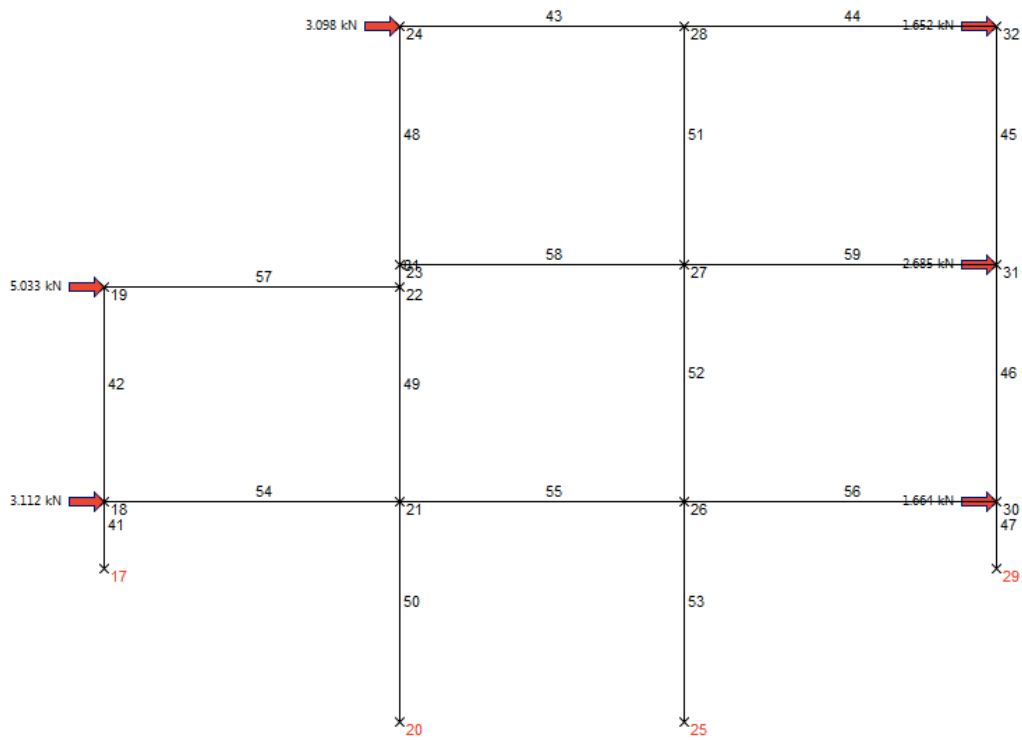


Figura 66. Viento Izquierda-Derecha. Pórtico 2. [66]

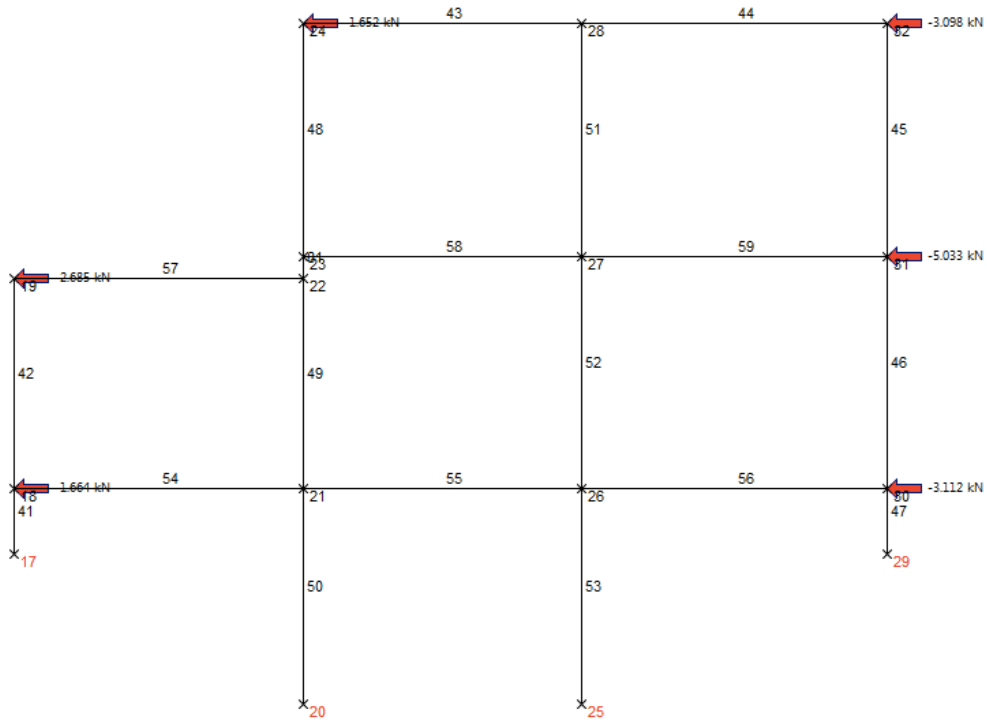


Figura 67. Viento Derecha-Izquierda. Pórtico 2. [67]

$$\text{PÓRTICO 3 } (A_3 \text{ y } h_3) \left\{ \begin{array}{l} \text{Presión } (q_{\text{presión}}) = 0,6276 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Succión } (q_{\text{esucción}}) = -0,3347 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$P.3(A_3 \text{ y } h_3) \left\{ \begin{array}{l} F_{3_{\text{presión}}} = A_3 \cdot q_{\text{presión}} \Rightarrow 4,237 \text{ m}^2 \cdot 0,6276 \text{ KN/m}^2 = 2,659 \text{ KN} \\ F_{3_{\text{succión}}} = A_3 \cdot q_{\text{esucción}} \Rightarrow 4,237 \text{ m}^2 \cdot -0,3347 \text{ KN/m}^2 = -1,418 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{PÓRTICO 3 } (A_2 \text{ y } h_2) \left\{ \begin{array}{l} \text{Presión } (q_{\text{presión}}) = 0,5268 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Succión } (q_{\text{esucción}}) = -0,281 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$P.3(A_2 \text{ y } h_2) \left\{ \begin{array}{l} F_{3'_{\text{presión}}} = A_2 \cdot q_{\text{presión}} \Rightarrow 8,20 \text{ m}^2 \cdot 0,5268 \text{ KN/m}^2 = 4,32 \text{ KN} \\ F_{3'_{\text{succión}}} = A_2 \cdot q_{\text{esucción}} \Rightarrow 8,20 \text{ m}^2 \cdot -0,281 \text{ KN/m}^2 = -2,304 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{PÓRTICO 3 } (A_1 \text{ y } h_1) \left\{ \begin{array}{l} \text{Presión } (q_{\text{presión}}) = 0,5268 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Succión } (q_{\text{esucción}}) = -0,281 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$P.3(A_1 \text{ y } h_1) \left\{ \begin{array}{l} F_{3''_{\text{presión}}} = A_1 \cdot q_{\text{presión}} \Rightarrow 5,082 \text{ m}^2 \cdot 0,5268 \text{ KN/m}^2 = 2,677 \text{ KN} \\ F_{3''_{\text{succión}}} = A_1 \cdot q_{\text{esucción}} \Rightarrow 5,082 \text{ m}^2 \cdot -0,281 \text{ KN/m}^2 = -1,428 \text{ KN} \end{array} \right.$$

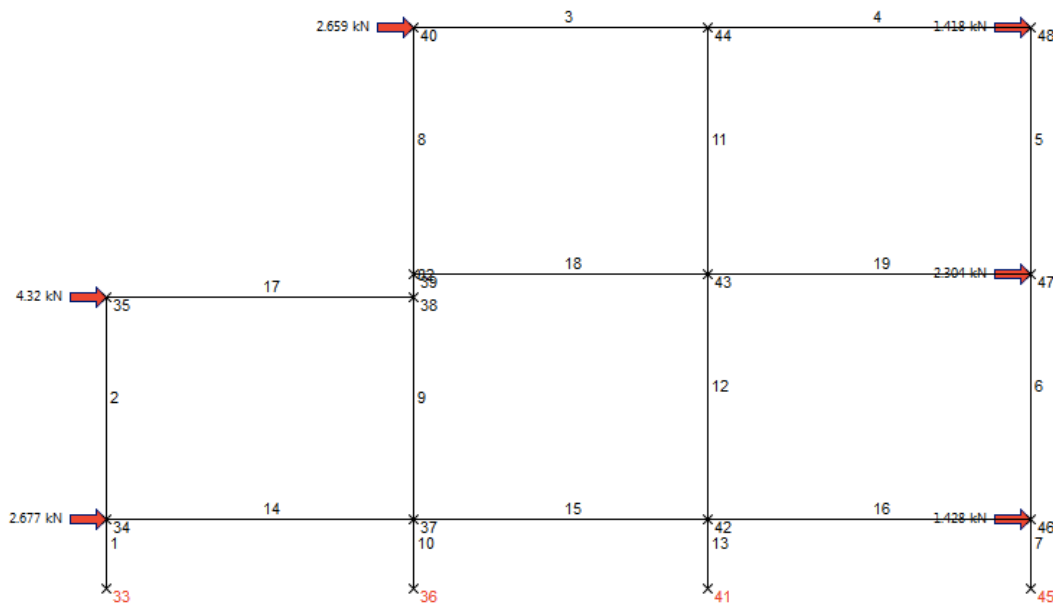


Figura 68. Viento Izquierda-Derecha. Pórtico 3. [68]

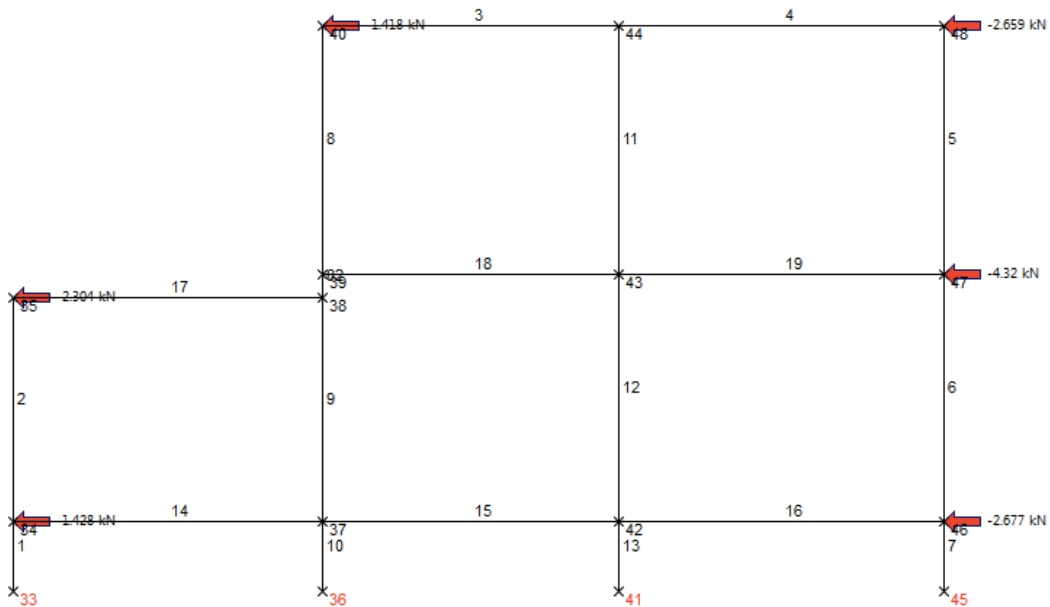


Figura 69. Viento Derecha-Izquierda. Pórtico 3. [69]

$$\text{PÓRTICO } 4a (A_2 \text{ y } h_2) \left\{ \begin{array}{l} \text{Presión } (q_{\text{presión}}) = 0,5268 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Succión}(q_{\text{esucción}}) = -0,281 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$P. 4a(A_2 \text{ y } h_2) \left\{ \begin{array}{l} F4'_{\text{presión}} = A_2 \cdot q_{\text{presión}} \Rightarrow 1,914 \text{ m}^2 \cdot 0,5268 \text{ KN/m}^2 = 1,008 \text{ KN} \\ F4'_{\text{succión}} = A_2 \cdot q_{\text{esucción}} \Rightarrow 1,914 \text{ m}^2 \cdot -0,281 \text{ KN/m}^2 = -0,538 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{PÓRTICO } 4a (A_1 \text{ y } h_1) \left\{ \begin{array}{l} \text{Presión } (q_{\text{presión}}) = 0,5268 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Succión}(q_{\text{esucción}}) = -0,281 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$P. 4a(A_1 \text{ y } h_1) \left\{ \begin{array}{l} F4''_{\text{presión}} = A_1 \cdot q_{\text{presión}} \Rightarrow 2,454 \text{ m}^2 \cdot 0,5268 \text{ KN/m}^2 = 1,293 \text{ KN} \\ F4''_{\text{succión}} = A_1 \cdot q_{\text{esucción}} \Rightarrow 2,454 \text{ m}^2 \cdot -0,281 \text{ KN/m}^2 = -0,69 \text{ KN} \end{array} \right.$$

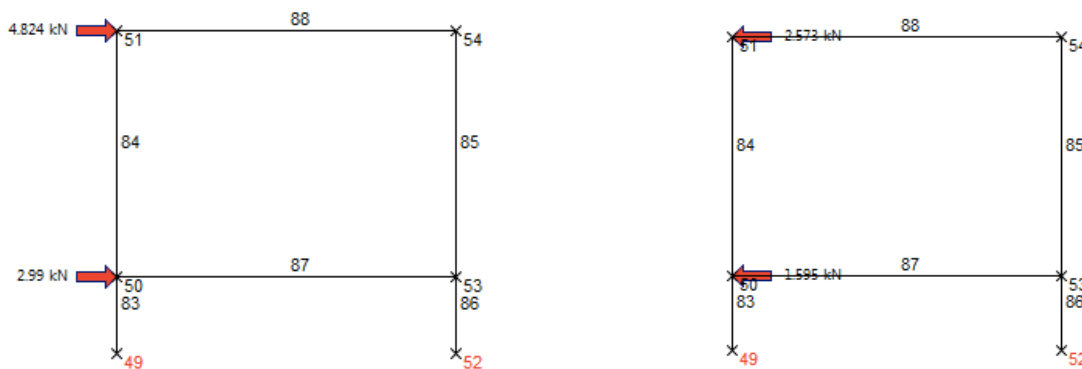


Figura 70. Viento. Pórtico 4a. [70]

$$PÓRTICO 4b (A_3 \text{ y } h_3) \left\{ \begin{array}{l} \text{Presión } (q_{\text{epresión}}) = 0,6276 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Succión } (q_{\text{esucción}}) = -0,3347 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$P. 4b(A_3 \text{ y } h_3) \left\{ \begin{array}{l} F4_{\text{presión}} = A_3 \cdot q_{\text{epresión}} \Rightarrow 4,731 \text{ m}^2 \cdot 0,6276 \text{ KN/m}^2 = 2,969 \text{ KN} \\ F4_{\text{succión}} = A_3 \cdot q_{\text{esucción}} \Rightarrow 4,731 \text{ m}^2 \cdot -0,3347 \text{ KN/m}^2 = -1,583 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$PÓRTICO 4b (A_2 \text{ y } h_2) \left\{ \begin{array}{l} \text{Presión } (q_{\text{epresión}}) = 0,5268 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Succión } (q_{\text{esucción}}) = -0,281 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$P. 4b(A_2 \text{ y } h_2) \left\{ \begin{array}{l} F4'_{\text{presión}} = A_2 \cdot q_{\text{epresión}} \Rightarrow 9,158 \text{ m}^2 \cdot 0,5268 \text{ KN/m}^2 = 4,824 \text{ KN} \\ F4'_{\text{succión}} = A_2 \cdot q_{\text{esucción}} \Rightarrow 9,158 \text{ m}^2 \cdot -0,281 \text{ KN/m}^2 = -2,573 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$PÓRTICO 4b (A_1 \text{ y } h_1) \left\{ \begin{array}{l} \text{Presión } (q_{\text{epresión}}) = 0,5268 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Succión } (q_{\text{esucción}}) = -0,281 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$P. 4b(A_1 \text{ y } h_1) \left\{ \begin{array}{l} F4''_{\text{presión}} = A_1 \cdot q_{\text{epresión}} \Rightarrow 5,675 \text{ m}^2 \cdot 0,5268 \text{ KN/m}^2 = 2,99 \text{ KN} \\ F4''_{\text{succión}} = A_1 \cdot q_{\text{esucción}} \Rightarrow 5,675 \text{ m}^2 \cdot -0,281 \text{ KN/m}^2 = -1,595 \text{ KN} \end{array} \right.$$

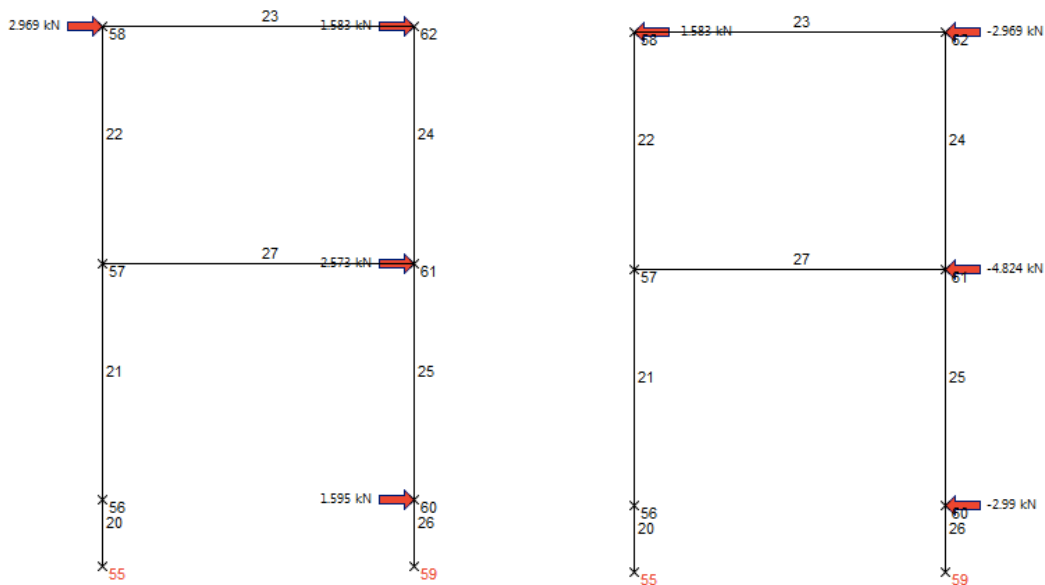


Figura 71. Viento. Pórtico 4b. [71]

$$PÓRTICO 5 (A_3 \text{ y } h_3) \left\{ \begin{array}{l} \text{Presión } (q_{\text{presión}}) = 0,6276 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Succión}(q_{\text{esucción}}) = -0,3347 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$P.5(A_3 \text{ y } h_3) \left\{ \begin{array}{l} F5_{\text{presión}} = A_3 \cdot q_{\text{presión}} \Rightarrow 2,685 \text{ m}^2 \cdot 0,6276 \text{ KN/m}^2 = 1,685 \text{ KN} \\ F5_{\text{succión}} = A_3 \cdot q_{\text{esucción}} \Rightarrow 2,685 \text{ m}^2 \cdot -0,3347 \text{ KN/m}^2 = -0,899 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$PÓRTICO 5 (A_2 \text{ y } h_2) \left\{ \begin{array}{l} \text{Presión } (q_{\text{presión}}) = 0,5268 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Succión}(q_{\text{esucción}}) = -0,281 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$P.5(A_2 \text{ y } h_2) \left\{ \begin{array}{l} F5'_{\text{presión}} = A_2 \cdot q_{\text{presión}} \Rightarrow 6,27 \text{ m}^2 \cdot 0,5268 \text{ KN/m}^2 = 3,30 \text{ KN} \\ F5'_{\text{succión}} = A_2 \cdot q_{\text{esucción}} \Rightarrow 6,27 \text{ m}^2 \cdot -0,281 \text{ KN/m}^2 = -1,76 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$PÓRTICO 5 (A_1 \text{ y } h_1) \left\{ \begin{array}{l} \text{Presión } (q_{\text{presión}}) = 0,5268 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Succión}(q_{\text{esucción}}) = -0,281 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$P.5(A_1 \text{ y } h_1) \left\{ \begin{array}{l} F5''_{\text{presión}} = A_1 \cdot q_{\text{presión}} \Rightarrow 4,601 \text{ m}^2 \cdot 0,5268 \text{ KN/m}^2 = 2,424 \text{ KN} \\ F5''_{\text{succión}} = A_1 \cdot q_{\text{esucción}} \Rightarrow 4,601 \text{ m}^2 \cdot -0,281 \text{ KN/m}^2 = -1,293 \text{ KN} \end{array} \right.$$

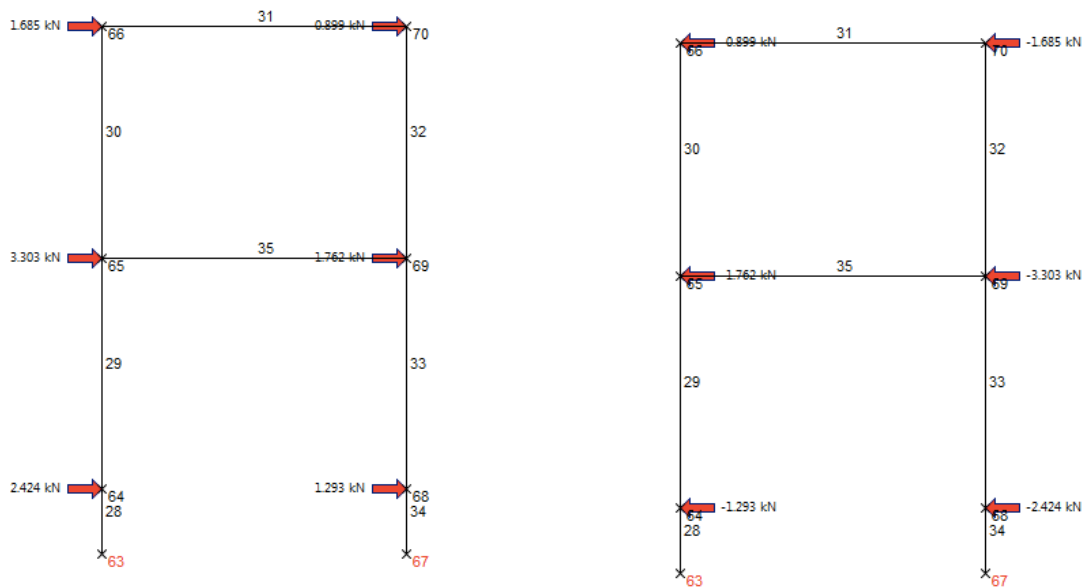


Figura 72. Viento. Pórtico 5. [72]

$$PÓRTICO 6 (A_2 \text{ y } h_2) \left\{ \begin{array}{l} \text{Presión } (q_{\text{epresión}}) = 0,5268 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Succión}(q_{\text{esucción}}) = -0,281 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$P. 6(A_2 \text{ y } h_2) \left\{ \begin{array}{l} F6'_{\text{presión}} = A_2 \cdot q_{\text{epresión}} \Rightarrow 1,076 \text{ m}^2 \cdot 0,5268 \text{ KN/m}^2 = 0,567 \text{ KN} \\ F6'_{\text{succión}} = A_2 \cdot q_{\text{esucción}} \Rightarrow 1,076 \text{ m}^2 \cdot -0,281 \text{ KN/m}^2 = -0,302 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$PÓRTICO 6 (A_1 \text{ y } h_1) \left\{ \begin{array}{l} \text{Presión } (q_{\text{epresión}}) = 0,5268 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Succión}(q_{\text{esucción}}) = -0,281 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$P. 6(A_1 \text{ y } h_1) \left\{ \begin{array}{l} F6''_{\text{presión}} = A_1 \cdot q_{\text{epresión}} \Rightarrow 1,38 \text{ m}^2 \cdot 0,5268 \text{ KN/m}^2 = 0,727 \text{ KN} \\ F6''_{\text{succión}} = A_1 \cdot q_{\text{esucción}} \Rightarrow 1,38 \text{ m}^2 \cdot -0,281 \text{ KN/m}^2 = -0,388 \text{ KN} \end{array} \right.$$

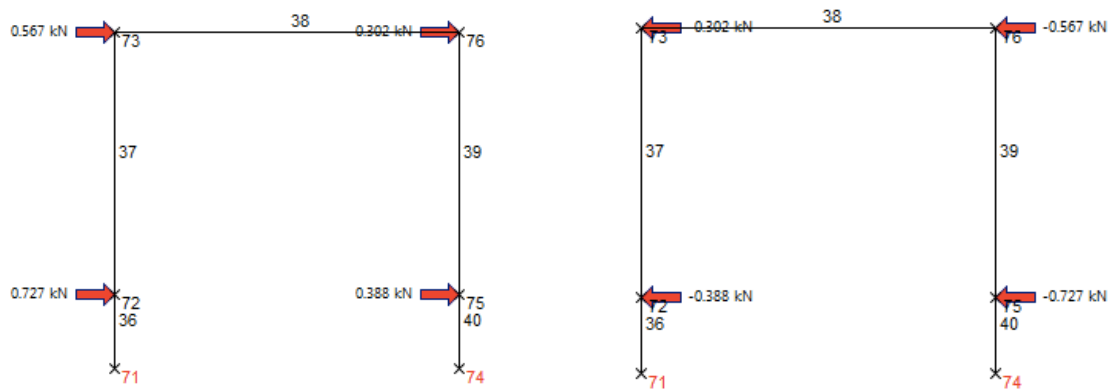


Figura 73. Viento. Pórtico 6. [73]

Una vez introducidas todas las cargas tanto en barras como en nudos, se calculará la obra. En pestañas superiores emergentes tras el cálculo de la misma se pueden comprobar los valores de los esfuerzos a los que se somete la estructura.

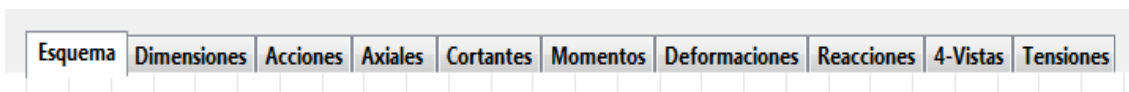


Figura 74. Pestañas de Esfuerzos. [74]

Introducción muro de semisótano.

El programa WinEva incluye un módulo de cálculo de muros de contención en ménsula. Sin embargo, a pesar de que el muro de semisótano presente en nuestro proyecto no trabaja de la misma manera que un muro en ménsula, teniendo en cuenta los esfuerzos a los que se somete es posible discretizar el muro en forma de barras y nudos tal y como se ha explicado anteriormente al principio del anexo.

El muro diseñado por el programa CYPECAD se trata de un muro de contención de semisótano con las siguientes características:

- Altura de contención: 2,05 metros
- Ancho fuste: 0,30 metros
- Canto de zapata corrida: 0,50 metros
- Vuelo de la zapata (para el caso más desfavorable): 0,75 metros

La ruta a seguir para la introducción del muro será la siguiente:

Nuevo > Muro de contención...

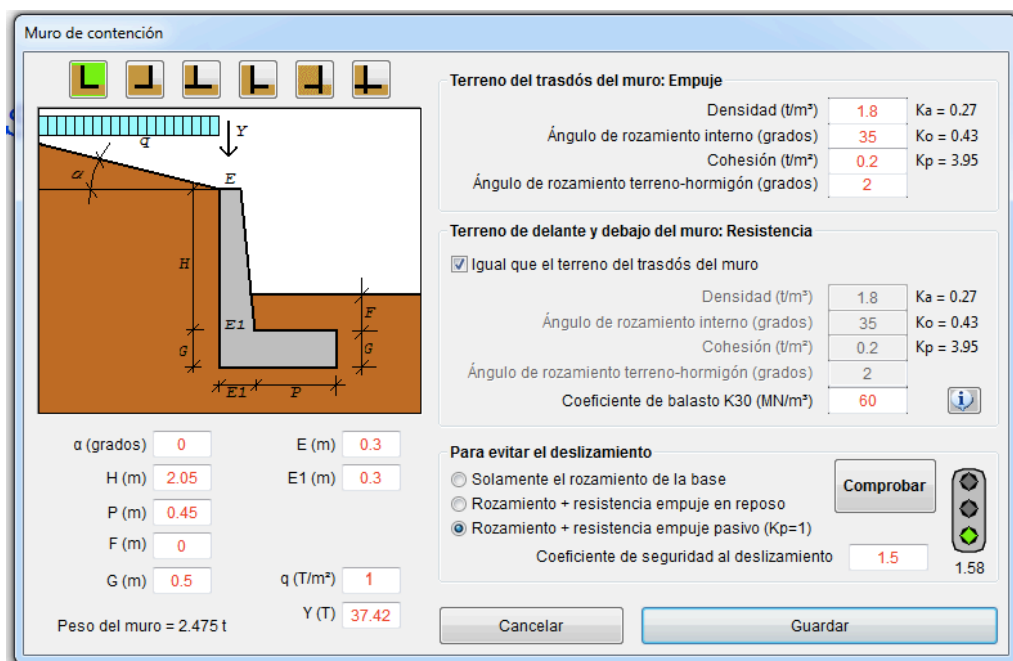


Figura 75. Pantalla creación muro de contención. [75]

De acuerdo a la figura anterior referente a los datos solicitados por el programa, además de los datos proporcionados en el párrafo anterior, se deberán introducir los siguientes datos adicionales:

- Inclinación del plano contiguo al trasdós del muro (α)
- Proporción de suelo o solera sobre la zapata (F)
- Sobrecarga en el trasdós del muro (q)
- Axil en coronación de muro (Y)
- Densidad del terreno
- Ángulo de rozamiento interno
- Cohesión
- Ángulo de rozamiento interno terreno-hormigón

- Coeficiente de balasto
- Se tendrá en cuenta la resistencia ofrecida por el empuje pasivo del terreno sobre el talón del muro.
- NOTA: se tendrá en cuenta que todos los valores insertados han de corresponderse con una discretización de modelo de muro con una distancia entre pilares de 4 metros, pudiendo obtener de esta manera, esfuerzos por metro lineal de muro.

Todos los datos insertados se encuentran especificados en la memoria correspondiente al cálculo manual del muro de contención, además de ser claramente visibles en la figura 75.

Una vez introducidos los datos el programa muestra un modelo de barras y nudos del muro de contención no correspondiente con la realidad del proyecto. Será entonces cuando se seguirá el siguiente proceso para llevar a cabo la discretización del mismo:

1. Se dividirá la barra central de manera que se pueda identificar la coronación del muro y el aporte de sección del pilar, donde se ubicará un nudo.
2. Una vez dividido, se introducirá la carga procedente del cerramiento de la zona de semisótano, como una carga de 13,56 kN.
3. El empuje de tierras en el trasdós del muro se deberán calcular para un inicio de empuje en el nudo mencionado en el punto número 1. Tal y como se puede observar en la figura adjunta a este proceso, la tensión en dicho nudo, será aproximadamente igual a la carga dispuesta en el trasdós del muro por metro lineal.
4. Debido a que WinEva identifica estructuralmente el eje de la zapata y fuste como barras, será necesario trasladar la parte de empuje de tierras en la base de la zapata como una fuerza puntual junto con un momento de sentido antihorario en el eje de la zapata.

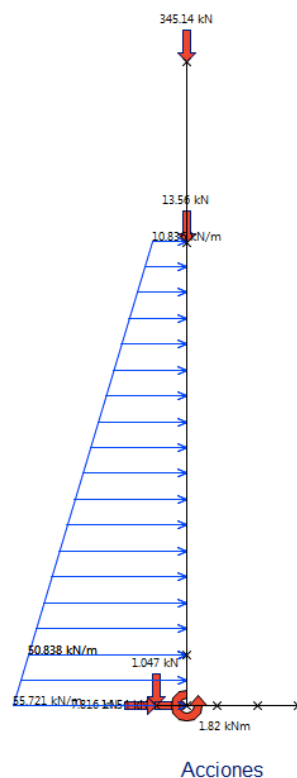


Figura 76. Esfuerzos actuantes sobre el muro de contención. [76]

Finalmente, es posible calcular el muro de contención y realizar las comprobaciones pertinentes manualmente.

3.2.5 Comprobación manual de elementos singulares

En el siguiente apartado se procederá a la comprobación manual de las secciones y armados de cada uno de los elementos estructurales más significativos, así como su cumplimiento y correcta adecuación a la normativa aplicable.

Comprobación de pilares.

Como ejemplo de cálculo de pilares, se empleará el pilar que abarca la altura desde cubierta a zapata aislada en sótano del pórtico nº2. Las características que definen el pilar son las siguientes:

- Hormigón armado HA-25/B/20/IIa
- Armadura de acero B500S
- Sección de pilar de 250x250 mm²
- Numeración del pilar en WINEVA: Barras 51,52,53
- Numeración de pilar en CypeCAD: P7
- Las cargas a disponer son las especificadas en la memoria correspondiente del programa WinEva (Jimenez Montoya, 15ª Edición).

En primer lugar, tal y como se ha explicado en la memoria correspondiente al cálculo manual de jácenas, a partir de la ecuación (1) se calculará el recubrimiento nominal y mecánico del que deberá disponer el pilar, de acuerdo, de nuevo, al apartado “37.2.4. Recubrimientos” presente en la EHE-08.

Teniendo en cuenta un tipo de ambiente IIa, cemento tipo diferente de CEM I, una resistencia característica de hormigón de 25 N/mm² y una vida útil de proyecto de 50 años, el recubrimiento mínimo será de 20 mm. Debido a que no se puede tener en cuenta un control intenso de la ejecución para elementos ejecutados in situ, el margen de recubrimiento será de 10 mm.

$$R_{nom} = 20 \text{ mm} + 10 \text{ mm}$$

$$R_{nom} = 30 \text{ mm}$$

De similar forma, el recubrimiento mecánico se verá afectado por el recubrimiento ya calculado (R_{nom}) y el grosor de la armadura longitudinal y transversal del pilar. De acuerdo a resultados obtenidos por el programa informático CYPECAD, se dispone una armadura longitudinal de $\varnothing 12$ mm y una armadura transversal de $\varnothing 6$ mm.

$$R_{mec} = R_{nom} + \varnothing_{armadura transversal} + \frac{1}{2} \varnothing_{armadura longitudinal} \quad (11)$$

$$R_{mec} = 30 \text{ mm} + 6 \text{ mm} + \frac{1}{2} \cdot 12 \text{ mm}$$

$$R_{mec} = 42 \text{ mm} \approx 50 \text{ mm}$$

Una vez obtenido el recubrimiento a disponer en el pilar, se procede al cálculo de la armadura a flexocompresión que necesitaría la misma. En la siguiente tabla resumen y los datos extraídos del programa WinEva, se pueden observar los esfuerzos a los que está sometido el pilar:

- Barra 51 (Cubierta-Planta piso)

```

Barra 51 (R0.25x0.25m#1)
=====
N1 = 27 N2 = 28 Tipo = 00-Rígida
Material = Hormigón HA-25

Sección = 625 cm²
Inercia = 32552.08 cm4 (32552.08 cm4)
Módulo resistente = 2604.17 cm3 (2604.17cm3)
Radio mínimo de giro = 7.22 cm (7.22 cm)

Base = 25 cm Canto = 25 cm
Longitud = 3.19 m Peso propio = 4.888 kN
=====
RESULTADOS: ENVOLVENTE DE HIPÓTESIS
=====

```

	0	1/6	1/3	1/2	2/3	5/6	L	
kNm (min)	6.749	5.156	3.463	1.433	-2.109	-6.216	-10.322	Momentos flex
kNm (max)	14.318	10.211	6.104	2.761	0.661	-1.214	-2.807	Momentos flex
kN (min)	-7.724	-7.724	-7.724	-7.724	-7.724	-7.724	-7.724	Esfuerzos coi
kN (max)	-2.996	-2.996	-2.996	-2.996	-2.996	-2.996	-2.996	Esfuerzos coi
mm (Min)	0.00	0.22	0.27	0.21	0.06	-0.05	0.00	Flechas parci:
mm (Max)	0.00	0.37	0.45	0.40	0.27	0.11	0.00	Flechas parci:

Flecha central = 0.2 mm / 0.4 mm (f/L = 1/7916)

Esfuerzo axial = -121.575 kN / -83.923 kN

Tensiones: 48.0 (PERMANENTE+VIENTO DERECHA) ~ -86.5 (PERMANENTE+VIENTO DERECHA)

Figura 77. Esfuerzos actuantes sobre P7-Barra 51. [77]

- Barra 52 (Planta piso-Planta baja)

```

Barra 52 (R0.25x0.25m#1)
=====
N1 = 26 N2 = 27 Tipo = 00-Rígida
Material = Hormigón HA-25

Sección = 625 cm²
Inercia = 32552.08 cm4 (32552.08 cm4)
Módulo resistente = 2604.17 cm3 (2604.17cm3)
Radio mínimo de giro = 7.22 cm (7.22 cm)

Base = 25 cm Canto = 25 cm
Longitud = 3.19 m Peso propio = 4.888 kN
=====
RESULTADOS: ENVOLVENTE DE HIPÓTESIS
=====

```

	0	1/6	1/3	1/2	2/3	5/6	L	
kNm (min)	4.425	2.871	1.316	-0.344	-5.154	-10.462	-15.771	Momentos flex
kNm (max)	16.080	10.771	5.463	0.155	-1.792	-3.346	-4.900	Momentos flex
kN (min)	-9.984	-9.984	-9.984	-9.984	-9.984	-9.984	-9.984	Esfuerzos coi
kN (max)	-2.923	-2.923	-2.923	-2.923	-2.923	-2.923	-2.923	Esfuerzos coi
mm (Min)	0.00	0.06	0.03	-0.05	-0.20	-0.26	0.00	Flechas parci:
mm (Max)	0.00	0.29	0.24	0.02	-0.09	-0.10	0.00	Flechas parci:

Flecha central = -0.1 mm / 0.0 mm (f/L < 1/10000)

Esfuerzo axial = -243.583 kN / -158.625 kN

Tensiones: 46.4 (PERMANENTE+VIENTO DERECHA) ~ -124.6 (PERMANENTE+VIENTO DERECHA)

Figura 78. Esfuerzos actuantes sobre P7-Barra 52. [78]

• Barra 53 (Planta baja-Zapata)

```

Barra 53 (R0.25x0.25m#1)
-----
N1 = 25 N2 = 26 Tipo = 00-Rígida
Material = Hormigón HA-25

Sección = 625 cm²
Inercia = 32552.08 cm4 (32552.08 cm4)
Módulo resistente = 2604.17 cm3 (2604.17cm3)
Radio mínimo de giro = 7.22 cm (7.22 cm)

Base = 25 cm Canto = 25 cm
Longitud = 2.95 m Peso propio = 4.52 kN
-----
RESULTADOS: ENVOLVENTE DE HIPÓTESIS
-----
0 1/6 1/3 1/2 2/3 5/6 L
kNm(min) 2.611 1.308 -0.264 -2.303 -4.341 -6.380 -8.418 Momentos flex
kNm(max) 4.808 2.693 0.577 -1.130 -2.397 -3.649 -4.901 Momentos flex
kN (min) -4.303 -4.303 -4.303 -4.303 -4.303 -4.303 -4.303 Esfuerzos co
kN (max) -2.546 -2.546 -2.546 -2.546 -2.546 -2.546 -2.546 Esfuerzos co
mm(Min) 0.00 -0.07 -0.18 -0.29 -0.33 -0.25 0.00 Flechas parci
mm(Max) 0.00 -0.01 -0.07 -0.14 -0.17 -0.13 0.00 Flechas parci
Flecha central = -0.3 mm / -0.1 mm (f/L < 1/10000)
Esfuerzo axial = -365.54 kN / -234.625 kN
Tensiones: 5.9 (PERMANENTE+VIENTO IZQUIERDA) ~ -124.1 (PERMANENTE+VIENTO IZQUIERDA)
    
```

Figura 79. Esfuerzos actuantes sobre P7-Barra 53. [79]

	N _d (KN)	M _{d,sup} (KNm)	M _{d,inf} (KNm)	V _d (KN)
Barra 51	-121,575	-10,322	14,318	-7,724
Barra 52	-243,583	-15,771	16,080	-9,984
Barra 53	-365,540	-8,418	4,808	-4,303

Tabla 15. Resumen de esfuerzos en pilar estudiado.

Por norma general, todo pilar ha de poder soportar el esfuerzo axial al que se le somete con una excentricidad mínima, es decir, el punto de aplicación del axial ha de encontrarse en el núcleo central de la sección. De acuerdo al apartado “42.2.1 Excentricidad mínima” presente en EHE-08, por acción de un axial y un momento flector, la excentricidad debe ser el mayor que $h/20$ o que 2 centímetros. Se calcula entonces, la excentricidad de aplicación:

$$e = \frac{M_{d,máx}}{N_d} \rightarrow \begin{cases} h/20 \rightarrow 25/20 = 1,25 \text{ cm} \\ 2 \text{ cm} \end{cases} \quad (12)$$

$$e = \frac{M_{d,max}}{N_d} \rightarrow \begin{cases} \text{Barra 51: } 14,381 \text{ KNm}/121,575 \text{ KN} = 0,118 \text{ m} = 11,8 \text{ cm} \\ \text{Barra 52: } 16,080 \text{ KNm}/243,583 \text{ KN} = 0,066 \text{ m} = 6,6 \text{ cm} \\ \text{Barra 53: } 8,418 \text{ KNm}/365,540 \text{ KN} = 0,023 \text{ m} = 2,3 \text{ cm} \end{cases}$$

$$e = \frac{M_{d,min}}{N_d} \rightarrow \begin{cases} \text{Barra 51: } 10,322 \text{ KNm}/121,575 \text{ KN} = 0,085 \text{ m} = 8,5 \text{ cm} \\ \text{Barra 52: } 15,771 \text{ KNm}/243,583 \text{ KN} = 0,065 \text{ m} = 6,5 \text{ cm} \\ \text{Barra 53: } 4,808 \text{ KNm}/365,54 \text{ KN} = 0,013 \text{ m} = 1,3 \text{ cm} \end{cases}$$

La excentricidad para el momento flector inferior de la barra 53 es menor que 2 cm, por lo tanto, se calculará el nuevo momento flector teniendo en cuenta una excentricidad mínima de 2 cm:

$$M_{d,min} = e \cdot N_d \quad (13)$$

$$M_{d,min} = 0,02 \text{ m} \cdot 365,54 \text{ KN} = 7,31 \text{ KNm}$$

En el resto de barras, las excentricidades de los tramos analizados son mayores que 2 cm, por lo tanto no será necesario recalcular el momento flector en función de la excentricidad mínima.

Obtenidos los esfuerzos que se emplearán en el cálculo, se calculará la esbeltez mecánica del pilar, tal y como se indica en la siguiente fórmula:

$$\lambda_{mec} = \frac{L_0}{i_c} \quad (14)$$

Donde:

- L_0 Longitud de pandeo
- i_c Radio de giro de la sección

El radio de giro de la sección se calcula a partir de la inercia y el área de la sección:

$$i_c = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} \quad (15)$$

$$i_c = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot (250\text{mm})^4}{250 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm}}} = 72,16 \text{ mm}$$

Para obtener la longitud de pandeo de cada barra será necesario analizar las rigideces de los nudos existentes entre pilar y jácena. Los datos necesarios previamente al cálculo se disponen en la siguiente tabla correspondiente al esquema del pilar que le acompaña:

	Sección (m)	Inercia (m4)	L (m)
Jácena 1	0,30 x 0,25	$3,90625 \cdot 10^{-4}$	3,81
Jácena 2	0,30 x 0,25	$3,90625 \cdot 10^{-4}$	4,19
Jácena 3	0,30 x 0,25	$3,90625 \cdot 10^{-4}$	3,81
Jácena 4	0,30 x 0,25	$3,90625 \cdot 10^{-4}$	4,19
Jácena 5	0,30 x 0,25	$3,90625 \cdot 10^{-4}$	3,81
Jácena 6	0,30 x 0,25	$3,90625 \cdot 10^{-4}$	4,19
Barra 51	0,25 x 0,25	$3,25521 \cdot 10^{-4}$	3,19
Barra 52	0,25 x 0,25	$3,25521 \cdot 10^{-4}$	3,19
Barra 53	0,25 x 0,25	$3,25521 \cdot 10^{-4}$	2,95

Tabla 16. Datos estructurales del pilar.

Inercia de las jácenas:

$$I_{Rectangular} = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h \quad (16)$$

$$I_j = \frac{1}{12} \cdot 300 \text{ mm} \cdot (250 \text{ mm}^3) = 390625000 \text{ mm}^4$$

Inercia del pilar:

$$I_j = \frac{1}{12} \cdot (250 \text{ mm}^4) = 325520833 \text{ mm}^4$$

A partir de la siguiente tabla, se puede calcular el coeficiente ψ , definido como la relación de rigideces de los soportes frente a las rigideces de las vigas que confluyen en un nudo, de cada extremo A y B del soporte considerado.

Rigideces en extremo inferior de los nudos:

BARRA	EXTREMO INFERIOR			
	PILAR INFERIOR		PILAR SUPERIOR	
	I	L	I	L
Barra 51	$3,25521 \cdot 10^{-4}$	3,19	$3,25521 \cdot 10^{-4}$	3,19
I/L	$1,02 \cdot 10^{-4}$		$1,02 \cdot 10^{-4}$	
Barra 52	$3,25521 \cdot 10^{-4}$	2,95	$3,25521 \cdot 10^{-4}$	3,19
I/L	$1,10 \cdot 10^{-4}$		$1,02 \cdot 10^{-4}$	
Barra 53	-	-	$3,25521 \cdot 10^{-4}$	2,95
I/L	0		$1,10 \cdot 10^{-4}$	

Tabla 17. Rigideces en el extremo inferior del pilar con pilares.

BARRA	EXTREMO INFERIOR			
	JÁCENA IZQUIERDA		JÁCENA DERECHA	
	I	L	I	L
Barra 51	$3,90625 \cdot 10^{-4}$	3,81	$3,90625 \cdot 10^{-4}$	4,19
I/L	$1,025 \cdot 10^{-4}$		$9,32 \cdot 10^{-5}$	
Barra 52	$3,90625 \cdot 10^{-4}$	3,81	$3,90625 \cdot 10^{-4}$	4,19
I/L	$1,02 \cdot 10^{-4}$		$9,32 \cdot 10^{-5}$	
Barra 53	-	-	-	-
I/L	∞		∞	

Tabla 18. Rigideces en el extremo inferior del pilar con jácenas.

Rigideces en extremo superior de los nudos:

BARRA	EXTREMO SUPERIOR			
	PILAR INFERIOR		PILAR SUPERIOR	
	I	L	I	L
Barra 51	$3,25521 \cdot 10^{-4}$	3,19	-	-
I/L	$1,02 \cdot 10^{-4}$		0	
Barra 52	$3,25521 \cdot 10^{-4}$	3,19	$3,25521 \cdot 10^{-4}$	3,19
I/L	$1,02 \cdot 10^{-4}$		$1,02 \cdot 10^{-4}$	
Barra 53	$3,25521 \cdot 10^{-4}$	2,95	$3,25521 \cdot 10^{-4}$	3,19
I/L	$1,10 \cdot 10^{-4}$		$1,02 \cdot 10^{-4}$	

Tabla 19. Rigideces en el extremo superior del pilar con pilares.

BARRA	EXTREMO INFERIOR			
	JÁCENA IZQUIERDA		JÁCENA DERECHA	
	I	L	I	L
Barra 51	$3,90625 \cdot 10^{-4}$	3,81	$3,90625 \cdot 10^{-4}$	4,19
I/L	$1,025 \cdot 10^{-4}$		$9,32 \cdot 10^{-5}$	
Barra 52	$3,90625 \cdot 10^{-4}$	3,81	$3,90625 \cdot 10^{-4}$	4,19
I/L	$1,025 \cdot 10^{-4}$		$9,32 \cdot 10^{-5}$	
Barra 53	$3,90625 \cdot 10^{-4}$	3,81	$3,90625 \cdot 10^{-4}$	4,19
I/L	$1,025 \cdot 10^{-4}$		$9,32 \cdot 10^{-5}$	

Tabla 20. Rigideces en el extremo superior del pilar con jácenas.

Relación de rigideces en los nudos:

$$\psi = \frac{\sum \frac{EI}{L}_{soportes}}{\sum \frac{EI}{L}_{jácenas}} \quad (17)$$

	BARRA 51	BARRA 52	BARRA 53
ψ_A	0	1,08	1,042
ψ_B	0,521	1,042	1,08

Tabla 21. Relación de rigideces en los nudos.

Obtenidas las rigideces superiores e inferiores en los nudos y considerando que los pórticos de la vivienda objeto de este proyecto son intraslacionales de acuerdo al “Artículo 43. Estado límite inestabilidad” presente en EHE-08, siendo una estructura de pórticos de manera que cada uno de ellos asegura la rigidez torsional total de la estructura.

Conforme al apartado anterior, el coeficiente de pandeo α de cada una de las barras se calculará a partir de la siguiente expresión:

$$\alpha = \frac{0,64 + 1,4 \cdot (\psi_A + \psi_B) + 3 \cdot \psi_A \cdot \psi_B}{1,28 + 2 \cdot (\psi_A \cdot \psi_B) + 3 \cdot \psi_A \cdot \psi_B} \quad (18)$$

$$\text{Barra 51} \rightarrow \begin{cases} \psi_A = 0 \\ \psi_B = 0,521 \end{cases} \rightarrow \alpha = 0,738$$

$$\text{Barra 52} \rightarrow \begin{cases} \psi_A = 1,08 \\ \psi_B = 1,042 \end{cases} \rightarrow \alpha = 0,785$$

$$\text{Barra 53} \rightarrow \begin{cases} \psi_A = 1,041 \\ \psi_B = 1,08 \end{cases} \rightarrow \alpha = 0,625$$

La longitud de pandeo de cada barra será:

$$L_0 = \alpha \cdot L \quad (19)$$

$$\text{Barra 51} \rightarrow L_0 = 0,738 \cdot 3,19 = 2,354 \text{ m}$$

$$\text{Barra 52} \rightarrow L_0 = 0,785 \cdot 3,19 = 2,504 \text{ m}$$

$$\text{Barra 53} \rightarrow L_0 = 0,625 \cdot 2,95 = 1,844 \text{ m}$$

La esbeltez mecánica de cada barra será:

$$\lambda_{mec} = \frac{L_0}{i_c} \quad (20)$$

$$\text{Barra 51} \rightarrow \lambda_{mec} = \frac{2,354 \text{ m}}{0,07216 \text{ m}} = 32,62$$

$$\text{Barra 52} \rightarrow \lambda_{mec} = \frac{2,504 \text{ m}}{0,07216 \text{ m}} = 34,70$$

$$\text{Barra 53} \rightarrow \lambda_{mec} = \frac{1,844 \text{ m}}{0,07216 \text{ m}} = 25,55$$

Finalmente, previamente al cálculo de la armadura, se deberá comprobar que el pilar no se encuentra sometido a efectos de segundo orden. Para ello la esbeltez mecánica del pilar no podrá superar un valor máximo denominado esbeltez límite inferior, considerada como la esbeltez del pilar asociada a una pérdida de capacidad portante del 10 % frente a un pilar no esbelto. Dicha esbeltez se obtiene de la siguiente expresión:

$$\lambda_{inf} = 35 \sqrt{\frac{C}{v} \left[1 + \frac{0,24}{e_2/h} + 3,4 \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nlessgtr 100 \quad (21)$$

Donde:

C Coeficiente que depende la disposición de las armaduras cuyos valores son:

- 0,24 armadura simétrica en dos caras opuestas en el plano de flexión
- 0,20 armadura igual a cuatro caras
- 0,16 para armadura simétrica en las caras laterales

e_1 Excentricidad de primer orden en el extremo del soporte con menor momento, positiva si tiene el mismo signo que e_2

e_2 Excentricidad de primer orden en el extremo del soporte con mayor momento, considerada positiva

h Canto de la sección en plano de flexión considerado

v Axil adimensional o reducido que solicita el soporte

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (22)$$

$$v_{BARRA\ 51} = \frac{121,575 \cdot 10^3 N}{250\ mm \cdot 250\ mm \cdot \left(\frac{25\ N/mm^2}{1,5} \right)} = 0,117$$

$$v_{BARRA\ 52} = \frac{243,583 \cdot 10^3 N}{250\ mm \cdot 250\ mm \cdot \left(\frac{25\ N/mm^2}{1,5} \right)} = 0,234$$

$$v_{BARRA\ 53} = \frac{365,54 \cdot 10^3 N}{250\ mm \cdot 250\ mm \cdot \left(\frac{25\ N/mm^2}{1,5} \right)} = 0,351$$

Resumen de datos de las barras:

$$Barra\ 51 \begin{cases} C = 0,20 \\ e_1 = 0,085\ m \\ e_2 = 0,118\ m \\ h = 0,25\ m \\ v = 0,117 \end{cases}$$

$$\text{Barra 52} \begin{cases} C = 0,20 \\ e_1 = 0,065 \text{ m} \\ e_2 = 0,066 \text{ m} \\ h = 0,25 \text{ m} \\ \nu = 0,234 \end{cases}$$

$$\text{Barra 53} \begin{cases} C = 0,20 \\ e_1 = 0,02 \text{ m} \\ e_2 = 0,023 \text{ m} \\ h = 0,25 \text{ m} \\ \nu = 0,351 \end{cases}$$

La esbeltez inferior de cada barra de acuerdo a la ecuación (21) será:

$$\text{Barra 51} \rightarrow \lambda_{inf} = 35 \sqrt{\frac{0,20}{0,117} \left[1 + \frac{0,24}{0,118/0,25} + 3,4 \left(\frac{0,085}{0,118} - 1 \right)^2 \right]} = 60,95 \not\geq 100$$

$$\text{Barra 52} \rightarrow \lambda_{inf} = 35 \sqrt{\frac{0,20}{0,234} \left[1 + \frac{0,24}{0,066/0,25} + 3,4 \left(\frac{0,065}{0,066} - 1 \right)^2 \right]} = 44,71 \not\geq 100$$

$$\text{Barra 53} \rightarrow \lambda_{inf} = 35 \sqrt{\frac{0,20}{0,351} \left[1 + \frac{0,24}{0,023/0,25} + 3,4 \left(\frac{0,02}{0,023} - 1 \right)^2 \right]} = 50,58 \not\geq 100$$

En todas las barras se cumple la comprobación frente a efectos de segundo orden.

$$\lambda_{mec} \not\geq \lambda_{inf}$$

$$\text{Barra 51} \rightarrow 32,62 \not\geq 60,95$$

$$\text{Barra 52} \rightarrow 34,70 \not\geq 44,71$$

$$\text{Barra 53} \rightarrow 25,55 \not\geq 54,47$$

Realizadas las comprobaciones correspondientes, se procederá al cálculo de las armaduras, a partir de los diagramas de interacción adimensionales disponibles en “Jimenez Montoya, Meseguer, Morán y Arroyo, “hormigón armado” (Jimenez Montoya, 15ª Edición)”

Si consideramos un recubrimiento mecánico de 50 mm, deducimos el uso del diagrama para $d' = 0,15 \cdot h$.

Se calcula el axil de acuerdo a la ecuación (22) y el momento adimensional de la sección:

$$\mu = \frac{M_d}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (23)$$

$$\text{Barra 51} \rightarrow \mu = \frac{14,318 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{250^3 \cdot \frac{25 \text{ N/mm}^2}{1,5}} = 0,055$$

$$\text{Barra 52} \rightarrow \mu = \frac{16,080 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{250^3 \cdot \frac{25 \text{ N/mm}^2}{1,5}} = 0,062$$

$$\text{Barra 53} \rightarrow \mu = \frac{8,418 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{250^3 \cdot \frac{25 \text{ N/mm}^2}{1,5}} = 0,0323$$

En la siguiente tabla se resumen los valores del axil adimensional, calculados anteriormente:

	BARRA 51	BARRA 52	BARRA 53
ν	0,117	0,234	0,351

Tabla 22. Resumen de valores de axil adimensional.

Observando el diagrama de interacción adimensional, para los valores de axil y momento adimensionales la cuantía de acero a disponer como armadura longitudinal del pilar, ω , será mínima, es decir:

$$\omega = 0$$

Por tanto, la armadura longitudinal a disponer en el pilar será la que determinen tanto la armadura mínima mecánica como la geométrica del pilar, en función del axil al que se le somete, el acero a disponer y la sección del mismo.

Se calcula la armadura mínima mecánica en función del axil y el acero dispuesto, de acuerdo al “apartado 42.3.3 Compresión simple o compuesta. (EHE-08, 2010)” donde:

$$A_s \geq 0,1 \cdot \frac{N_d}{f_{ycd}} \quad (24)$$

Donde:

N_d Esfuerzo actuante normal mayorado de compresión
 f_{ycd} Resistencia de cálculo del acero a compresión, limitado a 400 N/mm²

$$\text{Barra 51} \rightarrow A_s \geq 0,1 \cdot \frac{121,575 \cdot 10^3 \text{ N}}{400 \text{ N/mm}^2} = 30,393 \text{ mm}^2$$

$$\text{Barra 52} \rightarrow A_s \geq 0,1 \cdot \frac{243,583 \cdot 10^3 \text{ N}}{400 \text{ N/mm}^2} = 60,895 \text{ mm}^2$$

$$\text{Barra 53} \rightarrow A_s \geq 0,1 \cdot \frac{365,54 \cdot 10^3 \text{ N}}{400 \text{ N/mm}^2} = 91,385 \text{ mm}^2$$

Se calcula la armadura mínima geométrica en función de la sección, de acuerdo al “*apartado 42.3.5 Cuantías geométricas mínimas (EHE-08, 2010)*”. Para pilares, con acero B500S, la cuantía mínima geométrica a disponer será un 4 ‰ referida a la sección total del hormigón:

$$A_s \geq \frac{4}{1000} \cdot A_c \quad (25)$$

Debido a que todas las barras poseen la misma sección, la cuantía geométrica mínima será la misma.

$$A_s \geq \frac{4}{1000} \cdot 250 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm} = 250 \text{ mm}^2$$

La cuantía mínima a disponer en el pilar será la cuantía mínima geométrica. Sin embargo, sigue siendo una cuantía demasiado pequeña como para armar el pilar con el diámetro más pequeño de la gama. En conclusión, el pilar se armará con un diámetro usual en obra, $\varnothing 12$.

De esta forma, la armadura longitudinal de las barras 51,52 y 53 será $4\varnothing 12$ ($452,39 \text{ mm}^2$) colocados en las esquinas del pilar y protegidos por el correspondiente recubrimiento mecánico calculado anteriormente (50 mm).

Para el cálculo de la armadura transversal del pilar se empleará los esfuerzos cortantes y axiles que afecten a la sección, mencionados anteriormente en la Tabla 15. Resumen de esfuerzos en pilar estudiado.

De igual manera al cálculo de la armadura transversal en jácenas, se realizará el cálculo de la armadura transversal en el pilar, a excepción de la acción de un esfuerzo axil, que introduce el valor de $\cot g \theta_e$ o ángulo de referencia de inclinación de las fisuras. Este valor, para el caso en el que la tensión normal de cálculo en el eje y, sea igual a cero, ($\sigma_{yd} = 0$), se describe a partir de la siguiente expresión:

$$\cot g \theta_e = \sqrt{1 - \frac{\sigma_{xd}}{f_{ct,m}}} \rightarrow \begin{cases} \leq 0,5 \\ \geq 2,0 \end{cases} \quad (26)$$

Donde:

- σ_{xd} Tensiones normales de cálculo, a nivel del centro de gravedad de la sección, paralelas a la directriz de la pieza y al esfuerzo cortante V_d respectivamente.
- $f_{ct,m}$ Resistencia media a tracción del hormigón

Tensión normal en el eje x (σ_{xd}):

$$\text{Barra 51} \rightarrow \sigma_{xd} = \frac{N_d}{A_c} = \frac{-121,575 \cdot 10^3 \text{ N}}{250 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm}} = -1,95 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Barra 52} \rightarrow \sigma_{xd} = \frac{N_d}{A_c} = \frac{-243,583 \cdot 10^3 \text{ N}}{250 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm}} = -3,90 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Barra 53} \rightarrow \sigma_{xd} = \frac{N_d}{A_c} = \frac{-365,54 \cdot 10^3 \text{ N}}{250 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm}} = -5,85 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Valor $f_{ct,m}$:

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (27)$$

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot 25^{2/3} = 2,56 \text{ MPa}$$

Valor $\cot g \theta_e$:

$$\text{Barra 51} \rightarrow \cot g \theta_e = \sqrt{1 - \frac{(-1,95 \text{ N/mm}^2)}{2,56 \text{ N/mm}^2}} = 1,33$$

$$\text{Barra 52} \rightarrow \cot g \theta_e = \sqrt{1 - \frac{(-3,90 \text{ N/mm}^2)}{2,56 \text{ N/mm}^2}} = 1,59$$

$$\text{Barra 53} \rightarrow \cot g \theta_e = \sqrt{1 - \frac{(-5,85 \text{ N/mm}^2)}{2,56 \text{ N/mm}^2}} = 1,81$$

Posteriormente, se realizarán las comprobaciones relacionadas con los esfuerzos cortantes a los que se somete la sección, especificados en el “*apartado 44.2.3 Comprobaciones a realizar frente a esfuerzo cortante. (EHE-08, 2010)*”:

$$V_d \leq V_{u1} \rightarrow \text{compresión oblicua en el alma} \quad (28)$$

$$V_d \leq V_{u2} \rightarrow \text{tracción en el alma}$$

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma se deduce de la siguiente expresión, tal y como se muestra en el “*apartado 44.2.3.1 Obtención de V_{u1} . (EHE-08, 2010)*”:

$$V_{u1} = k \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cotg \theta + \cotg \alpha}{1 + \cotg^2 \theta} \quad (29)$$

Donde:

- k Coeficiente que depende del esfuerzo axial
- f_{1cd} Resistencia a compresión del hormigón.
- b_0 Anchura neta mínima del elemento
- d Canto útil de la sección.
- θ Ángulo entre las bielas de compresión de hormigón y el eje de la pieza
- α Ángulo de las armaduras con el eje de la pieza, adoptando un valor que cumpla:
 $0,5 \leq \cotg \theta \leq 2,0$

El coeficiente k tomará distintos valores según la tensión efectiva del hormigón teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras comprimidas:

$$\sigma_{cd} = \frac{N_d - A_s \cdot f_{yd}}{A_c} \quad (30)$$

$$\text{Barra 51} \rightarrow \sigma_{cd} = \frac{121,575 \cdot 10^3 - 452,39 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ N/mm}^2}{250 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm}} = -0,95 \text{ Mpa}$$

$$\text{Barra 52} \rightarrow \sigma_{cd} = \frac{243,583 \cdot 10^3 - 452,39 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ N/mm}^2}{250 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm}} = 1,00 \text{ Mpa}$$

$$\text{Barra 53} \rightarrow \sigma_{cd} = \frac{365,54 \cdot 10^3 - 452,39 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ N/mm}^2}{250 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm}} = 2,95 \text{ MPa}$$

Los valores de k para cada una de las barras en función de la tensión efectiva anteriormente calculada, de acuerdo al “*apartado 44.2.3.1 Obtención de V_{u1} . (EHE-08, 2010)*” son los siguientes:

$$k = 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}} \quad (31)$$

$$\text{Barra 51} \rightarrow k = 1,00$$

$$\text{Barra 52} \rightarrow k = 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}} = \frac{1,00 \text{ MPa}}{\frac{25 \text{ N/mm}^2}{1,5}} = 1,06$$

$$\text{Barra 53} \rightarrow k = 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}} = \frac{2,95 \text{ MPa}}{\frac{25 \text{ N/mm}^2}{1,5}} = 1,18$$

En el caso de la barra 51, el signo negativo en la compresión efectiva del hormigón, indica que todo el esfuerzo axial de compresión al que se somete el pilar, es absorbido completamente por las armaduras comprimidas, por lo tanto la sección de hormigón actúa como una estructura sin esfuerzo axial de compresión, tomando como coeficiente $k=1$.

Para un hormigón de resistencia de cálculo $f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$, la resistencia de compresión del hormigón f_{1cd} , será igual a:

$$f_{1cd} = 0,6 \cdot f_{cd} \quad (32)$$

$$f_{1cd} = 0,6 \cdot \frac{25 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 10 \text{ MPa}$$

En este caso, se considerará que $\cotg \theta$ coincide con $\cotg \theta_e$, por lo tanto el valor de cortante máximo que soportará la sección frente a la comprobación de compresión oblicua en el alma V_{u1} , de acuerdo a la ecuación (29) valdrá:

$$\text{Barra 51} \rightarrow V_{u1} = 1 \cdot 10 \cdot 250 \cdot 200 \cdot \frac{1,33 + 0}{1 + (1,33)^2} = 240,168 \text{ KN}$$

$$\text{Barra 52} \rightarrow V_{u1} = 1,06 \cdot 10 \cdot 250 \cdot 200 \cdot \frac{1,59 + 0}{1 + (1,59)^2} = 238,853 \text{ KN}$$

$$\text{Barra 53} \rightarrow V_{u1} = 1,18 \cdot 10 \cdot 250 \cdot 200 \cdot \frac{1,81 + 0}{1 + (1,81)^2} = 249,553 \text{ KN}$$

Se comprueba que $V_d \leq V_{u1}$:

$$\text{Barra 51} \rightarrow V_d \leq V_{u1} \rightarrow -7,724 \text{ KN} < 240,168 \text{ KN}$$

$$\text{Barra 52} \rightarrow V_d \leq V_{u1} \rightarrow -9,984 \text{ KN} < 238,853 \text{ KN}$$

$$\text{Barra 53} \rightarrow V_d \leq V_{u1} \rightarrow -4,303 \text{ KN} < 249,553 \text{ KN}$$

Todas las barras cumplen la comprobación de agotamiento de la sección por compresión oblicua en el alma.

En la comprobación de la sección frente a agotamiento por tracción en el alma, se deberá tener en cuenta por una parte la contribución del hormigón a la resistencia del esfuerzo y por otra, si así fuese necesario, la contribución del acero dispuesto como armadura transversal.

De acuerdo al “*apartado 44.2.3.2.2 Piezas con armadura de cortante. (EHE-08, 2010)*”, el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \quad (33)$$

Donde:

- V_{u2} Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma
- V_{cu} Contribución del hormigón a la resistencia frente a esfuerzo cortante
- V_{su} Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia frente a esfuerzo cortante

Se obtiene la contribución del hormigón a partir de la siguiente expresión, desarrollada en el artículo anteriormente mencionado:

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \xi (100\rho_1 f_{cv})^{1/3} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] \beta b_0 d \quad (34)$$

Donde:

- γ_c Coeficiente parcial de seguridad del hormigón
- ξ Valor adimensional
- ρ_1 Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción, pasiva y activa adherente, anclada a una distancia igual o mayor que d a partir de la sección de estudio
- F_{cv} Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm² de valor $F_{cv}=F_{ck}$ con F_{cv} no mayor que 15 N/mm² en el caso de control indirecto de la resistencia del hormigón, siendo f_{ck} la resistencia a compresión del hormigón que a efectos de este apartado no se considerará superior a 60 N/mm²
- σ'_{cd} Tensión axial media en el alma de la sección (compresión positiva)
- β Coeficiente adimensional igual a 1 para ángulo de fisuración 45°
- B_0 Base de la sección
- d Canto útil de la sección medido desde la fibra de hormigón más comprimida hasta el centro de gravedad de la armadura traccionada y comprimida, respectivamente

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \rightarrow d = 200 \text{ mm} \rightarrow \xi = 2,0 \quad (35)$$

La cuantía geométrica será la misma para las tres barras, ya que disponen de la misma armadura longitudinal:

$$\rho_1 = \frac{A_s + A_p}{b_0 \cdot d} \leq 0,02 \rightarrow \rho_1 = \frac{452,39 \text{ mm}^2}{250 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 9,04 \cdot 10^{-3} \quad (36)$$

La tensión axial media en el alma de la sección:

$$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{A_c} \quad (37)$$

$$\text{Barra 51} \rightarrow \sigma_{cd} = \frac{121,575 \cdot 10^3 \text{ N}}{250 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm}} = 1,95 \text{ MPa}$$

$$\text{Barra 52} \rightarrow \sigma_{cd} = \frac{243,583 \cdot 10^3 N}{250 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm}} = 3,90 \text{ MPa}$$

$$\text{Barra 53} \rightarrow \sigma_{cd} = \frac{365,54 \cdot 10^3 N}{250 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm}} = 5,85 \text{ MPa}$$

La contribución del hormigón en cada barra de acuerdo a la ecuación (34) será la siguiente:

- Barra 51

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{1,5} \cdot 2 \cdot (100 \cdot (9,04 \cdot 10^{-3}) \cdot 25)^{1/3} + 0,15 \cdot 1,95 \right] \cdot 1 \cdot 250 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm} = 42,898 \text{ KN}$$

- Barra 52

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{1,5} \cdot 2 \cdot (100 \cdot (9,04 \cdot 10^{-3}) \cdot 25)^{1/3} + 0,15 \cdot 3,90 \right] \cdot 1 \cdot 250 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm} = 57,522 \text{ KN}$$

- Barra 53

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{1,5} \cdot 2 \cdot (100 \cdot (9,04 \cdot 10^{-3}) \cdot 25)^{1/3} + 0,15 \cdot 5,85 \right] \cdot 1 \cdot 250 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm} = 72,148 \text{ KN}$$

A partir de los valores obtenidos se puede observar claramente, que únicamente con la contribución del hormigón es suficiente para resistir el esfuerzo cortante al que se somete a la sección:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \begin{cases} \text{Barra 51} \rightarrow V_{cu} > V_d \rightarrow 42,898 \text{ KN} > 7,724 \text{ KN} \\ \text{Barra 52} \rightarrow V_{cu} > V_d \rightarrow 57,522 \text{ KN} > 9,984 \text{ KN} \\ \text{Barra 53} \rightarrow V_{cu} > V_d \rightarrow 72,148 \text{ KN} > 4,303 \text{ KN} \end{cases}$$

En conclusión, la armadura a cortante a disponer en el pilar será la armadura mínima que especifica el “*apartado 44.2.3.4.1 sobre armaduras transversales. (EHE-08, 2010)*” cuya cuantía se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$\sum \frac{A_{\alpha} f_{y\alpha,d}}{\text{sen } \alpha} \geq \frac{f_{ctm}}{7,5} \cdot b_0 \quad (38)$$

Donde:

- A_{α} Cuantía de la armadura transversal
- $f_{y\alpha,d}$ Resistencia de calculo del acero a compresión, limitado a 400 N/mm^2
- α Ángulo de la armadura transversal con el eje de la pieza
- f_{ctm} Resistencia media a tracción del hormigón
- b_0 Base de la sección

Valor $f_{ct,m}$ de acuerdo a la ecuación (27).

Si consideramos un ángulo α de la armadura transversal con el eje de la pieza de 90° y cercos simples de $\varnothing 6$ mm, la cuantía de la armadura transversal resulta:

$$A_{90} \geq \frac{f_{ctm} \cdot \text{sen} \alpha \cdot b_0}{f_{y\alpha,d} \cdot 7,5} \quad (39)$$

$$A_{90} \geq \frac{2,56 \text{ MPa} \cdot 1 \cdot 250 \text{ mm}}{7,5 \cdot 400 \text{ N/mm}^2} = 0,213 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

La separación entre cercos de $\varnothing 6$ mm ($A = \pi r^2 = \pi 3^2 = 28,27 \text{ mm}^2$) será la siguiente:

$$\frac{A_s}{S_t} = 0,213 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (40)$$

$$S_t = \frac{2 \cdot 28,27 \text{ mm}^2}{0,213 \text{ mm}^2/\text{mm}} = 265,49 \text{ mm}$$

Se comprobará que las separaciones máxima y mínima entre cercos sea correcta de acuerdo al apartado anteriormente mencionado y además, por existir armaduras pasivas a compresión, se comprobará tanto la sección como la separación entre ellas de acuerdo al “*apartado 42.3.1 sobre Generalidades relativas a las armaduras. (EHE-08, 2010)*”.

Para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón frente a situaciones de compresión oblicua:

$$V_{rd} < \frac{1}{5} V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \leq 600 \text{ mm} \quad (41)$$

$$s_t \leq 0,75 \cdot 200 \text{ mm} \cdot (1 + 0) = 150 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$$

Por existir armaduras pasivas a compresión ($\varnothing 12$ mm):

$$s_t \leq 15 \varnothing_{\min} (\varnothing \text{ de la barra más comprimida}) \quad (42)$$

$$\varnothing_t \geq \frac{1}{4} \varnothing_{\max} (\varnothing_{\max} \text{ de la armadura comprimida más gruesa}) \quad (43)$$

$$s_t \leq 15 \cdot 12 \text{ mm} = 180 \text{ mm}$$

$$\varnothing_t \geq \frac{1}{4} \cdot 12 \text{ mm} = 3 \text{ mm}$$

Cumpliendo las comprobaciones que dispone EHE-08, la armadura transversal del pilar será la siguiente:

$$c\varnothing 6\text{mm}/150\text{mm}$$

Por tanto, la nueva cuantía de armadura transversal de la que dispone el pilar es:

$$\frac{A_s}{S_t} = \frac{2 \cdot 28,27 \text{ mm}^2}{150 \text{ mm}} = 0,377 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

TRAMO	ARMADURA LONGITUDINAL	ARMADURA TRANSVERSAL
Barra 51	4Ø12	cØ6mm/150mm
Barra 52	4Ø12	cØ6mm/150mm
Barra 53	4Ø12	cØ6mm/150mm

Tabla 23. Resumen de armados del pilar.

En “Anexo I: Documentación gráfica” se incluye el despiece del pilar correspondiente.

Comprobación de jácenas a estado límite último.

Como ejemplo de cálculo de jácenas, se empleará la jácena de planta piso del pórtico nº 2. Las características que definen la jácena serán las siguientes:

- Hormigón armado HA-25/B/20/IIa
- Armadura de acero B500S
- Sección de 300x250 mm²
- Longitud primer vano de la jácena: 3,97 m (entre ejes de pilares)
- Longitud del segundo vano de la jácena: 3,81 m (entre ejes de pilares)
- Longitud del tercer vano de la jácena: 4,19 m (entre ejes de pilares)
- Forjado soportado: Forjado de viguetas semirresistentes armadas y bovedillas de poliestireno, con un canto total de forjado de 20+5 m
- Ancho tributario de la jácena: 2,895 m (entre ejes de jácenas)
- Las cargas a disponer son las especificadas en la memoria correspondiente del programa WinEva.

En primer lugar será necesario calcular tanto el recubrimiento nominal como el recubrimiento mecánico de la jácena, debiendo ser ambos suficientes como para proteger del ambiente exterior las armaduras de la misma. De acuerdo al “*apartado 37.2.4. Recubrimientos. (EHE-08, 2010)*”, se define el recubrimiento mecánico del hormigón como “la distancia entre la superficie exterior de la armadura (incluyendo cercos y estribos) y la superficie de hormigón más cercana”. A diferencia del recubrimiento mecánico, el recubrimiento nominal no incluye la dimensión ocupada por la armadura, y será aquel que se debe garantizar en todo el perímetro de la sección. El recubrimiento nominal se calculará a partir del recubrimiento exigido por el ambiente, el cemento empleado, la resistencia característica del hormigón y la vida útil de proyecto (Tabla 37.2.4.1.a. Recubrimientos mínimos para las clases generales de ambiente I y IIa), al que se le incluirá un margen de recubrimiento en función del nivel de control de ejecución. De acuerdo a la ecuación (1) se han obtenido anteriormente el valor de dichos recubrimientos.

$$R_{nom} = 30 \text{ mm}$$

$$R_{mec} = 46 \text{ mm} \approx 50 \text{ mm}$$

Una vez obtenido el recubrimiento a disponer en la jácena, se procede al cálculo de la armadura a flexión que necesitaría la misma. En el siguiente diagrama se pueden observar los esfuerzos a los que está sometida la jácena, extraídos del programa de cálculo WinEva:

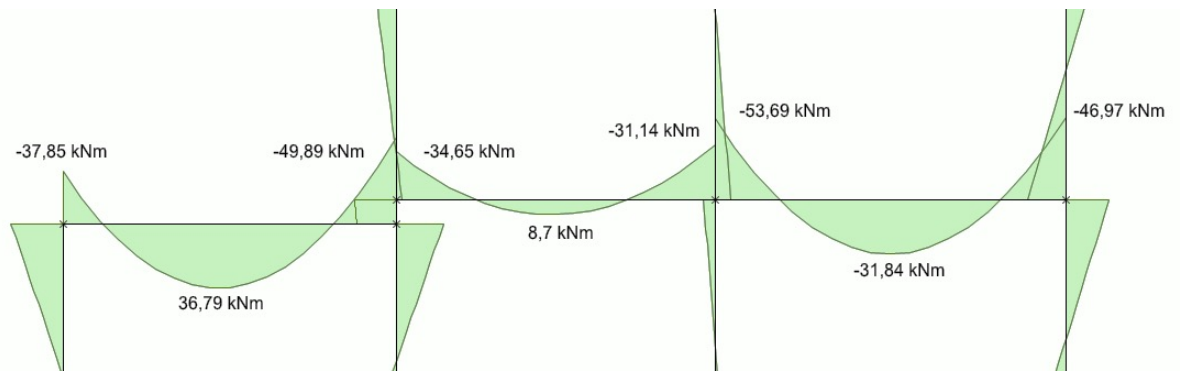


Figura 80. Momentos flectores máximos jácena estudiada. [80]

En primer lugar se calculará el momento límite que soporta la sección, dato que informará de la necesidad o no necesidad de armadura a compresión en algún punto de la jácena. Se obtiene de acuerdo a la siguiente formulación presente en “Anejo 7 apartado 3, Flexión simple en secciones rectangulares. (EHE-08, 2010)”:

$$U_0 = f_{cd} \cdot b \cdot d \quad (44)$$

$$U_0 = \frac{25}{1,5} \frac{N}{mm^2} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm} = 1000000 \text{ N} = 1000 \text{ kN}$$

$$M_{lim} = 0,375 \cdot 1000 \text{ kN} \cdot 0,2 \text{ m} = 75 \text{ kNm} \quad (45)$$

Cualquiera de los valores de momentos flectores máximos a los que está sometida la jácena se encuentran por debajo del momento límite de 75 kNm, por lo tanto no será necesaria armadura a compresión (U_{s2}):

$$M_d < M_{lim} \rightarrow U_{s2} = 0 \quad (46)$$

Por otra parte, será obligatorio el cálculo de la armadura mínima que se deberá disponer. De acuerdo a “artículo 42.3 sobre disposición relativa de las armaduras. (EHE-08, 2010)” y la ecuación (25), se comprobará la armadura mínima geométrica y mecánica a disponer en la sección:

$$A_{min,geo} = \frac{2,8}{1000} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm} = 210 \text{ mm}^2$$

**Para vigas con acero B500 la cuantía de acero mínima será de un 2,8 ‰ correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda la disposición de un 30% de la armadura obtenida en la cara comprimida.*

$$A_{comp} = 0,30 \cdot \frac{2,8}{1000} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm} = 63 \text{ mm}^2$$

La armadura mínima mecánica se calculará, de modo simplificado, para secciones rectangulares de hormigón armado en flexión simple cuando la resistencia del hormigón es menor a 50 N/mm², de acuerdo a la siguiente expresión:

$$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (47)$$

$$A_s \geq 0,04 \cdot 300 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm} \cdot \frac{25 / 1,5 \frac{N}{\text{mm}^2}}{500 / 1,15 \frac{N}{\text{mm}^2}}$$

$$A_s \geq 115 \text{ mm}^2$$

En el detalle de armados de CYPECAD, se observa que dispone armadura longitudinal de Ø10. De acuerdo a los mínimos de armadura anteriores:

$$\text{Ø}10 \rightarrow A = \pi 5^2 = 78,53 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{210 \text{ mm}^2}{78,53 \text{ mm}^2} = 2,67 \text{ barras } \text{Ø}10 \rightarrow 3\text{Ø}10 \rightarrow 235,62 \text{ mm}^2$$

En lo que se refiere a la cara comprimida bastará con 1Ø10, valor que por montaje de la armadura transversal se duplicará con 2 barras de ese mismo diámetro en cada esquina.

Una vez dispuesta la armadura base de la jácena se comprobará en que vanos de la misma se deberá reforzar con armado adicional. Para ello, se calculará el momento último que resiste la armadura mínima aplicando el equilibrio entre las fuerzas que confluyen en la sección.

- Aplicando el equilibrio:

$$\sum F_x = 0 \quad (48)$$

$$f_{cd} \cdot b \cdot y - A_{s1} \cdot f_{yd} = 0 \quad (49)$$

$$M_u = f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot \left(d - \frac{y}{2} \right) \quad (50)$$

- Se resuelve el sistema anterior:

$$y = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b} \quad (51)$$

$$y = \frac{235,62 \text{ mm}^2 \cdot \frac{500 \text{ N}}{1,15 \text{ mm}^2}}{\frac{25 \text{ N}}{1,5 \text{ mm}^2} \cdot 300} = 20,49 \text{ mm}$$

- En relación al esquema expuesto en este mismo apartado:

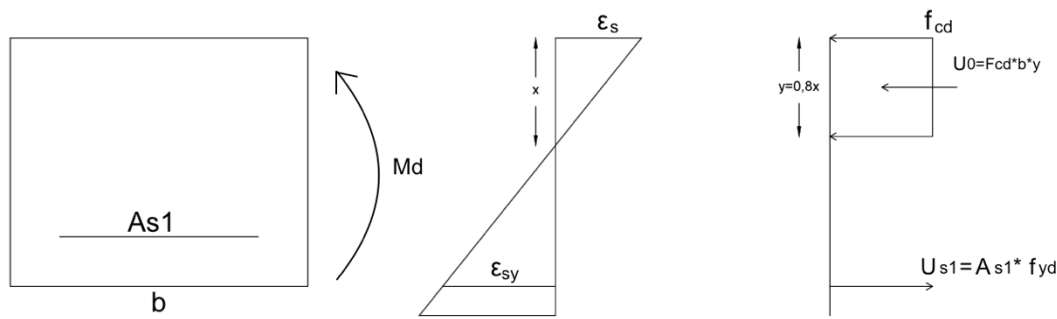


Figura 81. Equilibrio de esfuerzos y tensiones a nivel seccional. [81]

$$y = 0,8 x \rightarrow x = \frac{1}{0,8} y \rightarrow x = 1,25 y \quad (52)$$

$$x = 1,25 \cdot 20,49 \text{ mm} = 25,61 \text{ mm}$$

A partir de este valor se puede determinar el dominio de deformación de la pieza, tal y como se expone en el “*artículo 42.1.3 sobre dominios de deformación. (EHE-08, 2010)*”. La sección corresponde a un dominio 2 o flexión simple o compuesta en donde el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión, situando los valores de x entre 0 y $0,259d$. En este caso, la armadura a tracción plastifica.

El valor de x se encuentra entre los siguientes valores correspondientes al dominio 2:

$$0 < 25,60 \text{ mm} < 51,80 \text{ mm}$$

El momento último resistido se obtiene de acuerdo a la ecuación (50):

$$M_u = \frac{25 \text{ N}}{1,5 \text{ mm}^2} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 20,49 \text{ mm} \cdot \left(200 - \frac{20,49}{2} \right) = 19,44 \text{ kNm}$$

Comprobando con los valores de momentos máximos que soporta la jácena, todos ellos, excepto el vano central, superan el momento último que resiste la armadura mínima, y por lo tanto se deberá reforzar la estructura.

Para el cálculo de la armadura de refuerzo, se empleará de nuevo “*anejo 7. (EHE-08, 2010)*”, en este caso calculando la armadura a disponer para cubrir los momentos de cálculo de la estructura.

- Refuerzo de la armadura a tracción frente a momento positivo en vano P5-P6, con un momento positivo máximo en centro de vano de 36,79 kNm:

$$U_{s1} = U_0 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{U_0 \cdot d}} \right) \quad (53)$$

$$U_{s1} = 1000 \text{ kN} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 36,79 \text{ kNm}}{1000 \text{ kN} \cdot 0,2 \text{ m}}} \right) = 393,45 \text{ kN}$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} \quad (54)$$

$$A_{s1} = \frac{393,45 \cdot 10^3 \text{ N}}{\frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,15}} = 904,94 \text{ mm}^2$$

Si se dispone de barras de Ø20 con una sección de 314,16 mm²:

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{904,94 \text{ mm}^2}{314,16 \text{ mm}^2} = 2,88 \text{ barras} \approx 3\text{Ø}20$$

$$A_{real} \geq A_{s1}$$

$$3\text{Ø}20 = 942,47 \text{ mm}^2 \geq 904,94 \text{ mm}^2$$

- Refuerzo de la armadura a tracción frente a momento positivo en vano P7-P8, con un momento positivo máximo en centro de vano de 31,84 kNm, de acuerdo a las ecuaciones (53) y (54):

$$U_{s1} = 1000 \text{ kN} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 31,84 \text{ kNm}}{1000 \text{ kN} \cdot 0,2 \text{ m}}} \right) = 174,40 \text{ kN}$$

$$A_{s1} = \frac{174,40 \cdot 10^3 \text{ N}}{\frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,15}} = 401,12 \text{ mm}^2$$

Si se dispone de barras de Ø12 y Ø16, con una armadura de montaje de 2 barras de Ø12 y un refuerzo de menor longitud de 1 barra de Ø16, se cubre la sección requerida.

$$c \rightarrow A = 2\pi 6^2 = 226,19 \text{ mm}^2$$

$$1\text{Ø}16 \rightarrow A = \pi 8^2 = 201,06 \text{ mm}^2$$

$$A_{real} \geq A_{s1}$$

$$427,26 \text{ mm}^2 \geq 401,12 \text{ mm}^2$$

Sección	Armado a compresión	Armado a tracción
P5-P6	2Ø10	3Ø20
P6-P7	2Ø10	3Ø10
P7-P8	2Ø10	2Ø12+1Ø16

Tabla 24. Resumen de armados en centro de vano en jácena estudiada.

En el cálculo de la armadura de refuerzo frente a momentos de cálculo negativos no se tendrá en cuenta la acción de la armadura base calculada anteriormente, es decir, el momento de cálculo en el apoyo será resistido únicamente por la armadura que se disponga como refuerzo.

- Refuerzo de la armadura a tracción frente a momento negativo en apoyo P5, con un momento negativo máximo -37,85 kNm, de acuerdo a las ecuaciones (53) y (54):

$$U_{s1} = 1000 \text{ kN} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 37,85 \text{ kNm}}{1000 \text{ kN} \cdot 0,2 \text{ m}}} \right) = 211,65 \text{ kN}$$

$$A_{s1} = \frac{211,65 \cdot 10^3 \text{ N}}{\frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,15}} = 486,78 \text{ mm}^2$$

Si se dispone de barras de Ø12 y Ø16, con un refuerzo frente a momento negativo de 2 barras de Ø16 y 1 barra de Ø12, se cubre la sección requerida.

$$1\text{Ø}12 \rightarrow A = \pi 6^2 = 113,09 \text{ mm}^2$$

$$2\text{Ø}16 \rightarrow A = 2\pi 8^2 = 402,12 \text{ mm}^2$$

$$A_{real} \geq A_{s1}$$

$$515,21 \text{ mm}^2 \geq 486,78 \text{ mm}^2$$

- Refuerzo de la armadura a tracción frente a momento negativo en apoyo P6 (vano 1 de la jácena), con un momento negativo máximo -49,89 kNm, de acuerdo a las ecuaciones (53) y (54):

$$U_{s1} = 1000 \text{ kN} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 49,89 \text{ kNm}}{1000 \text{ kN} \cdot 0,2 \text{ m}}} \right) = 292,12 \text{ kN}$$

$$A_{s1} = \frac{292,12 \cdot 10^3 \text{ N}}{\frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,15}} = 671,86 \text{ mm}^2$$

Si se dispone de barras de Ø20 y Ø10, con un refuerzo frente a momento negativo de 2 barras de Ø20 y 1 barra de Ø10, se cubre la sección requerida.

$$2\text{Ø}20 \rightarrow A = 2\pi 10^2 = 628,32 \text{ mm}^2$$

$$1\text{Ø}10 \rightarrow A = \pi 5^2 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$A_{real} \geq A_{s1}$$

$$706,86 \text{ mm}^2 \geq 671,86 \text{ mm}^2$$

- Refuerzo de la armadura a tracción frente a momento negativo en apoyo P6 (vano central de la jácena), con un momento negativo máximo -34,65 kNm, de acuerdo a las ecuaciones (53) y (54):

$$U_{s1} = 1000 \text{ kN} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 34,65 \text{ kNm}}{1000 \text{ kN} \cdot 0,2 \text{ m}}} \right) = 191,61 \text{ kN}$$

$$A_{s1} = \frac{191,61 \cdot 10^3 \text{ N}}{\frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,15}} = 440,70 \text{ mm}^2$$

Si se dispone de barras de Ø16 y Ø10, con un refuerzo frente a momento negativo de 2 barras de Ø16 y 1 barra de Ø10, se cubre la sección requerida.

$$2\text{Ø}16 \rightarrow A = 2\pi 8^2 = 402,12 \text{ mm}^2$$

$$1\text{Ø}10 \rightarrow A = \pi 5^2 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$A_{real} \geq A_{s1}$$

$$480,66 \text{ mm}^2 \geq 440,70 \text{ mm}^2$$

- Refuerzo de la armadura a tracción frente a momento negativo en apoyo P7, con un momento negativo máximo -53,69 kNm, de acuerdo a las ecuaciones (53) y (54):

$$U_{s1} = 1000 \text{ kN} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 53,69 \text{ kNm}}{1000 \text{ kN} \cdot 0,2 \text{ m}}} \right) = 319,49 \text{ kN}$$

$$A_{s1} = \frac{319,49 \cdot 10^3 \text{ N}}{\frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,15}} = 734,82 \text{ mm}^2$$

Si se dispone de barras de Ø20 y Ø12, con un refuerzo frente a momento negativo de 2 barras de Ø20 y 1 barra de Ø12, se cubre la sección requerida.

$$2\text{Ø}20 \rightarrow A = 2\pi 10^2 = 628,32 \text{ mm}^2$$

$$1\text{Ø}12 \rightarrow A = \pi 6^2 = 113,09 \text{ mm}^2$$

$$A_{real} \geq A_{s1}$$

$$741,42 \text{ mm}^2 \geq 734,82 \text{ mm}^2$$

- Refuerzo de la armadura a tracción frente a momento negativo en apoyo P8, con un momento negativo máximo -46,97 kNm, de acuerdo a las ecuaciones (53) y (54):

$$U_{s1} = 1000 \text{ kN} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 46,97 \text{ kNm}}{1000 \text{ kN} \cdot 0,2 \text{ m}}} \right) = 271,8 \text{ kN}$$

$$A_{s1} = \frac{271,8 \cdot 10^3 \text{ N}}{\frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,15}} = 625,14 \text{ mm}^2$$

Si se dispone de barras de Ø20 y Ø12, con un refuerzo frente a momento negativo de 2 barras de Ø20, se cubre la sección requerida.

$$2\text{Ø}20 \rightarrow A = 2\pi 10^2 = 628,32 \text{ mm}^2$$

$$A_{real} \geq A_{s1}$$

$$628,32 \text{ mm}^2 \geq 625,14 \text{ mm}^2$$

	Armado a compresión	Armado a tracción
Apoyo P5	2Ø10	2Ø16+1Ø12
Apoyo P6(izquierda)	2Ø10	2Ø20+1Ø10
Apoyo P6 (derecha)	2Ø10	2Ø16+1Ø10
Apoyo P7	2Ø10	2Ø20+1Ø12
Apoyo P8	2Ø10	2Ø20

Tabla 25. Resumen de armados en apoyos en jácena estudiada.

Para el cálculo del armado transversal de la jácena, o el armado que resistirá el esfuerzo cortante al que se encuentra sometida la misma, se empleará el siguiente diagrama de esfuerzos:

El estado límite de agotamiento de la sección por esfuerzo cortante se puede alcanzar, bien por agotarse la resistencia a compresión en el alma, bien por agotarse su resistencia a tracción. Por lo tanto, para que la comprobación sea correcta se deberá calcular el armado transversal necesario que cumpla ambas condiciones simultáneamente.

De acuerdo al “*apartado 44.2.3. Comprobaciones a realizar frente al cálculo de cortante. (EHE-08, 2010)*”, las expresiones que representan dichas comprobaciones serán las especificadas en la ecuación (28).

En la comprobación frente a agotamiento por compresión oblicua en el alma, se deberá comparar el valor de cortante de cálculo en el extremo del apoyo (pilar) con el valor de cortante máximo resistido por la sección frente a compresión oblicua en el alma. Sin embargo para la comprobación frente a agotamiento por tracción en el alma, se comparará el valor de cortante de cálculo a distancia un canto útil medida desde el extremo del apoyo (pilar) con el valor de cortante máximo resistido por la sección frente a agotamiento por tracción en el alma.

Estos valores se obtendrán a partir de la ecuación de la recta que representa el diagrama de esfuerzos cortantes al que se somete la jácena, tal y como se representa en la figura 82:

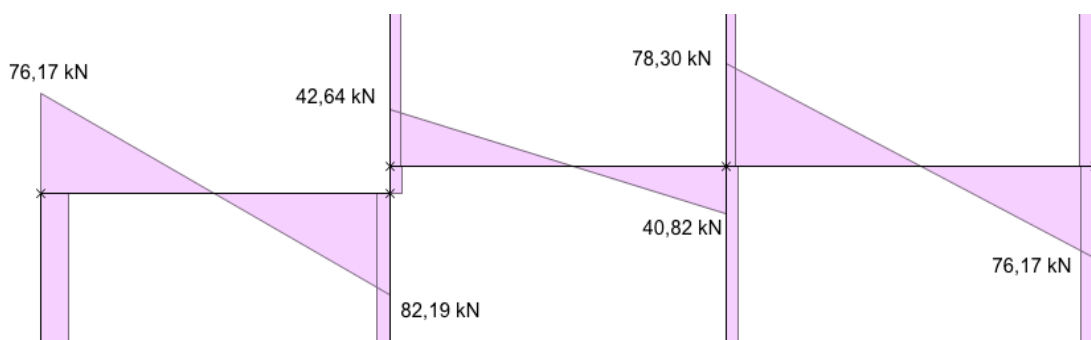


Figura 82. Esfuerzos cortantes en la jácena estudiada. [82]

Expresiones de esfuerzos cortantes en vano extremo izquierdo de la jácena:

$$y = mx + n \text{ (ecuación de la recta)}$$

$$V_{rd}' = mx + V \text{ (ecuación de la recta adaptada al problema)} \quad (55)$$

$$V_{rd} = mx + V \text{ (ecuación de la recta adaptada al problema)}$$

Ecuación de la recta que pasa por dos puntos:

$$\frac{x - x_1}{x_2 - x_1} = \frac{y - y_1}{y_2 - y_1} \rightarrow \begin{cases} (0; 76,17) \\ (3,97; -82,19) \end{cases} \quad (56)$$

Sustituyendo los valores en la ecuación y despejando los valores de cortante V_{rd}' y V_{rd} :

$$V_{rd}'(\text{KN}) = -39,89x + 76,17 \quad (57)$$

$$V_{rd}(\text{KN}) = -39,89x + 76,17$$

Debido a la asimetría del diagrama de cortantes se deberá obtener los valores mencionados tanto a la izquierda del diagrama (cortante positivo) como a la derecha del diagrama (cortante negativo) de acuerdo a las ecuaciones (57):

$$V_{rd}'(x = 0,125 \text{ m}) \rightarrow V_{rd}' = -39,89 \cdot 0,125 + 76,17 \rightarrow V_{rd}' = 71,18 \text{ KN}$$

$$V_{rd}(x = 0,325 \text{ m}) \rightarrow V_{rd} = -39,89 \cdot 0,325 + 76,17 \rightarrow V_{rd} = 63,20 \text{ KN}$$

$$V_{rd}'(x = 3,845 \text{ m}) \rightarrow V_{rd}' = -39,89 \cdot 3,845 + 76,17 \rightarrow V_{rd}' = -77,20 \text{ KN}$$

$$V_{rd}(x = 3,645 \text{ m}) \rightarrow V_{rd} = -39,89 \cdot 3,645 + 76,17 \rightarrow V_{rd} = -69,22 \text{ KN}$$

Expresiones de esfuerzos cortantes en vano central de la jácena:

De acuerdo a las ecuaciones (55) y (56) y los puntos (0 ; 42,64) y (3,81 ; -40,82), se obtienen las ecuaciones de las rectas:

$$V_{rd}'(\text{KN}) = -21,90x + 42,64 \quad (58)$$

$$V_{rd}(\text{KN}) = -21,90x + 42,64$$

Debido a la asimetría del diagrama de cortantes se deberá obtener los valores mencionados tanto a la izquierda del diagrama (cortante positivo) como a la derecha del diagrama (cortante negativo) de acuerdo a las ecuaciones (58):

$$V_{rd}'(x = 0,125 \text{ m}) \rightarrow V_{rd}' = -21,90 \cdot 0,125 + 42,64 \rightarrow V_{rd}' = 39,90 \text{ KN}$$

$$V_{rd}(x = 0,325 \text{ m}) \rightarrow V_{rd} = -21,90 \cdot 0,325 + 42,64 \rightarrow V_{rd} = 35,52 \text{ KN}$$

$$V_{rd}'(x = 3,685 \text{ m}) \rightarrow V_{rd}' = -21,90 \cdot 3,685 + 42,64 \rightarrow V_{rd}' = -38,06 \text{ KN}$$

$$V_{rd}(x = 3,645 \text{ m}) \rightarrow V_{rd} = -21,90 \cdot 3,645 + 42,64 \rightarrow V_{rd} = -33,68 \text{ KN}$$

Expresiones de esfuerzos cortantes en vano extremo derecho de la jácena:

De acuerdo a las ecuaciones (55) y (56) y los puntos (0 ; 78,30) y (4,19 ; -74,74), se obtienen las ecuaciones de las rectas:

$$V_{rd}'(\text{KN}) = -36,52x + 78,30 \quad (59)$$

$$V_{rd}(\text{KN}) = -36,52x + 78,30$$

Debido a la asimetría del diagrama de cortantes se deberá obtener los valores mencionados tanto a la izquierda del diagrama (cortante positivo) como a la derecha del diagrama (cortante negativo) de acuerdo a las ecuaciones (59):

$$V_{rd}'(x = 0,125 \text{ m}) \rightarrow V_{rd}' = -36,52 \cdot 0,125 + 78,30 \rightarrow V_{rd}' = 73,44 \text{ KN}$$

$$V_{rd}(x = 0,325 \text{ m}) \rightarrow V_{rd} = -36,52 \cdot 0,325 + 78,30 \rightarrow V_{rd} = 66,43 \text{ KN}$$

$$V_{rd}'(x = 4,065 \text{ m}) \rightarrow V_{rd}' = -36,52 \cdot 4,065 + 78,30 \rightarrow V_{rd}' = -70,15 \text{ KN}$$

$$V_{rd}(x = 3,865 \text{ m}) \rightarrow V_{rd} = -36,52 \cdot 3,865 + 78,30 \rightarrow V_{rd} = -62,84 \text{ KN}$$

Una vez obtenidos los diferentes valores de cortantes que solicita la jácena en los puntos anteriormente mencionados, se calculará el esfuerzo máximo cortante que resiste la sección frente a compresión oblicua en el alma (V_{u1}). De acuerdo al “apartado 44.2.3.1. sobre la obtención de V_{u1} . (EHE-08, 2010)”:

“En el caso habitual de que las armaduras formen un ángulo $\alpha=90^\circ$, no haya esfuerzo axial, la resistencia de proyecto sea menor de 60 N/mm² ($F_{ck}<60$ N/mm²) y se adopte como ángulo de las bielas de compresión $\theta=45^\circ$ la expresión de esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma queda:”

$$V_{u1} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d \quad (60)$$

$$V_{u1} = 0,30 \cdot \frac{25 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,5} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm} = 300000 \text{ N} = 300 \text{ kN}$$

Por tanto la comparación de resultados con la primera ecuación (28) se demuestra a continuación:

Vano extremo izquierdo (x=0,125 m):

$$71,18 \text{ KN} \leq 300 \text{ KN} \rightarrow \text{Cumple la comprobación}$$

Vano extremo izquierdo (x=3,845 m):

$$-77,20 \text{ KN} \leq 300 \text{ KN} \rightarrow \text{Cumple la comprobación}$$

Vano central (x=0,125 m):

$$39,90 \text{ KN} \leq 300 \text{ KN} \rightarrow \text{Cumple la comprobación}$$

Vano central (x=3,685 m):

$$-38,06 \text{ KN} \leq 300 \text{ KN} \rightarrow \text{Cumple la comprobación}$$

Vano extremo derecho (x=0,125 m):

$$73,44 \text{ KN} \leq 300 \text{ KN} \rightarrow \text{Cumple la comprobación}$$

Vano extremo derecho (x=4,065 m):

$$-70,15 \text{ KN} \leq 300 \text{ KN} \rightarrow \text{Cumple la comprobación}$$

La jácena resiste el esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

En la comprobación de la sección frente a agotamiento por tracción en el alma, se deberá tener en cuenta por una parte la contribución del hormigón a la resistencia del esfuerzo y por otra, si así fuese necesario, la contribución del acero dispuesto como armadura transversal.

De acuerdo al “*apartado 44.2.3.2.2 Piezas con armadura de cortante*” presente en EHE-08, el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma se calcula a partir de las ecuaciones (33) y (34).

Con el fin de facilitar el cálculo de la contribución del hormigón a resistir el esfuerzo cortante, se proporciona el esquema de armados y se destacarán los siguientes puntos:

- Apoyo izquierdo, vano extremo izquierdo (1)
- Apoyo derecho, vano extremo izquierdo (2)
- Apoyo izquierdo, vano central (3)
- Apoyo derecho vano central (4)

- Apoyo izquierdo, vano extremo derecho (4')
- Apoyo derecho, vano extremo derecho (5)

De esta manera, los valores necesarios para el cálculo de V_{cu} , en cada uno de los puntos señalados se calculan a partir de las ecuaciones (35) y (36):

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \rightarrow d = 200 \text{ mm} \rightarrow \xi = 2,0$$

Cuantías geométricas:

$$\rho_1 = \frac{515,22 \text{ mm}^2}{300 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 0,00858 \leq 0,02$$

$$\rho_2 = \frac{706,85 \text{ mm}^2}{300 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 0,0118 \leq 0,02$$

$$\rho_3 = \frac{706,85 \text{ mm}^2}{300 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 0,0118 \leq 0,02$$

$$\rho_{4=4'} = \frac{741,42 \text{ mm}^2}{300 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 0,012 \leq 0,02$$

$$\rho_5 = \frac{628,32 \text{ mm}^2}{300 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 0,01 \leq 0,02$$

La resistencia efectiva del hormigón será:

$$f_{cv} = f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{hormigones cuya resistencia} < 60 \text{ N/mm}^2$$

No existen esfuerzos de compresión sobre el alma de la sección por lo tanto:

$$\sigma'_{cd} = 0$$

La contribución final del hormigón a la resistencia del cortante en cada uno de los puntos de acuerdo a la ecuación (34) valdrá:

$$\text{Punto 1} \rightarrow V_{cu} = \left[\frac{0,15}{1,5} \cdot 2 \cdot (100 \cdot (0,00858) \cdot 25 \text{ N/mm}^2)^{1/3} \right] \cdot 1 \cdot 300 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}$$

$$\text{Punto 1} \rightarrow V_{cu} = 33341,90 \text{ N} = 33,34 \text{ KN}$$

$$\text{Punto 2} \rightarrow V_{cu} = \left[\frac{0,15}{1,5} \cdot 2 \cdot (100 \cdot (0,0118) \cdot 25 \text{ N/mm}^2)^{1/3} \right] \cdot 1 \cdot 300 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}$$

$$\text{Punto 2} \rightarrow V_{cu} = 37078,48 \text{ N} = 37,08 \text{ KN}$$

$$\text{Punto 3} \rightarrow V_{cu} = \left[\frac{0,15}{1,5} \cdot 2 \cdot (100 \cdot (0,0118) \cdot 25 \text{ N/mm}^2)^{1/3} \right] \cdot 1 \cdot 300 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}$$

$$\text{Punto 3} \rightarrow V_{cu} = 37078,48 \text{ N} = 37,08 \text{ KN}$$

$$\text{Punto 4} = 4' \rightarrow V_{cu} = \left[\frac{0,15}{1,5} \cdot 2 \cdot (100 \cdot (0,012) \cdot 25 \text{ N/mm}^2)^{1/3} \right] \cdot 1 \cdot 300 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}$$

$$\text{Punto 4} = 4' \rightarrow V_{cu} = 37286,79 \text{ N} = 37,29 \text{ KN}$$

$$\text{Punto 5} \rightarrow V_{cu} = \left[\frac{0,15}{1,5} \cdot 2 \cdot (100 \cdot (0,01) \cdot 25 \text{ N/mm}^2)^{1/3} \right] \cdot 1 \cdot 300 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}$$

$$\text{Punto 5} \rightarrow V_{cu} = 35088,21 \text{ N} = 35,09 \text{ KN}$$

Una vez obtenida la contribución del hormigón a resistir el esfuerzo cortante V_{cu} al que se somete a la jácena, se procederá al cálculo de la contribución necesaria del acero V_{su} , con el fin de que resista el cortante total V_{rd} en el extremo de pilar. De acuerdo a los valores obtenidos para V_{rd} , es posible obtener los valores de V_{su} , en función de la expresión (33):

Vano extremo izquierdo:

- Punto 1:

$$V_{rd}(x = 0,325 \text{ m}) = 63,20 \text{ KN} \leq V_{u2}$$

$$V_{u2} = 63,20 \text{ KN} = 33,34 \text{ KN} + V_{su} \rightarrow V_{su} \geq 29,86 \text{ KN}$$

- Punto 2:

$$V_{rd}(x = 3,645 \text{ m}) = -69,20 \text{ KN} \leq V_{u2}$$

$$V_{u2} = -69,22 \text{ KN} = 37,08 \text{ KN} + V_{su} \rightarrow V_{su} \geq 32,14 \text{ KN}$$

Vano central:

- Punto 3:

$$V_{rd}(x = 0,325 \text{ m}) = 35,52 \text{ KN} \leq V_{u2}$$

$$V_{u2} = 35,52 \text{ KN} = 37,08 \text{ KN} + V_{su}$$

En este caso el esfuerzo cortante sería resistido completamente por la sección de hormigón y no sería necesaria armadura transversal a cortante. Sin embargo, por razones constructivas se dispondrá de la armadura mínima a cortante que requiera.

- Punto 4

$$V_{rd}(x = 3,485 \text{ m}) = -33,68 \text{ KN} \leq V_{u2}$$

$$V_{u2} = 33,68 \text{ KN} = 37,29 \text{ KN} + V_{su}$$

Similar al caso anterior, se dispondrá de la armadura mínima a cortante que requiera.

Vano extremo derecho:

- Punto 4':

$$V_{rd}(x = 0,325 \text{ m}) = 66,43 \text{ KN} \leq V_{u2}$$

$$V_{u2} = 66,43 \text{ KN} = 37,29 \text{ KN} + V_{su} \rightarrow V_{su} \geq 29,14 \text{ KN}$$

- Punto 5:

$$V_{rd}(x = 3,865 \text{ m}) = -62,84 \text{ KN} \leq V_{u2}$$

$$V_{u2} = 62,84 \text{ KN} = 35,09 \text{ KN} + V_{su} \rightarrow V_{su} \geq 27,75 \text{ KN}$$

En función de los resultados obtenidos, se calculará al armado transversal necesario en los puntos en los que sea necesario contribución de acero para resistir el esfuerzo cortante al que se somete a la jácena. En este caso serán los puntos 1, 2, 4' y 5.

De acuerdo al “*apartado 44.2.3.2.2. Piezas con armadura a cortante. (EHE-08, 2010)*”:

“En el caso habitual de piezas de hormigón armado sometidas a flexión simple o compuesta con armadura transversal dispuesta con α igual a 90° despreciando el efecto favorable de las compresiones, para $e = 45^\circ(\dots)$, la contribución de la armadura será:”

$$V_{su} = 0,90 \cdot d \cdot A_{90} \cdot f_{y90,d} \quad (61)$$

Por lo tanto, la cuantía de acero por mm en los puntos anteriormente mencionados equivaldrá a:

$$A_{90} = \frac{V_{su}}{0,90 \cdot d \cdot f_{y90,d}} \quad (62)$$

* $f_{y90,d}$ será limitado a 400 N/mm² de acuerdo al apartado 40.2 de EHE-08.

$$\text{Punto 1} \rightarrow A_{90} = \frac{29,86 \cdot 10^3 \text{ N}}{0,90 \cdot 200 \cdot 400 \text{ N/mm}^2} = 0,414 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Punto 2} \rightarrow A_{90} = \frac{32,14 \cdot 10^3 \text{ N}}{0,90 \cdot 200 \cdot 400 \text{ N/mm}^2} = 0,446 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Punto 4'} \rightarrow A_{90} = \frac{29,14 \cdot 10^3 \text{ N}}{0,90 \cdot 200 \cdot 400 \text{ N/mm}^2} = 0,404 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Punto 5} \rightarrow A_{90} = \frac{27,75 \cdot 10^3 \text{ N}}{0,90 \cdot 200 \cdot 400 \text{ N/mm}^2} = 0,385 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Si consideramos la utilización de cercos del Ø6 mm ($A = \pi r^2 = \pi 3^2 = 28,27 \text{ mm}^2$), teniendo en cuenta el área de sus 2 ramas y la cuantía calculada en el epígrafe anterior, se podrá obtener la separación entre dichos cercos. Además, se comprobará que las separaciones máxima y mínima entre cercos sea correcta de acuerdo al “*apartado 44.2.3.4.1 sobre armaduras transversales. (EHE-08, 2010)*”

$$\text{Punto 1} \rightarrow \frac{A_s}{S_t} = 0,414 \text{ mm}^2/\text{mm} \rightarrow S_t = \frac{2 \cdot 28,27 \text{ mm}^2}{0,414 \text{ mm}^2/\text{mm}} = 136,6 \text{ mm}$$

Comprobaciones:

$$\frac{1}{5} V_{u1} < V_{rd} < \frac{2}{3} V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0,6 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \leq 450 \text{ mm} \quad (63)$$

$$s_{t,trans} \leq d \leq 500 \text{ mm} \quad (64)$$

$$s_t = 0,6 \cdot 200 \cdot (1 + 0) = 120 \text{ mm} < 450 \text{ mm}$$

Debido a que la separación máxima es de 120 mm, para mayor facilidad de montaje se dispondrán cada 100 mm.

$$100 \text{ mm} < 200 \text{ mm} < 500 \text{ mm}$$

$$\text{Punto 2} \rightarrow \frac{A_s}{S_t} = 0,446 \text{ mm}^2/\text{mm} \rightarrow S_t = \frac{2 \cdot 28,27 \text{ mm}^2}{0,446 \text{ mm}^2/\text{mm}} = 126,7 \text{ mm}$$

Comprobaciones:

$$\frac{1}{5} V_{u1} < V_{rd} < \frac{2}{3} V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0,6 \cdot d \cdot (1 + \cot\alpha) \leq 450 \text{ mm}$$

$$s_{t,\text{trans}} \leq d \leq 500 \text{ mm}$$

$$s_t = 0,6 \cdot 200 \cdot (1 + 0) = 120 \text{ mm} < 450 \text{ mm}$$

Para los valores obtenidos, se dispondrá de la misma situación que en el punto 1.

$$\text{Punto 4'} \rightarrow \frac{A_s}{S_t} = 0,404 \text{ mm}^2/\text{mm} \rightarrow S_t = \frac{2 \cdot 28,27 \text{ mm}^2}{0,404 \text{ mm}^2/\text{mm}} = 139,95 \text{ mm}$$

Comprobaciones:

$$\frac{1}{5} V_{u1} < V_{rd} < \frac{2}{3} V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0,6 \cdot d \cdot (1 + \cot\alpha) \leq 450 \text{ mm}$$

$$s_{t,\text{trans}} \leq d \leq 500 \text{ mm}$$

$$s_t = 0,6 \cdot 200 \cdot (1 + 0) = 120 \text{ mm} < 450 \text{ mm}$$

De nuevo, para los valores obtenidos, se dispondrá de la misma situación que en los casos anteriores.

$$\text{Punto 5} \rightarrow \frac{A_s}{S_t} = 0,385 \text{ mm}^2/\text{mm} \rightarrow S_t = \frac{2 \cdot 28,27 \text{ mm}^2}{0,385 \text{ mm}^2/\text{mm}} = 146,85 \text{ mm}$$

Comprobaciones:

$$\frac{1}{5} V_{u1} < V_{rd} < \frac{2}{3} V_{u1} \rightarrow s_t \leq 0,6 \cdot d \cdot (1 + \cot\alpha) \leq 450 \text{ mm}$$

$$s_{t,trans} \leq d \leq 500 \text{ mm}$$

$$s_t = 0,6 \cdot 200 \cdot (1 + 0) = 120 \text{ mm} < 450 \text{ mm}$$

Finalmente, para los valores obtenidos, se dispondrá de la misma situación que en los casos anteriores.

Al modificar la separación de los cercos calculados en un primer momento sin restricción de las comprobaciones, se deberá calcular que la cuantía modificada para una separación de 100 mm sea superior a la mínima exigida de acuerdo a la siguiente expresión:

$$A_{90} \geq \frac{f_{ctm} \cdot \text{sen}\alpha \cdot b_0}{f_{y\alpha,d} \cdot 7,5} \rightarrow A_{90} \geq \frac{2,56 \text{ MPa} \cdot 1 \cdot 300 \text{ mm}}{7,5 \cdot 400 \text{ N/mm}^2} = 0,256 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (65)$$

$$\frac{A_s}{S_t} = 0,256 \text{ mm}^2/\text{mm} \rightarrow S_t = \frac{2 \cdot 28,27 \text{ mm}^2}{0,256 \text{ mm}^2/\text{mm}} = 220 \text{ mm}$$

Es decir, la armadura mínima será c Ø6 mm/200mm.

Debido a que el área efectiva de los cercos así como la separación entre ellos, son iguales en toda la jácena, la cuantía de la armadura transversal modificada valdrá:

$$A_{90} = \frac{2 \cdot 28,27 \text{ mm}^2}{100 \text{ mm}} = 0,565 \text{ mm}^2/\text{mm} > 0,256 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Cumpliendo con la cuantía mínima de armadura transversal impuesta por EHE-08.

Finalmente, para concluir el cálculo de armadura transversal en la jácena, se obtendrán las longitudes a partir de las cuales dejará de funcionar la armadura transversal específica en zonas con riesgo de colapso por esfuerzo cortante y empezará a actuar la armadura mínima. Para ello será necesario conocer cual es el esfuerzo cortante último resistido por la armadura mínima y a partir del punto donde se supera el momento límite se colocará la armadura específica.

Se destacarán los siguientes puntos:

- Centro de vano, en vano extremo izquierdo (1)
- Centro de vano, en vano central (2)
- Centro de vano, en vano extremo derecho (3)

De nuevo de acuerdo a las ecuaciones (35) y (36):

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \rightarrow d = 200 \text{ mm} \rightarrow \xi = 2,0$$

La cuantía geométrica de la armadura longitudinal a tracción en cada uno de los puntos será:

$$\rho_1 = \frac{942,48 \text{ mm}^2}{300 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 0,016 \leq 0,02$$

$$\rho_2 = \frac{235,61 \text{ mm}^2}{300 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 0,00392 \leq 0,02$$

$$\rho_3 = \frac{427,25 \text{ mm}^2}{300 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 0,00712 \leq 0,02$$

La contribución final del hormigón a la resistencia del cortante en cada uno de los puntos de acuerdo a la ecuación (34) valdrá:

$$\text{Punto 1} \rightarrow V_{cu} = \left[\frac{0,15}{1,5} \cdot 2 \cdot (100 \cdot (0,016) \cdot 25 \text{ N/mm}^2)^{1/3} \right] \cdot 1 \cdot 300 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}$$

$$\text{Punto 1} \rightarrow V_{cu} = 41,04 \text{ KN}$$

$$\text{Punto 2} \rightarrow V_{cu} = \left[\frac{0,15}{1,5} \cdot 2 \cdot (100 \cdot (0,00392) \cdot 25 \text{ N/mm}^2)^{1/3} \right] \cdot 1 \cdot 300 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}$$

$$\text{Punto 2} \rightarrow V_{cu} = 25,68 \text{ KN}$$

$$\text{Punto 3} \rightarrow V_{cu} = \left[\frac{0,15}{1,5} \cdot 2 \cdot (100 \cdot (0,00712) \cdot 25 \text{ N/mm}^2)^{1/3} \right] \cdot 1 \cdot 300 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}$$

$$\text{Punto 3} \rightarrow V_{cu} = 31,33 \text{ KN}$$

La contribución de la armadura mínima transversal valdrá, de acuerdo a la ecuación (61):

$$V_{su} = 0,90 \cdot 200 \text{ mm} \cdot \frac{2 \cdot 28,27 \text{ mm}^2}{200 \text{ mm}} \cdot 400 \text{ N/mm}^2 = 20,35 \text{ KN}$$

El esfuerzo cortante último que resisten cada uno de los puntos destacados según ecuación (33):

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \rightarrow \begin{cases} \text{Punto 1} \rightarrow V_{u2} = 41,04 \text{ KN} + 20,35 \text{ KN} = 61,39 \text{ KN} \\ \text{Punto 2} \rightarrow V_{u2} = 25,68 \text{ KN} + 20,35 \text{ KN} = 46,03 \text{ KN} \\ \text{Punto 3} \rightarrow V_{u2} = 31,33 \text{ KN} + 20,35 \text{ KN} = 51,68 \text{ KN} \end{cases}$$

Si se tienen en cuenta las ecuaciones de las rectas del diagrama de cortantes, expuestas al principio del cálculo, para un valor de cortante ($y = V_{u2}$), es posible obtener el valor x de la ecuación correspondiente al punto a partir del cual se supera el cortante último resistido por la armadura mínima transversal y es necesario disponer la armadura transversal específica en zonas

con riesgo de colapso por esfuerzo cortante. A continuación se recuerdan las ecuaciones correspondientes a cada punto:

$$\text{Punto 1} \rightarrow V_{u2}(\text{KN}) = -39,89x + 76,17$$

$$\text{Punto 2} \rightarrow V_{u2}(\text{KN}) = -21,90x + 42,64$$

$$\text{Punto 3} \rightarrow V_{u2}(\text{KN}) = -36,52x + 78,30$$

Sustituyendo V_{u2} :

$$\text{Punto 1} \rightarrow 61,39 \text{ KN} = -39,89x + 76,17 \rightarrow x = 0,371 \text{ m}$$

$$\text{Punto 2} \rightarrow 46,03 \text{ KN} = -21,90x + 42,64 \rightarrow x = -0,154 \text{ m}$$

Como bien se había demostrado antes, en el vano central el hormigón proporcionaba toda la resistencia necesaria para soportar el esfuerzo cortante. Por tanto, no era necesaria más armadura que la armadura mínima, es decir, no se puede obtener un valor x en el que la armadura mínima deje de funcionar, ya que no colapsa en ningún momento para los valores del presente proyecto.

$$\text{Punto 3} \rightarrow 51,68 \text{ KN} = -36,52x + 78,30 \rightarrow x = 0,73 \text{ m}$$

Para asegurar el correcto funcionamiento de la armadura transversal, esta se debe prolongar la distancia x obtenida en el apartado anterior, medida a partir de cara de pilar más distancia un canto útil, y simétricamente en el otro extremo de vano:

$$\text{Punto 1} \rightarrow L = x + d \rightarrow L = 0,371 \text{ m} + 0,2 \text{ m} = 0,571 \text{ m}$$

$$\text{Punto 3} \rightarrow L = x + d \rightarrow L = 0,73 \text{ m} + 0,2 \text{ m} = 0,93 \text{ m}$$

En planos adjuntos se puede observar la disposición correcta de la armadura.

Se destacará que en jácenas planas se deberá aumentar la armadura transversal en un 20% debido al encuentro que se genera entre el forjado y la jácena. Este aumento del 20 % en el armado corresponde a la cantidad de armado que se necesita para elevar la carga procedente del forjado y las cargas superficiales que este posea, ya que en el caso de jácenas planas, el forjado arremete contra la jácena y no apoya sobre ella, como ocurre en el caso de jácenas de canto.

Posteriormente a la obtención de la sección de armado de refuerzo, se procederá al cálculo de las longitudes de anclaje necesarias a disponer en los armados de la jácena.

Longitudes de anclaje armadura base

En lo que se refiere a armadura mínima a positivos, ésta se extenderá de eje a eje de pilar con una prolongación igual a la longitud neta de anclaje cuyos valores mínimos serán los definidos en el “*artículo 69.5.1 sobre anclaje de las armaduras pasivas. (EHE-08, 2010)*”. Estas

armaduras se encontrarán en posición I por considerarse barras con adherencia buena, que formando un ángulo menor de 45° con la horizontal, se sitúan en la mitad inferior de la sección.

La longitud neta de anclaje para barras de Ø10 en posición I:

$$L_{bI} = m \cdot \varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \varnothing \quad (66)$$

Para barras de acero B500S o B500SD en hormigones de resistencia característica de 25 N/mm², el valor del coeficiente m será 1,5 de acuerdo a la tabla 69.5.1.2.a:

$$L_{bI} = 1,5 \cdot 10^2 \leq \frac{500}{20} 10$$

$$150 \text{ mm} < 250 \text{ mm} \rightarrow L_{bI} = 250 \text{ mm}$$

$$L_{b,neta} \geq \begin{cases} 10\varnothing \rightarrow 100 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \\ L_{bI} \rightarrow \frac{250}{3} = 83,33 \text{ mm} \end{cases} \quad (67)$$

$$L_{b,neta} = 150 \text{ mm}$$

Como el momento positivo en los apoyos es nulo bastará con anclar las barras la longitud total entre ejes de pilares más la longitud neta de anclaje obtenida. (150 mm a cada lado)

La longitud neta de anclaje para barras de Ø12 en posición I:

$$L_{bI} = m \cdot \varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \varnothing$$

Para barras de acero B500S o B500SD en hormigones de resistencia característica de 25 N/mm², el valor del coeficiente m será 1,5 de acuerdo a la tabla 69.5.1.2.a:

$$L_{bI} = 1,5 \cdot 12^2 \leq \frac{500}{20} 12$$

$$216 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \rightarrow L_{bI} = 300 \text{ mm}$$

$$L_{b,neta} > \begin{cases} 10\varnothing \rightarrow 120 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \\ L_{bI} \rightarrow \frac{300}{3} = 100 \text{ mm} \end{cases}$$

$$L_{b,neta} = 150 \text{ mm}$$

Como el momento positivo en los apoyos es nulo bastará con anclar las barras la longitud total entre ejes de pilares más la longitud neta de anclaje obtenida. (150 mm a cada lado)

Posteriormente a la armadura base, se calculará la longitud de anclaje de los armados de refuerzo tanto refuerzo del momento positivo como del negativo.

Longitudes de anclaje armadura de refuerzo a positivos

La armadura de refuerzo, se dispondrá en el intervalo en el que se supera el momento último soportado por la armadura mínima, añadiéndole un canto útil a cada extremo además de la longitud neta de anclaje que se obtendrá.

Analíticamente se obtendrá la ecuación de la parábola y esta misma nos indicará los puntos en los que el momento de cálculo supere al momento límite soportado por la estructura. En el caso de la barra 1, se considerará el armado de 3Ø20 como armadura base. Para la barra 3 la ecuación parabólica que describe los esfuerzos flectores a los que se somete será la siguiente:

$$-13,72x^2 + 58,47x - 30,37 = M_u \quad (68)$$

Los puntos donde la ecuación se iguala al momento último de la estructura son los siguientes:

$$x = 0,605 \text{ m}$$

$$x = 3,656 \text{ m}$$

La longitud en la que actúa el refuerzo en centro de vano es:

$$L = 3,656 - 0,605 = 3,051 \text{ m}$$

A partir de esta distancia y a cada lado, se aumentará un canto útil y la longitud neta de anclaje en función del diámetro de la barra de refuerzo:

Longitud del refuerzo frente a momento positivo en el vano P7-P8:

Para barras de acero B500S o B500SD en hormigones de resistencia característica de 25 N/mm², el valor del coeficiente m será 1,5 de acuerdo a la tabla 69.5.1.2.a:

$$L_{bI} = 1,5 \cdot 16^2 \leq \frac{500}{20} 16$$

$$384 \text{ mm} < 400 \text{ mm} \rightarrow L_{bI} = 400 \text{ mm}$$

$$L_{b,neto} = L_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{base}}{A_{base} + A_{real}} \quad (69)$$

El coeficiente β se obtiene de la tabla 69.5.1.2.b, para anclajes en patilla, gancho y gancho en U y su valor para barras a tracción en el que el recubrimiento de hormigón es menor de 3Ø equivaldrá a 1.

$$L_{b,neta} = 400 \cdot 1 \cdot \frac{226,20 \text{ mm}^2}{226,20 + 201,06 \text{ mm}^2} = 211,76 \text{ mm}$$

$$L_{b,neta} > \begin{cases} 10\phi \rightarrow 160 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \\ \frac{L_{bI}}{3} \rightarrow \frac{400}{3} = 133,33 \text{ mm} \end{cases}$$

$$L_{b,neta} = 211,76 \text{ mm} \approx 212 \text{ mm}$$

Longitud de la barra de refuerzo:

$$L_{total} = L + 2d + 2 \cdot L_{b,neta} \quad (70)$$

$$L_{total} = 3,051 \text{ m} + 2 \cdot 0,20 \text{ m} + 2 \cdot 0,212 \text{ m} = 3,875 \text{ m}$$

Longitudes de anclaje armadura de refuerzo a negativos

Longitud del refuerzo frente a momento negativo en el apoyo P7:

De acuerdo a la ecuación (68), para un momento último resistido de la armadura base de 2Ø10, como armadura de compresión, se obtendrán los puntos o distancias a partir del cual la armadura de montaje deja de funcionar y comienza la actuación de los refuerzos a negativos.

Estos puntos son:

$$x = 0,96 \text{ m}$$

$$x = 3,29 \text{ m}$$

- La longitud en la que actúa el refuerzo en el apoyo P7 es:

$$L = 0,96 + 0,125 \text{ m (pilar)} = 1,085 \text{ m}$$

- La longitud en la que actúa el refuerzo en el apoyo P8 es:

$$L = (4,19 \text{ m} - 3,29 \text{ m}) + 0,125 \text{ m (pilar)} = 1,025 \text{ m}$$

Los valores anteriores indican la longitud mínima de extensión de los negativos al los que se le añadirá 0,2 m al extremo libre de la armadura además de la siguiente longitud de anclaje en barras de refuerzo de Ø20 (P8) y barras de refuerzo Ø12 (P7) en posición II, por considerarse barras con adherencia deficiente, que formando un ángulo menor de 45° con la horizontal, se sitúan en la mitad superior de la sección:

$$L_{bII} = 1,4 \cdot m \cdot \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{14} \phi \quad (71)$$

- Para barras de refuerzo en apoyo P7:

$$L_{bII} = 1,4 \cdot 1,5 \cdot 12^2 \leq \frac{500}{14} 12$$

$$302,4 \text{ mm} < 428,57 \text{ mm} \rightarrow L_{bII} = 428,57 \text{ mm}$$

- Para barras de refuerzo en apoyo P8:

$$L_{bII} = 1,4 \cdot 1,5 \cdot 20^2 \leq \frac{500}{14} 12$$

$$840 \text{ mm} < 714,28 \text{ mm} \rightarrow L_{bII} = 840 \text{ mm}$$

La longitud neta de anclaje se obtendrá de la siguiente expresión:

$$L_{b,neta} = L_{bII} \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

En la expresión mencionada se considera A_s a la armadura necesaria por cálculo en la sección a partir de la cual se ancla la armadura (armadura mínima o base). $A_{s,real}$ será la armadura realmente existente en la sección (armadura base y armadura de refuerzo). El coeficiente β se obtiene de la tabla 69.5.1.2.b en referencia a la disposición del anclaje. En este caso para barras en patilla a compresión, β será igual a 1:

- Para barras de refuerzo en apoyo P7:

$$L_{b,neta} = 428,57 \text{ mm} \cdot 1 \cdot \frac{157 \text{ mm}^2}{609,39 \text{ mm}^2} = 110,41 \text{ mm} \sim 111 \text{ mm} \rightarrow 120 \text{ mm}$$

$$L_{b,neta} \geq \langle 10\emptyset | 150 \text{ mm} | L_{bI}/3 \rangle$$

$$120 \text{ mm} < 150 \text{ mm} \rightarrow L_{b,neta} = 150 \text{ mm}$$

- Para barras de refuerzo en apoyo P8:

$$L_{b,neta} = 840 \text{ mm} \cdot 1 \cdot \frac{628,31 \text{ mm}^2}{785,39 \text{ mm}^2} = 671,99 \text{ mm} \sim 672 \text{ mm} \rightarrow 675 \text{ mm}$$

$$L_{b,neta} \geq \langle 10\emptyset | 150 \text{ mm} | L_{bI}/3 \rangle$$

$$675 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \rightarrow L_{b,neta} = 675 \text{ mm}$$

Longitud total de la barra:

- Para barras de refuerzo en apoyo P7:

$$L_{\text{Total}} = L_0 + d + L_{b,\text{neta}}$$

$$L_{\text{Total}} = 1,085 \text{ m} + 0,2 \text{ m} + 0,15 \text{ m} = 1,435 \text{ m}$$

- Para barras de refuerzo en apoyo P8:

$$L_{\text{Total}} = L_0 + d + L_{b,\text{neta}}$$

$$L_{\text{Total}} = 1,025 \text{ m} + 0,2 \text{ m} + 0,675 \text{ m} = 1,90 \text{ m}$$

El resto de longitudes de anclaje en los vanos de la jácena se encuentran especificados en “Anexo I: Documentación Gráfica”.

Comprobación de jácenas a estado límite de servicio.

Tras comprobar la estabilidad de la sección frente a estado límite último, será necesario comprobar si cumple con las premisas de servicio de una estructura. Para ello, se deberá tener en cuenta que la abertura característica de fisura que posee la sección tras someterse a un esfuerzo de flexión, ha de ser menor que la abertura admisible que posee la misma sección para un ambiente determinado.

En este caso, en función de un ambiente tipo IIa, de acuerdo a la tabla 5.1.1.2 de la EHE-08, la abertura admisible para la sección de hormigón armado (para la combinación de acciones cuasipermanente) será de 0,3 mm.

$$W_k \leq W_{\text{máx}} = 0,3 \text{ mm} \quad (72)$$

La abertura característica de la sección, de acuerdo al “artículo 49.2.4. Estado límite de servicio. (EHE-08, 2010)”, se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$W_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm} \quad (73)$$

Donde:

- β Coeficiente que relaciona la abertura media con la abertura característica de fisura, cuyo valor será igual a 1,7 siempre y cuando la fisuración no se deba únicamente a acciones indirectas.
- s_m Separación media entre fisuras
- ε_{sm} Alargamiento medio de las armaduras teniendo en cuenta la contribución del hormigón entre fisuras.

Para facilitar el cálculo se proporciona el diagrama de momentos que solicita la jácena bajo combinación casi permanente y se destacarán los siguientes puntos:

- Centro de vano, en vano extremo izquierdo (1)
- Centro de vano, en vano central (2)
- Centro de vano, en vano extremo derecho (3)

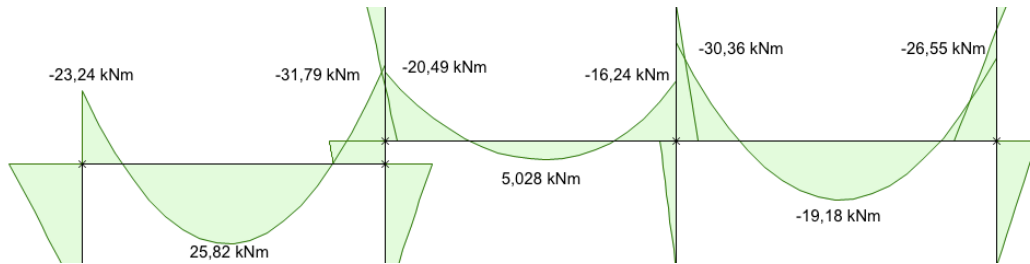


Figura 83. Esfuerzos flectores bajo combinación casi permanente. [83]

La separación media entre fisuras se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \cdot \frac{\sigma \cdot A_{c,eficaz}}{A_s} \quad (74)$$

Donde:

- c Recubrimiento de las armaduras
- s Distancia entre barras longitudinales. En el caso de vigas armadas con n barras, se tomará $s = b/n$ siendo b el ancho de la viga. Si $s > 15\phi$ se tomará $s = 15\phi$.
- K_1 Coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección, siendo:

$$k_1 = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{8 \cdot \epsilon_1} \quad (75)$$

- ϕ Diámetro de la barra traccionada más gruesa
- $A_{c,eficaz}$ Área de hormigón en la zona de recubrimiento
- A_s Sección total de las armadura situadas en el área eficaz

A partir del esquema de armados y la sección de la jácena se obtiene la separación entre barras longitudinales y el área de las armaduras para cada punto.

Con 3 barras cada sección, la separación entre ellas será la misma, tomando como valor $s = 100$ mm.

$$s = \frac{b}{n^{\circ}barras} = \frac{300 \text{ mm}}{3} = 100 \text{ mm} < \begin{cases} 15\phi \rightarrow 15 \cdot 20 \text{ mm} = 300 \text{ mm} \\ 15\phi \rightarrow 15 \cdot 10 \text{ mm} = 150 \text{ mm} \\ 15\phi \rightarrow 15 \cdot 12 \text{ mm} = 180 \text{ mm} \end{cases}$$

El área de las armaduras de cada sección será:

$$\text{Punto 1} \rightarrow \phi 20 \rightarrow A = \pi r^2 \rightarrow A_s = 3\pi 10^2 = 942,48 \text{ mm}^2$$

$$\text{Punto 2} \rightarrow \emptyset 10 \rightarrow A = \pi r^2 \rightarrow A_s = 3\pi 5^2 = 235,62 \text{ mm}^2$$

$$\text{Punto 3} \rightarrow \emptyset 16 + \emptyset 12 \rightarrow A = \pi r^2 \rightarrow A_s = (\pi 8^2) + (2\pi 6^2) = 427,27 \text{ mm}^2$$

El área eficaz para cada sección, teniendo en cuenta la presencia de jácenas planas de 300x250 mm, se describe en la “figura 49.2.4.b. para el caso 2 presente en EHE-08”:

$$A_{c,\text{eficaz}} = b_0 \cdot \frac{h}{4} = 300 \text{ mm} \cdot \frac{250}{4} = 18750 \text{ mm}^2 \quad (76)$$

Por lo tanto, para un recubrimiento de cálculo de 50 mm y un coeficiente $k = 0,125$ (flexión simple), la separación media entre fisuras para cada sección valdrá:

$$\text{Punto 1} \rightarrow s_m = 2 \cdot 50 \text{ mm} + 0,2 \cdot 100 \text{ mm} + 0,4 \cdot 0,125 \cdot \frac{20 \text{ mm} \cdot 18750 \text{ mm}^2}{942,48 \text{ mm}^2} = 183,66 \text{ mm}$$

$$\text{Punto 2} \rightarrow s_m = 2 \cdot 50 \text{ mm} + 0,2 \cdot 100 \text{ mm} + 0,4 \cdot 0,125 \cdot \frac{10 \text{ mm} \cdot 18750 \text{ mm}^2}{235,62 \text{ mm}^2} = 199,58 \text{ mm}$$

$$\text{Punto 3} \rightarrow s_m = 2 \cdot 50 \text{ mm} + 0,2 \cdot 100 \text{ mm} + 0,4 \cdot 0,125 \cdot \frac{16 \text{ mm} \cdot 18750 \text{ mm}^2}{427,27 \text{ mm}^2} = 155,11 \text{ mm}$$

El alargamiento medio de las armaduras se obtendrá de acuerdo a la expresión expuesta a continuación:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \leq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (77)$$

Donde:

- σ_s Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada
- E_s Módulo de deformación longitudinal del acero
- k_2 Coeficiente de valor 1 para casos de carga instantánea no repetida y 0,5 para los restantes.
- σ_{sr} Tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón, lo cual se supone que ocurre cuando la tensión de tracción en la fibra más traccionada de hormigón alcanza el valor $f_{ctm,fl}$

De acuerdo al anejo 8 de EHE-08, el proceso de cálculo encadenado es el siguiente:

$$\sigma_s = n\sigma_c \frac{d - X}{X} \quad (78)$$

$$\sigma_c = \frac{MX}{I_f} \quad (79)$$

$$I_f = nA_{s1}(d - X) \left(d - \frac{X}{3} \right) = \quad (80)$$

$$\frac{X}{d} = n\rho_1 \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n\rho_1}} \right) \rightarrow X = dn\rho_1 \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n\rho_1}} \right) \quad (81)$$

Donde:

- σ_c Tensión de compresión en la fibra más comprimida
- n Coeficiente que relación el módulo de deformación longitudinal del acero y el módulo de deformación longitudinal del hormigón.
- d Canto útil de la sección
- X Profundidad relativa a la fibra neutra
- M_{fis} Momento flector de fisuración
- I_f Inercia equivalente de fisuración
- ρ_1 Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción, pasiva y activa adherente, anclada a una distancia igual o mayor que d a partir de la sección de estudio
- A_{s1} Área de las armaduras activas

Por otra parte, para el cálculo del momento flector de fisuración será necesario obtener la resistencia media del hormigón a flexión:

$$f_{ct,m,fl} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) \cdot f_{ct,m}; f_{ct,m} \right\} \quad (82)$$

$$\text{Para hormigones } f_{ck} \leq 50 \frac{N}{mm^2} \rightarrow f_{ct,m} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot (25)^{2/3} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$M_{fis} = f_{ct,m,fl} \cdot \frac{1}{6} bh^2 = 300 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm}^2 = 10812500 \text{ Nmm} = 10,81 \text{ KNm} \quad (83)$$

Se obtienen los valores expuestos anteriormente para cada uno de los puntos:

- Coeficiente n :

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{E_s}{8500 \sqrt[3]{f_{ck} + 8}} = \frac{200000 \text{ N/mm}^2}{8500 \sqrt[3]{25 + 8}} = 7,34 \quad (84)$$

- Cuantía geométrica mínima según ecuación (36):

$$\text{Punto 1} \rightarrow \rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_0 \cdot d} = \frac{942,48 \text{ mm}^2}{300 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 0,016$$

$$\text{Punto 2} \rightarrow \rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_0 \cdot d} = \frac{235,61 \text{ mm}^2}{300 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 0,00392$$

$$\text{Punto 3} \rightarrow \rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_0 \cdot d} = \frac{427,25 \text{ mm}^2}{300 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 0,00712$$

- Profundidad relativa a la fibra neutra según ecuación (81):

$$\text{Punto 1} \rightarrow X = 200 \cdot 7,34 \cdot 0,016 \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{7,34 \cdot 0,016}} \right) = 77,12 \text{ mm}$$

$$\text{Punto 2} \rightarrow X = 200 \cdot 7,34 \cdot 0,00392 \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{7,34 \cdot 0,00524}} \right) = 42,56 \text{ mm}$$

$$\text{Punto 3} \rightarrow X = 200 \cdot 7,34 \cdot 0,00712 \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{7,34 \cdot 0,00712}} \right) = 55,05 \text{ mm}$$

- Inercia fisurada según ecuación (80):

$$\begin{aligned} \text{Punto 1} \rightarrow I_f &= 7,34 \cdot 942,48 \text{ mm}^2 \cdot (200 \text{ mm} - 77,12 \text{ mm}) \\ &\cdot \left(200 \text{ mm} - \frac{77,12 \text{ mm}}{3} \right) = 148160342 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Punto 2} \rightarrow I_f &= 7,34 \cdot 235,61 \text{ mm}^2 \cdot (200 \text{ mm} - 42,56 \text{ mm}) \\ &\cdot \left(200 \text{ mm} - \frac{42,56 \text{ mm}}{3} \right) = 50591986,75 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Punto 3} \rightarrow I_f &= 7,34 \cdot 427,25 \text{ mm}^2 \cdot (200 \text{ mm} - 55,05 \text{ mm}) \\ &\cdot \left(200 \text{ mm} - \frac{55,05 \text{ mm}}{3} \right) = 82571800,23 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

- Tensión de compresión en la fibra más comprimida según ecuación (79):

$$\text{Punto 1} \rightarrow \sigma_c = \frac{25,82 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \cdot 77,12 \text{ mm}}{148160342 \text{ mm}^4} = 13,44 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Punto 2} \rightarrow \sigma_c = \frac{5,028 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \cdot 42,56 \text{ mm}}{50591986,57 \text{ mm}^4} = 4,23 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Punto 3} \rightarrow \sigma_c = \frac{19,18 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \cdot 55,05 \text{ mm}}{82571800,23 \text{ mm}^4} = 12,78 \text{ N/mm}^2$$

- Tensión de servicio según ecuación (78):

$$\text{Punto 1} \rightarrow \sigma_s = 7,34 \cdot 13,44 \text{ N/mm}^2 \frac{200 \text{ mm} - 77,12 \text{ mm}}{77,12 \text{ mm}} = 157,18 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Punto 2} \rightarrow \sigma_s = 7,34 \cdot 4,23 \text{ N/mm}^2 \frac{200 \text{ mm} - 48,32 \text{ mm}}{48,32 \text{ mm}} = 114,84 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Punto 3} \rightarrow \sigma_s = 7,34 \cdot 12,78 \text{ N/mm}^2 \frac{200 \text{ mm} - 55,05 \text{ mm}}{55,05 \text{ mm}} = 246,99 \text{ N/mm}^2$$

- Tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante de fisuración según ecuación (79):

$$\text{Punto 1} \rightarrow \sigma_c = \frac{10,81 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \cdot 77,12 \text{ mm}}{148160342 \text{ mm}^4} = 5,62 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Punto 2} \rightarrow \sigma_c = \frac{10,81 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \cdot 42,56 \text{ mm}}{50591986,57 \text{ mm}^4} = 9,1 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Punto 3} \rightarrow \sigma_c = \frac{10,81 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \cdot 55,05 \text{ mm}}{82571800,23 \text{ mm}^4} = 7,2 \text{ N/mm}^2$$

- Tensión de servicio en la sección fisurada:

$$\text{Punto 1} \rightarrow \sigma_{sr} = 7,34 \cdot 5,62 \text{ N/mm}^2 \frac{200 \text{ mm} - 77,12 \text{ mm}}{77,12 \text{ mm}} = 65,73 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Punto 2} \rightarrow \sigma_{sr} = 7,34 \cdot 9,1 \text{ N/mm}^2 \frac{200 \text{ mm} - 42,56 \text{ mm}}{42,56 \text{ mm}} = 246,91 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Punto 3} \rightarrow \sigma_{sr} = 7,34 \cdot 7,2 \text{ N/mm}^2 \frac{200 \text{ mm} - 55,05 \text{ mm}}{55,05 \text{ mm}} = 139,15 \text{ N/mm}^2$$

Finalmente se calcularán el alargamiento medio de las armaduras y la abertura característica de fisura de cada uno de los puntos, comprobando que este último no supere los límites establecidos anteriormente:

- Alargamiento medio de las armaduras de acuerdo a la ecuación (77):

$$Punto 1 \rightarrow \varepsilon_{sm} = \frac{157,18 \text{ N/mm}^2}{200000 \text{ N/mm}^2} \cdot \left[1 - 0,5 \cdot \left(\frac{65,73 \text{ N/mm}^2}{157,18 \text{ N/mm}^2} \right)^2 \right] \geq 0,4 \cdot \frac{157,18 \text{ N/mm}^2}{200000 \text{ N/mm}^2}$$

$$Punto 1 \rightarrow 0,0007172 > 0,000314$$

$$Punto 2 \rightarrow \varepsilon_{sm} = \frac{114,84 \text{ N/mm}^2}{200000 \text{ N/mm}^2} \cdot \left[1 - 0,5 \cdot \left(\frac{246,91 \text{ N/mm}^2}{114,84 \text{ N/mm}^2} \right)^2 \right] \geq 0,4 \cdot \frac{114,71 \text{ N/mm}^2}{200000 \text{ N/mm}^2}$$

$$Punto 2 \rightarrow -0,000763 < 0,00029$$

El centro de vano del vano central no cumple la comprobación de fisuración. En este caso sería necesario cubrir la demanda con un mayor armado, como por ejemplo 3Ø16.

$$Punto 3 \rightarrow \varepsilon_{sm} = \frac{246,99 \text{ N/mm}^2}{200000 \text{ N/mm}^2} \cdot \left[1 - 0,5 \cdot \left(\frac{139,15 \text{ N/mm}^2}{246,99 \text{ N/mm}^2} \right)^2 \right] \geq 0,4 \cdot \frac{246,99 \text{ N/mm}^2}{200000 \text{ N/mm}^2}$$

$$Punto 3 \rightarrow 0,001038 > 0,0004938$$

- Abertura característica de fisura de acuerdo a la ecuación (73):

$$Punto 1 \rightarrow W_k = 1,7 \cdot 183,66 \text{ mm} \cdot 0,0007172 = 0,224 \text{ mm}$$

$$Punto 3 \rightarrow W_k = 1,7 \cdot 155,11 \text{ mm} \cdot 0,001038 = 0,27 \text{ mm}$$

- Comprobaciones a realizar de acuerdo a la ecuación (72):

$$Punto 1 \rightarrow W_k = 0,224 \text{ mm} \leq W_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$$

$$Punto 3 \rightarrow W_k = 0,27 \text{ mm} \leq W_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$$

La jácena cumple las comprobaciones de fisuración expuestas en la EHE-08.

Tras realizar la comprobación frente a fisuración de la sección de la jácena, se deberá comprobar la aptitud al servicio de la misma mediante el cálculo de flechas. Para ello, en primer lugar, se deberá distinguir entre flecha instantánea, flecha diferida, flecha activa y flecha total a plazo infinito.

- Flecha instantánea: será aquella que se produce al aplicar la totalidad de las cargas
- Flecha diferida: flecha que aparece con el transcurso del tiempo, tras aplicar las cargas de larga duración, teniendo en cuenta los efectos de la fluencia y la retracción
- Flecha total a plazo infinito: será la suma de la flecha instantánea y la flecha diferida, debido a la totalidad de cargas actuantes.
- Flecha activa: flecha producida en un elemento estructural a partir del momento en que se construyen el resto de elementos no estructurales, siendo el más común, el momento de construcción de los tabiques.

El Código técnico de la edificación en lo que se refiere a estado límite de servicio, comprende las comprobaciones frente a integridad de los elementos, confort de los usuarios y apariencia de la obra, cuyos límites serán:

- Integridad: 1/400 L (pisos con tabiques ordinarios y pavimentos con juntas)
- Confort: 1/350 L
- Apariencia: 1/300 L

Tal y como especifica el CTE:

- Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura horizontal en pisos y cubierta, es lo suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando solo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que 1/400 de la luz del elemento en pisos con tabiques ordinarios y pavimentos con juntas.
- Cuando se considere el confort de los usuarios, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquier combinación de acciones característica, considerando sólo acciones de corta duración, la flecha relativa es menor de 1/350 de la luz del elemento.
- Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor de 1/300 de la luz del elemento.

Como consecuencia de las especificaciones del CTE se deberá obtener las combinaciones de acciones mencionadas en los apartados anteriores:

- Para la combinación de acciones característica a la que se refiere el apartado de integridad ($\psi_{0,i} = 0,5$ (nieve – tabla 4.2 CTE – DB – SE)):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (85)$$

- Para la combinación de acciones casi permanente a la que se refiere el apartado de apariencia

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (86)$$

En este caso se realizará la comprobación a estado límite de servicio del vano extremo derecho de la jácena estudiada, correspondiente a la zona de planta piso, cuyas cargas y datos son las siguientes:

- Ancho tributario: 2,895 metros
- Longitud de vano: 4,19 metros
- Armado de refuerzo a positivos : 2Ø12 + 1Ø16
- Armado de refuerzo a negativos apoyo P7 : 2Ø20 + 1Ø12
- Armado de refuerzo a negativos apoyo P8 : 2Ø20
- Armadura de montaje a compresión: 2Ø10
- Cargas:

$$\text{Peso propio: } 3,25 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,895 \text{ m} = 9,41 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tabiquería: } 1 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,895 \text{ m} = 2,895 \text{ kN/m}$$

$$\text{Pavimento: } 1,89 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,895 \text{ m} = 5,47 \text{ kN/m}$$

$$\text{Falsos techos: } 0,12 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,895 \text{ m} = 0,35 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sobrecarga de uso: } 2 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,895 \text{ m} = 5,79 \text{ kN/m}$$

Combinación característica:

$$(PP + Tab. + Pav. + FT) + S. Uso$$

$$(9,41 \text{ kN/m} + 2,895 \text{ kN/m} + 5,47 \text{ kN/m} + 0,35 \text{ kN/m}) + 5,79 \text{ kN/m} = 23,91 \text{ kN/m}$$

Combinación casi-permanente:

$$(PP + Tab. + Pav. + FT) + 0,3 \cdot S. Uso$$

$$(9,41 \text{ kN/m} + 2,895 \text{ kN/m} + 5,47 \text{ kN/m} + 0,35 \text{ kN/m}) + 0,3 \cdot 5,79 \text{ kN/m} = 19,86 \text{ kN/m}$$

A partir de la combinación de cargas característica se obtendrá la inercia equivalente de la sección para el estado final de cargas, presente en el artículo 50.2.2.2 de la EHE-08:

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b \quad (87)$$

Donde:

- M_a Momento flector máximo aplicado, para la combinación característica, a la sección, hasta el momento en el que se evalúa la flecha.
- M_f Momento nominal de fisuración de la sección.
- $f_{ct,fl}$ Resistencia a flexotracción del hormigón
- W_b Módulo resistente de la sección bruta respecto de la fibra extrema en tracción
- I_b Momento de inercia de la sección bruta
- I_f Inercia de fisuración

Sin embargo por considerarse un vano de jácena con continuidad en ambos extremos la inercia equivalente del vano vendrá representado por la siguiente expresión presente en el “artículo 50.2.2.2. cálculo de flecha instantánea. (EHE-08, 2010)”:

$$I_e = 0,75 \cdot I_{ec} + 0,25 \cdot I_{ee} \quad (88)$$

Donde:

- I_e Inercia equivalente de la sección
- I_{ec} Inercia equivalente en centro de vano
- I_{ee} Inercia equivalente en apoyo

En primer lugar se obtendrá el máximo momento flector para la combinación característica. De acuerdo a la distribución de momentos en una jácena continua de tres vanos el momento en centro de vano equivale a:

$$M_a = 0,75 \cdot P \cdot L^2 \quad (89)$$

$$M_a = 0,75 \cdot 23,91 \frac{kN}{m} \cdot (4,19 m)^2 = 314,82 kNm = 314824763,3 Nmm$$

Resistencia a flexotracción del hormigón según ecuación (82):

$$f_{ct,m,fl} = \left(\max \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) \cdot f_{ct,m} \right) \Big|_{f_{ct,m}}$$

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot 25^{2/3} = 2,56 MPa$$

$$\left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) \cdot f_{ct,m} \rightarrow \left(1,6 - \frac{250}{1000} \right) \cdot 2,56 MPa = 3,46 MPa$$

$$f_{ct,m,fl} = 3,46 MPa$$

Momento de fisuración de la sección:

$$M_{fis} = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{ct,m,fl} \quad (90)$$

$$M_{fis} = \frac{1}{6} \cdot 300\text{mm} \cdot 250\text{mm}^2 \cdot 3,46\text{MPa} = 10812500\text{Nmm} = 10,81\text{kNm}$$

Inercia de la sección:

$$I_b = \frac{1}{12} b \cdot h^3 \quad (91)$$

$$I_b = \frac{1}{12} 300\text{mm} \cdot 250\text{mm}^3 = 390625000\text{mm}^4$$

Coefficiente que relaciona el módulo del acero y del hormigón según ecuación (84):

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{E_s}{8500\sqrt[3]{f_{ck} + 8}} = \frac{200000\text{N/mm}^2}{8500\sqrt[3]{25 + 8}\text{N/mm}^2} = 7,34$$

Cuantía geométrica (36):

- Centro de vano:

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} \rightarrow \rho_1 = \frac{2\phi 12 + 1\phi 16}{300\text{mm} \cdot 200\text{mm}} = 0,00712 < 0,02$$

- Apoyo P7:

$$\rho_2 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} \rightarrow \rho_1 = \frac{2\phi 20 + 1\phi 12}{300\text{mm} \cdot 200\text{mm}} = 0,012 < 0,02$$

- Apoyo P8:

$$\rho_3 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} \rightarrow \rho_1 = \frac{2\phi 20}{300\text{mm} \cdot 200\text{mm}} = 0,01 < 0,02$$

Distancia a la fibra neutra según ecuación (81):

- Centro de vano:

$$x = d \cdot n \cdot \rho \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n\rho}} \right)$$

$$x = 200 \text{ mm} \cdot 7,34 \cdot 0,00712 \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{7,34 \cdot 0,00712}} \right) = 55,04 \text{ mm}$$

- Apoyo P7:

$$x = d \cdot n \cdot \rho \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n\rho}} \right)$$

$$x = 200 \text{ mm} \cdot 7,34 \cdot 0,012 \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{7,34 \cdot 0,012}} \right) = 68,15 \text{ mm}$$

- Apoyo P8:

$$x = d \cdot n \cdot \rho \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n\rho}} \right)$$

$$x = 200 \text{ mm} \cdot 7,34 \cdot 0,01 \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{7,34 \cdot 0,01}} \right) = 63,34 \text{ mm}$$

Inercia de fisuración de acuerdo a ecuación (80):

- Centro de vano:

$$I_f = n \cdot A_s (d - x) \left(d - \frac{x}{3} \right)$$

$$I_f = 7,34 \cdot 427,25 \text{ mm}^2 \cdot (200 \text{ mm} - 55,04 \text{ mm}) \left(200 \text{ mm} - \frac{55,05 \text{ mm}}{3} \right)$$

$$I_f = 82571800,23 \text{ mm}^4$$

- Apoyo P7:

$$I_f = n \cdot A_s (d - x) \left(d - \frac{x}{3} \right)$$

$$I_f = 7,34 \cdot 741,42 \text{ mm}^2 \cdot (200 \text{ mm} - 68,15 \text{ mm}) \left(200 \text{ mm} - \frac{68,15 \text{ mm}}{3} \right)$$

$$I_f = 127206235,4 \text{ mm}^4$$

- Apoyo P8:

$$I_f = n \cdot A_s (d - x) \left(d - \frac{x}{3} \right)$$

$$I_f = 7,34 \cdot 628,31 \text{ mm}^2 \cdot (200 \text{ mm} - 63,34 \text{ mm}) \left(200 \text{ mm} - \frac{63,34 \text{ mm}}{3} \right)$$

$$I_f = 112742956,6 \text{ mm}^4$$

Inercia equivalente de ambas secciones de acuerdo a ecuación (123):

- Centro de vano:

$$I_{ec} = \left(\frac{10812500 \text{ Nmm}}{3,14 \cdot 10^8 \text{ Nmm}} \right)^3 \cdot 390625000 \text{ mm}^4 + \left[1 - \left(\frac{10812500 \text{ Nmm}}{3,14 \cdot 10^8 \text{ Nmm}} \right)^3 \right] \cdot 82571800,23 \text{ mm}^4 = 2,17 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{ec} = 2,17 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Apoyo P7:

$$I_{eeP7} = \left(\frac{10812500 \text{ Nmm}}{3,14 \cdot 10^8 \text{ Nmm}} \right)^3 \cdot 390625000 \text{ mm}^4 + \left[1 - \left(\frac{10812500 \text{ Nmm}}{3,14 \cdot 10^8 \text{ Nmm}} \right)^3 \right] \cdot 127206235,4 \text{ mm}^4 = 1,27 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{ec} = 1,27 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Apoyo P8:

$$I_{eeP8} = \left(\frac{10812500 \text{ Nmm}}{3,14 \cdot 10^8 \text{ Nmm}} \right)^3 \cdot 390625000 \text{ mm}^4 + \left[1 - \left(\frac{10812500 \text{ Nmm}}{3,14 \cdot 10^8 \text{ Nmm}} \right)^3 \right] \cdot 112742956,6 \text{ mm}^4 = 1,12 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

Inercia equivalente del vano de acuerdo a ecuación (88):

$$I_e = 0,50 \cdot (2,17 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4) + 0,25 \cdot ((1,27 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4) + (1,12 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4)) = 1,68 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_e < I_b$$

$$1,68 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 < 3,9 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Cálculo de la flecha total para comprobación de apariencia de la obra:

Considerando la jácena como una jácena continua de tres vanos, la flecha instantánea para la combinación de acciones casi permanente, de acuerdo al prontuario ensidesa se obtiene de la siguiente expresión:

$$f_i = \frac{1 \cdot Q \cdot L^4}{196 \cdot E_c \cdot I_e} \quad (92)$$

$$f_i = \frac{1 \cdot 19,86 \text{ kN/m} \cdot (4,19 \text{ m})^4}{196 \cdot 27264 \cdot 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,68 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4} = 6,81 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 6,81 \text{ mm}$$

De acuerdo al “*artículo 50.2.2.3. Estado límite de servicio. (EHE-08, 2010)*”, la flecha diferida para cada instante de tiempo en el que actúan las cargas, calculada para una edad superior a los 5 años será:

$$f_{dif} = \lambda f_i \quad (93)$$

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (94)$$

$$\rho_1 = \frac{A'_s}{b_0 \cdot d} \rightarrow \rho_1 = \frac{2\emptyset 10}{300 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 2,61 \cdot 10^{-3} = 0,00261 \quad (95)$$

El coeficiente en función de la duración de la carga:

$$\xi = \frac{(\xi_{pp28dias} G_{k1}) + (\xi_{tab90dias} G_{k2}) + (\xi_{pav2120dias} G_{k3}) + (\xi_{pp365dias} Q_{k1})}{G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + Q_{k1}} \quad (96)$$

Los valores de ξ se toman de la diferencia de los valores indicados a continuación:

5 o más años	2,0	
1 año	1,4	
6 meses	1,2	
4 meses(120 días)	1,1	(97)
3 meses (90 días)	1,0	
1 mes (28 días)	0,7	
2 semanas	0,5	

$$\xi = \frac{(1,3 \cdot 9,41 \text{ kN/m}) + (1 \cdot 2,895 \text{ kN/m}) + (0,9 \cdot 5,47 \text{ kN/m}) + (0,9 \cdot 0,35 \text{ kN/m})}{9,41 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 2,895 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 5,47 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}$$

$$\xi = 1,12$$

El coeficiente λ equivale, de acuerdo a ecuación (131):

$$\lambda = \frac{1,12}{1 + 50 \cdot 0,0261} = 0,99$$

La flecha diferida, según ecuación (93), vale:

$$f_{dif} = \lambda f_i$$

$$f_{dif} = 0,99 \cdot 6,81 \text{ mm} = 6,74 \text{ mm}$$

La flecha total:

$$f_{total} = f_i + f_{dif} \quad (98)$$

$$f_{total} = 6,81 \text{ mm} + 6,74 \text{ mm} = 1,35 \text{ cm}$$

La norma impuesta en comprobación de flechas refiriéndose a la apariencia, L/300:

$$\frac{L}{300} \rightarrow \frac{419}{300} = 1,39 \text{ cm} \quad (99)$$

$$1,35 \text{ cm} < 1,39 \text{ cm}$$

Cálculo de la flecha total para comprobación de la integridad del elemento:

En el caso de la integridad del elemento, se deberá obtener la flecha activa teniendo en cuenta la flecha que se produzca después de la construcción de los tabiques, en este caso pavimento, falsos techos y sobrecarga de uso (11,63 kN/m.)

De nuevo de acuerdo a la expresión (129):

$$f_i = \frac{1 \cdot 11,63 \text{ kN/m} \cdot (4,19 \text{ m})^4}{196 \cdot 27264 \cdot 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,68 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4} = 3,99 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 3,99 \text{ mm}$$

De acuerdo al “*artículo 50.2.2.3. Estado límite de servicio. (EHE-08, 2010)*”, la flecha diferida para cada instante de tiempo en el que actúan las cargas, calculada para una edad superior a los 5 años, según expresión (132) será:

$$\rho_1 = \frac{A'_s}{b_0 \cdot d} \rightarrow \rho_1 = \frac{2\emptyset 10}{300 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} = 2,61 \cdot 10^{-3} = 0,00261$$

La flecha diferida tendrá en cuenta todas las cargas, sin embargo solo se ha de considerar la flecha que se produce a partir de los 90 días. De acuerdo a la ecuación (96):

$$\xi = \frac{(1 \cdot 9,41 \text{ kN/m}) + (1 \cdot 2,895 \text{ kN/m}) + (0,9 \cdot 5,47 \text{ kN/m}) + (0,9 \cdot 0,35 \text{ kN/m})}{9,41 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 2,895 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 5,47 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}$$

$$\xi = 0,967$$

La flecha diferida, según ecuación (131) vale:

$$f_{dif} = 0,967 \cdot 3,99 \text{ mm} = 3,86 \text{ mm}$$

La flecha total, según ecuación (93):

$$f_{total} = 3,99 \text{ mm} + 3,86 \text{ mm} = 7,85 \text{ mm}$$

La norma impuesta en comprobación de flechas refiriéndose a la integridad, L/400:

$$\frac{L}{300} \rightarrow \frac{419}{400} = 1,04 \text{ cm} \quad (100)$$

$$0,785 \text{ cm} < 1,04 \text{ cm}$$

Comprobación de zapata aislada.

Previamente a la comprobación de las zapatas aisladas más representativas del citado proyecto estructural se deberán conocer las características principales del terreno sobre el que se cimentará.

De acuerdo al “*documento básico sobre seguridad estructural. Cimientos. (CTE, 2010)*”, en las tablas 3.1. Tipología de la construcción y 3.2. Clasificación del terreno, se clasificará, la vivienda, como una construcción tipo C-0, construcciones de menos de 4 plantas y superficie construida inferior a 300 m² y tipo de terreno, T-1, terrenos favorables con poca variabilidad en los que la práctica habitual en la zona es de cimentación directa mediante elementos aislados. En el caso de que fuese de aplicación en este trabajo de fin de grado la realización del estudio geotécnico correspondiente, la tabla 3.3. Distancias máximas entre puntos de reconocimiento y profundidades orientativas, nos indicará los parámetros que se deberán cumplir en este estudio. Así mismo, para una construcción C-0 y un terreno T-1, la distancia máxima entre puntos será de 35 metros y la profundidad de 6 metros, siendo obligatoria la realización de tres puntos de reconocimiento como mínimo.

Debido a la imposibilidad de realización de estudio geotécnico del solar, se tomarán como valores predeterminados los siguientes:

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	
Tensión admisible	$\sigma_{adm} = 2 \text{ kg/cm}^2 = 200 \text{ kN/m}^2$
Ángulo de rozamiento	$\phi = 35^\circ$
Cohesión del terreno	$c = 0 \text{ kN/m}^2$
Peso específico del terreno	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
Ángulo de fricción del terreno	$\delta \leq 2/3 \phi = 20^\circ$
Coefficiente de permeabilidad	$k = 10^{-4}$
Coefficiente de balasto horizontal	25000 kN/m ³

Tabla 26. Parámetros geotécnicos.

Para el cálculo de las dimensiones de la zapata aislada se realizará un descenso de cargas con el fin de analizar el axil característico que afecta a la zapata. La zapata a comprobar será la más desfavorable, en este caso la zapata aislada a la que llega el pilar 7, por poseer mayor carga así como mayor área tributaria.

A partir del axil que llega a la zapata, teniendo en cuenta las cargas que soporta la estructura así como el peso del pilar, y la tensión admisible del terreno se puede calcular las dimensiones de la zapata cuadrada.

Descenso de cargas

PILAR 7:

$$Cubierta \rightarrow \begin{cases} PPF = 3,25 \text{ KN/m}^2 \cdot 11,56 \text{ m}^2 = 37,57 \text{ KN} \\ CNT = 2,47 \text{ KN/m}^2 \cdot 11,56 \text{ m}^2 = 28,55 \text{ KN} \\ FT = 0,12 \text{ KN/m}^2 \cdot 11,56 \text{ m}^2 = 1,39 \text{ KN} \\ SNT = 1 \text{ KN/m}^2 \cdot 11,56 \text{ m}^2 = 11,56 \text{ KN} \\ NIEVE = 0,2 \text{ KN/m}^2 \cdot 11,56 \text{ m}^2 = 2,31 \text{ KN} \end{cases}$$

$$Cubierta \rightarrow \begin{cases} G = 67,51 \text{ KN} \\ Q_1 = 11,56 \text{ KN} \\ Q_2 = 2,31 \text{ KN} \end{cases}$$

$$PP1 \rightarrow \begin{cases} PPF = 3,25 \text{ KN/m}^2 \cdot 9,12 \text{ m}^2 = 29,64 \text{ KN} \\ TAB = 1 \text{ KN/m}^2 \cdot 9,12 \text{ m}^2 = 9,12 \text{ KN} \\ FT = 0,12 \text{ KN/m}^2 \cdot 9,12 \text{ m}^2 = 1,09 \text{ KN} \\ PAV = 1,89 \text{ KN/m}^2 \cdot 9,12 \text{ m}^2 = 17,24 \text{ KN} \\ SUSO = 2 \text{ KN/m}^2 \cdot 9,12 \text{ m}^2 = 18,24 \text{ KN} \end{cases}$$

$$PP1 \rightarrow \begin{cases} G = 57,09 \text{ KN} \\ Q_1 = 18,24 \text{ KN} \end{cases}$$

$$PB \rightarrow \begin{cases} PPF = 3,25 \text{ KN/m}^2 \cdot 9,12 \text{ m}^2 = 29,64 \text{ KN} \\ TAB = 1 \text{ KN/m}^2 \cdot 9,12 \text{ m}^2 = 9,12 \text{ KN} \\ PAV = 1,89 \text{ KN/m}^2 \cdot 9,12 \text{ m}^2 = 17,24 \text{ KN} \\ SUSO = 2 \text{ KN/m}^2 \cdot 9,12 \text{ m}^2 = 18,24 \text{ KN} \end{cases}$$

$$PB \rightarrow \begin{cases} G = 56 \text{ KN} \\ Q_1 = 18,24 \text{ KN} \end{cases}$$

$$PESO DEL PILAR \rightarrow 7,28 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3 = 11,38 \text{ KN}$$

$$N_k = 242,33 \text{ kN}$$

De acuerdo a la ecuación; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**(3):

$$Cub. \rightarrow (1,35 \cdot 67,51 \text{ KN}) + (1,50 \cdot 11,56 \text{ KN}) + (1,50 \cdot 0,7 \cdot 2,31 \text{ KN}) = 110,94 \text{ KN}$$

$$PP1. \rightarrow (1,35 \cdot 57,09 \text{ KN}) + (1,50 \cdot 18,24 \text{ KN}) = 104,43 \text{ KN}$$

$$PB \rightarrow (1,35 \cdot 56 \text{ KN}) + (1,50 \cdot 18,24 \text{ KN}) = 102,96 \text{ KN}$$

$$PESO DEL PILAR \rightarrow 1,35 \cdot 11,38 \text{ KN} = 15,36 \text{ KN}$$

$$N_d = 333,69 \text{ KN} \sim 334 \text{ KN}$$

Dimensionamiento de la zapata

Posteriormente al descenso de cargas se obtendrán las dimensiones de la zapata:

A partir de la siguiente fórmula, se obtienen las dimensiones:

$$\sigma_{adm} = \frac{N_k}{A} \quad (101)$$

Ya que dimensionaremos para una zapata cuadrada, el área de la zapata será igual al producto de sus aristas:

$$\sigma_{adm} = \frac{N_k}{L^2} \rightarrow L^2 = \frac{N_k}{\sigma_{adm}} \quad (102)$$

$$L^2 = \frac{334 \text{ kN}}{200 \text{ kN/m}^2} = 1,67 \text{ m}^2$$

$$L = \sqrt{1,67} = 1,29 \text{ m} \simeq 1,30 \text{ m}$$

CypeCAD considera zapatas de lado 1,25 metros. Sin embargo se tendrá en cuenta que el programa realiza un cálculo más exhaustivo a la hora del descenso de cargas. El canto de la misma se ha especificado como 0,50 metros de canto mínimo para cualquier cimentación.

Finalmente se comprobará que el peso de la zapata añadido al axil sobre la misma no supere la tensión admisible que es capaz de resistir el terreno.

$$P_{total} = N_k + N_{zapata} \quad (103)$$

$$N_{zapata} = L^2 \cdot h \cdot \gamma_{hormigón} \quad (104)$$

$$N_{zapata} = 1,30^2 \cdot 0,5 \cdot 25 \frac{kN}{m^3} = 21,12 kN$$

$$P_{total} = N_k + N_{zapata}$$

$$P_{total} = 334 kN + 21,12 kN = 355,12 kN$$

$$\sigma_t = \frac{P_{total}}{A} \rightarrow \sigma_t = \frac{242,33 kN}{1,69 m^2} = 143,39 kN/m^2 \quad (105)$$

$$\sigma_t \leq \sigma_{adm}$$

$$143,39 kN/m^2 \leq 200 kN/m^2$$

Cálculo del armado de la zapata

En el caso de cimentaciones rígidas no será de aplicación la teoría general de flexión, por lo que se deberá modelizar la estructura basándose en el modelo de bielas y tirantes, según los criterios definidos en el “artículo 24. Regiones D o regiones de discontinuidad. (EHE-08, 2010)”. De forma más específica, en el “artículo 58.4.1.1. Zapatas rígidas. (EHE-08, 2010)”, se modeliza la estructura de una zapata a través de este método.

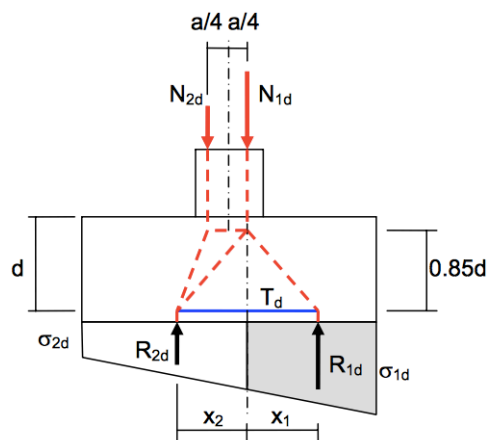


Figura 84. Esquema de cálculo para bielas y tirantes en zapata aislada. [84]

La armadura principal se calculará para resistir la fuerza de tracción T_d indicada en la siguiente expresión:

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85 d} (x_1 - 0,25 a_1) = A_s \cdot f_{yd} \quad (106)$$

$$T_d = \frac{N_d}{2} \cdot \frac{0,25 (a_2 - a_1)}{0,85 d} = A_s \cdot f_{yd} \quad (107)$$

$$T_d = \frac{334 kN}{2} \cdot \frac{0,25 (1,30 m - 0,25 m)}{0,85 \cdot 0,45 m} = 114,60 kN$$

$$A_s \cdot f_{yd} = T_d \quad (108)$$

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{114,60 \cdot 10^3 \text{ N}}{400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 286,51 \text{ mm}^2$$

Para alcanzar un control adecuado del estado tensional de la armadura en estado de servicio, y por lo tanto, de la fisuración del elemento, se limitará el límite módulo elástico del acero a 400 N/mm².

$$f_{yd} \leq 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Será de obligatorio cumplimiento, el cálculo de la armadura mínima que se deberá disponer. De acuerdo al “*artículo 42.3 sobre disposición relativa de las armaduras. (EHE-08, 2010)*”, se comprobará la armadura mínima geométrica a disponer en la sección según ecuación (25):

$$A_{min,geo} = \frac{0,9}{1000} \cdot 1300 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm} = 585 \text{ mm}^2$$

**Para losas de cimentación y zapatas armadas la cuantía mínima de acero B500S será de un 1,8 ‰, adoptando la mitad de este valor en cada dirección dispuestos en la cara inferior. Por facilidad de montaje se dispondrá el mismo armado, tanto en la cara inferior como en la superior.*

Si se tiene en cuenta la disposición de un armado a base de barras Ø12 ($A = \pi r^2 = \pi 6^2 = 113,09 \text{ mm}^2$), se colocarán 6Ø12 en cada dirección cada 20 centímetros y tanto en el emparrillado superior como en el inferior.

Será preceptiva la comprobación de que la separación entre barras longitudinales consecutivas cumpla con las siguientes condiciones:

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

s ≤ tres veces el espesor bruto de la parte de sección del elemento en las que vayan situadas

El armado colocado cumpla la comprobación frente a separación máxima entre barras

Finalmente y no por ello menos importante, será la disposición de los correspondientes separadores. Tal y como se especifica en la tabla 69.8.2 de la Instrucción de hormigón estructural, en elementos superficiales horizontales como son zapatas, se dispondrán separadores a una distancia máxima de 50 veces el diámetro de las barras siempre que no supere los 100 centímetros, en el emparrillado inferior.

Comprobación de zapata combinada.

Como ejemplo de cálculo de cimentaciones aisladas, se empleará la zapata combinada situada a nivel de semisótano en la que confluyen los pilares P17 (semisótano-cubierta) y P19 (semisótano-planta piso). Las características que definen la zapata citada serán las siguientes:

- Hormigón armado HA-25/B/20/IIa
- Armadura de acero B500S
- Módulo elástico del acero: 200000 N/mm²
- Tensión admisible del terreno: 2 Kp/cm²
- Sección de pilares: 25x25 cm²
- Sección de la zapata: 2,30x0,95 m²
- Longitud pilar 17: 7,28 m
- Longitud del pilar 19: 4,09 m
- Distancia a ejes entre pilares: 1,35 m
- Vuelo de la zapata en ambas direcciones: 0,475 m
- Canto de la zapata: 50 cm
- Área tributaria P17(cubierta): $1,575\text{ m} \cdot 2,095\text{ m} = 3,30\text{ m}^2$
- Área tributaria P17(PP1 y PB): $2,25\text{ m} \cdot 2,095\text{ m} = 4,71\text{ m}^2$
- Área tributaria P19: $0,675\text{ m} \cdot 2,095\text{ m} = 1,41\text{ m}^2$
- Las cargas a disponer son las especificadas en la memoria correspondiente del programa WinEva

En primer lugar será necesario calcular tanto el recubrimiento nominal como el recubrimiento mecánico de la zapata, debiendo ser ambos suficientes como para proteger del ambiente exterior y del terreno las armaduras de la misma. De acuerdo al “*artículo 37.2.4. Recubrimientos. (EHE-08, 2010)*”, se define el recubrimiento mecánico del hormigón como “la distancia entre la superficie exterior de la armadura (incluyendo cercos y estribos) y la superficie de hormigón más cercana”. A diferencia del recubrimiento mecánico, el recubrimiento nominal no incluye la dimensión ocupada por la armadura, y será aquel que se deba garantizar en todo el perímetro de la sección. El recubrimiento nominal se calculará a partir del recubrimiento exigido por el ambiente, el cemento empleado, la resistencia característica del hormigón y la vida útil de proyecto (Tabla 37.2.4.1.a. Recubrimientos mínimos para las clases generales de ambiente I y IIa), al que se le incluirá un margen de recubrimiento en función del nivel de control de ejecución en obra.

De acuerdo a la ecuación (1) y teniendo en cuenta un tipo de ambiente IIa, cemento tipo diferente de CEM I, una resistencia característica de hormigón de 25 N/mm² y una vida útil de proyecto de 50 años, el recubrimiento mínimo será de 20 mm. Debido a que no se puede tener en cuenta un control intenso de la ejecución para elementos ejecutados in situ, el margen de recubrimiento será de 10 mm. En este caso, tal y como dice la EHE-08 en su apartado “37.2.4.1 sobre especificaciones respecto a recubrimientos de armaduras pasivas o activas pretesas”:

“En piezas hormigonadas contra el terreno, el recubrimiento mínimo será 70 mm, salvo que se haya preparado el terreno y dispuesto un hormigón de limpieza”

Se dispondrá 10 cm de hormigón de limpieza (HM-10/B/20/IIa), por lo tanto no será necesario el recubrimiento mínimo de 70 cm. El recubrimiento nominal resulta según ecuación (1):

$$R_{nom} = 20 \text{ mm} + 10 \text{ mm}$$

$$R_{nom} = 30 \text{ mm}$$

De similar forma, el recubrimiento mecánico se verá afectado por el recubrimiento ya calculado (R_{nom}) y el grosor de la armadura longitudinal y transversal de la jácena. De acuerdo a resultados obtenidos por el programa informático CYPECAD, se dispone una armadura longitudinal de $\varnothing 12 \text{ mm}$ y una armadura transversal de $\varnothing 6 \text{ mm}$.

Por lo tanto el recubrimiento mecánico de acuerdo a la ecuación (11) será el siguiente:

$$R_{mec} = R_{nom} + \varnothing_{armadura \text{ transversal}} + \frac{1}{2} \varnothing_{armadura \text{ longitudinal}}$$

$$R_{mec} = 30 \text{ mm} + 6 \text{ mm} + \frac{1}{2} \cdot 12 \text{ mm}$$

$$R_{mec} = 42 \text{ mm} \approx 50 \text{ mm}$$

Por otra parte, como datos desconocidos en un primer momento, se deberá obtener el descenso de cargas correspondiente a la combinación de acciones permanente para ambos pilares, en la cual se deberá incluir el peso propio del pilar.

PILAR 17:

$$Cubierta \rightarrow \begin{cases} PPF = 3,25 \text{ KN/m}^2 \cdot 3,30 \text{ m}^2 = 10,72 \text{ KN} \\ CNT = 2,47 \text{ KN/m}^2 \cdot 3,30 \text{ m}^2 = 8,15 \text{ KN} \\ FT = 0,12 \text{ KN/m}^2 \cdot 3,30 \text{ m}^2 = 0,396 \text{ KN} \\ SNT = 1 \text{ KN/m}^2 \cdot 3,30 \text{ m}^2 = 3,30 \text{ KN} \\ NIEVE = 0,2 \text{ KN/m}^2 \cdot 3,30 \text{ m}^2 = 0,66 \text{ KN} \end{cases}$$

$$Cubierta \rightarrow \begin{cases} G = 19,27 \text{ KN} \\ Q_1 = 3,30 \text{ KN} \\ Q_2 = 0,66 \text{ KN} \end{cases}$$

$$PP1 \rightarrow \begin{cases} PPF = 3,25 \text{ KN/m}^2 \cdot 4,71 \text{ m}^2 = 15,32 \text{ KN} \\ TAB = 1 \text{ KN/m}^2 \cdot 3,30 \text{ m}^2 = 3,30 \text{ KN} \\ FT = 0,12 \text{ KN/m}^2 \cdot 4,71 \text{ m}^2 = 0,57 \text{ KN} \\ PAV = 1,89 \text{ KN/m}^2 \cdot 4,71 \text{ m}^2 = 8,91 \text{ KN} \\ VIDRIO = 1,20 \text{ KN/m} \cdot 2,095 \text{ m}^2 = 2,51 \text{ KN} \\ SUSO = 2 \text{ KN/m}^2 \cdot 4,71 \text{ m}^2 = 9,43 \text{ KN} \\ NIEVE = 0,2 \text{ KN/m}^2 \cdot 1,41 \text{ m}^2 = 0,28 \text{ KN} \end{cases}$$

$$PP1 \rightarrow \begin{cases} G = 30,61 \text{ KN} \\ Q_1 = 9,43 \text{ KN} \\ Q_2 = 0,28 \text{ KN} \end{cases}$$

$$PB \rightarrow \begin{cases} PPF = 3,25 \text{ KN/m}^2 \cdot 4,71 \text{ m}^2 = 15,32 \text{ KN} \\ TAB = 1 \text{ KN/m}^2 \cdot 4,71 \text{ m}^2 = 4,71 \text{ KN} \\ PAV = 1,89 \text{ KN/m}^2 \cdot 4,71 \text{ m}^2 = 8,91 \text{ KN} \\ SUSO = 2 \text{ KN/m}^2 \cdot 4,71 \text{ m}^2 = 9,43 \text{ KN} \end{cases}$$

$$PB \rightarrow \begin{cases} G = 28,94 \text{ KN} \\ Q_1 = 9,43 \text{ KN} \end{cases}$$

$$PESO \text{ DEL PILAR} \rightarrow 7,28 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3 = 11,38 \text{ KN}$$

De acuerdo a la ecuación (3)

$$Cub. \rightarrow (1,35 \cdot 19,27 \text{ KN}) + (1,50 \cdot 3,30 \text{ KN}) + (1,50 \cdot 0,7 \cdot 0,66 \text{ KN}) = 31,66 \text{ KN}$$

$$PP1. \rightarrow (1,35 \cdot 30,61 \text{ KN}) + (1,50 \cdot 9,43 \text{ KN}) + (1,50 \cdot 0,7 \cdot 0,28 \text{ KN}) = 55,76 \text{ KN}$$

$$PB \rightarrow (1,35 \cdot 28,94 \text{ KN}) + (1,50 \cdot 9,43 \text{ KN}) = 53,21 \text{ KN}$$

$$PESO \text{ DEL PILAR} \rightarrow 1,35 \cdot 11,38 \text{ KN} = 15,36 \text{ KN}$$

$$AXIL \text{ TOTAL} = 155,98 \text{ KN} \sim 156 \text{ KN}$$

PILAR 19:

$$PP1 \rightarrow \begin{cases} PPF = 3,25 \text{ KN/m}^2 \cdot 1,41 \text{ m}^2 = 4,60 \text{ KN} \\ TAB = 1 \text{ KN/m}^2 \cdot 1,41 \text{ m}^2 = 1,41 \text{ KN} \\ FT = 0,12 \text{ KN/m}^2 \cdot 1,41 \text{ m}^2 = 0,17 \text{ KN} \\ PAV = 1,89 \text{ KN/m}^2 \cdot 1,41 \text{ m}^2 = 2,67 \text{ KN} \\ BARAND. = 0,10 \text{ KN/m} \cdot 2,095 \text{ m} = 0,21 \text{ KN} \\ SUSO = 2 \text{ KN/m}^2 \cdot 1,41 \text{ m}^2 = 2,83 \text{ KN} \\ NIEVE = 0,2 \text{ KN/m}^2 \cdot 1,41 \text{ m}^2 = 0,28 \text{ KN} \end{cases}$$

$$PP1 \rightarrow \begin{cases} G = 8,99 \text{ KN} \\ Q_1 = 2,83 \text{ KN} \\ Q_2 = 0,28 \text{ KN} \end{cases}$$

$$PB \rightarrow \begin{cases} PPF = 3,25 \text{ KN/m}^2 \cdot 1,41 \text{ m}^2 = 4,60 \text{ KN} \\ TAB = 1 \text{ KN/m}^2 \cdot 1,41 \text{ m}^2 = 1,41 \text{ KN} \\ PAV = 1,89 \text{ KN/m}^2 \cdot 1,41 \text{ m}^2 = 2,67 \text{ KN} \\ VIDRIO = 1,20 \text{ KN/m} \cdot 2,095 \text{ m} = 2,51 \text{ KN} \\ SUSO = 2 \text{ KN/m}^2 \cdot 1,41 \text{ m}^2 = 2,83 \text{ KN} \end{cases}$$

$$PB \rightarrow \begin{cases} G = 11,20 \text{ KN} \\ Q_1 = 2,83 \text{ KN} \end{cases}$$

$$PESO \text{ DEL PILAR} \rightarrow 4,09 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3 = 6,39 \text{ KN}$$

De acuerdo a la ecuación (3):

$$PP1. \rightarrow (1,35 \cdot 8,99 \text{ KN}) + (1,50 \cdot 2,83 \text{ KN}) + (1,50 \cdot 0,7 \cdot 0,28 \text{ KN}) = 16,67 \text{ KN}$$

$$PB \rightarrow (1,35 \cdot 11,20 \text{ KN}) + (1,50 \cdot 2,83 \text{ KN}) = 19,37 \text{ KN}$$

$$PESO \text{ DEL PILAR} \rightarrow 1,35 \cdot 6,39 \text{ KN} = 9,59 \text{ KN}$$

$$AXIL \text{ TOTAL} = 45,63 \text{ KN} \sim 46 \text{ KN}$$

De acuerdo a las especificaciones de la EHE-08, la zapata se considera una cimentación rígida

Una vez obtenido el descenso de cargas en cada pilar, se procederá al análisis mecánico de la zapata, tal y como se muestra en el diagrama de fuerzas siguiente:

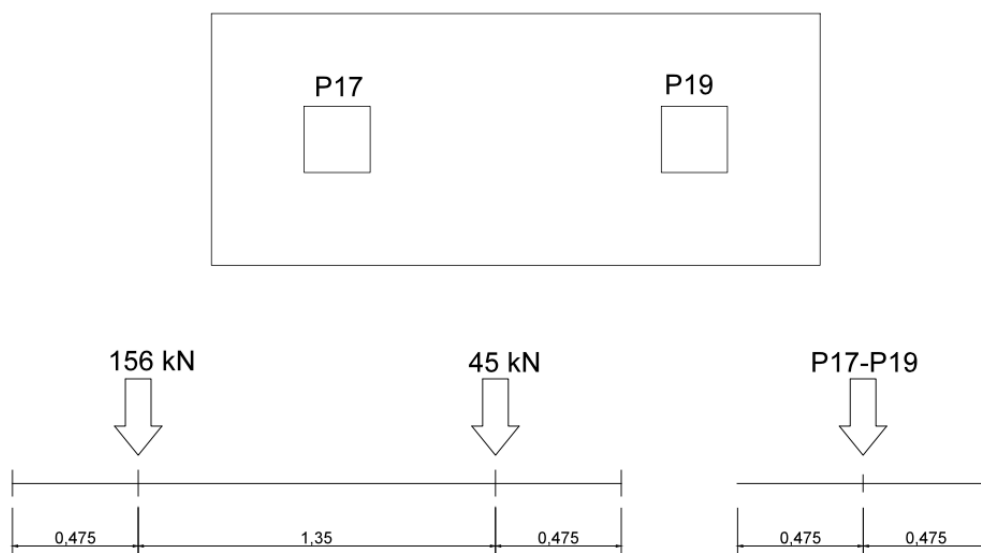


Figura 85. Esfuerzos axiales sobre zapata combinada. [85]

Para mayor facilidad a la hora de analizar mecánicamente la estructura, se obtendrá la carga por metro lineal que soporta la superficie de la zapata, que será igual al cociente entre el sumatorio de los axiles de cada pilar y la longitud de la zapata en el plano x analizado.

$$A_y = 155,98 \text{ KN}$$

$$B_y = 45,63 \text{ KN}$$

$$L = 2,30 \text{ m}$$

$$P(ml) = \frac{155,98 \text{ KN} + 45,63 \text{ KN}}{2,30 \text{ m}} = 87,65 \text{ KN/m}$$

Analíticamente, es posible calcular los valores del diagrama de cortantes a partir de la carga repartida que soporta la zapata, es decir, se obtendrá cada valor del diagrama a partir del producto de la carga repartida por metro lineal de zapata y la longitud hasta el punto considerado, en este caso se destacan los siguientes puntos:

- Apoyo en pilar 17 (1)
- Descenso de axil pilar 17 (A_y)(2)
- Apoyo en pilar 19(3)
- Descenso de axil pilar 19 (B_y)(4)
- Cierre de diagrama (5)
- Esfuerzo cortante a distancia un canto útil desde el extremo de pilar (V_{rd})

Se obtienen cada uno de los puntos:

$$\text{Punto 1} \rightarrow 87,65 \text{ KN/m} \cdot 0,475 \text{ m} = 41,63 \text{ KN}$$

$$\text{Punto 2} \rightarrow -155,98 \text{ KN} + 41,63 \text{ KN} = -114,34 \text{ KN}$$

$$\text{Punto 3} \rightarrow -114,34 + 87,65 \text{ KN/m} \cdot 1,35 \text{ m} = 3,95 \text{ KN}$$

$$\text{Punto 4} \rightarrow 3,95 \text{ KN} - 45,63 = -41,67 \text{ KN}$$

$$\text{Punto 5} \rightarrow 87,65 \text{ KN/m} \cdot 0,475 \text{ m} = 41,67 \text{ KN}$$

$$V_{rdP17}(0,125 \text{ m} + 0,45 \text{ m}) \rightarrow 3,95 \text{ KN} - 87,65 \text{ KN/m} \cdot (0,125 \text{ m} + 0,45 \text{ m}) = 46,44 \text{ KN}$$

$$V_{rdP19}(0,125 \text{ m} + 0,45 \text{ m}) \rightarrow 114,34 \text{ KN} - 87,65 \text{ KN/m} \cdot (0,125 \text{ m} + 0,45 \text{ m}) = 63,94 \text{ KN}$$

En el siguiente diagrama de cortantes se representan los puntos calculados en el apartado anterior:

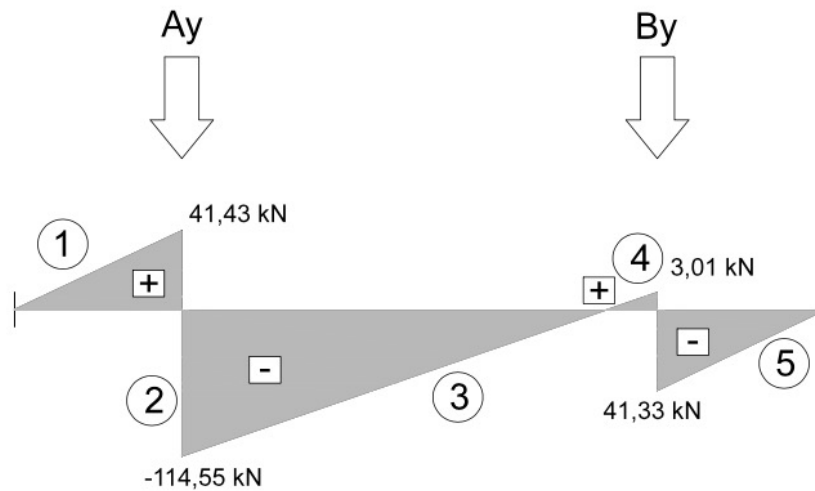


Figura 86. Esfuerzos cortantes en zapata combinada. [86]

De similar forma a los esfuerzos cortantes, se pueden obtener los esfuerzos flectores de la zapata a partir de los valores de los esfuerzos cortantes. Los valores de los esfuerzos flectores será el área bajo la recta de los esfuerzos cortantes del diagrama anterior, considerando los puntos del caso anterior y el punto donde el valor flector de la zapata es máximo (situado donde el esfuerzo cortante es igual a cero):

- Apoyo en pilar 17 (1)
- Valor máximo para esfuerzo cortante igual a cero (M_{max})(2)
- Apoyo en pilar 19 (3)
- Cierre de diagrama (4)

$$\text{Punto 1} \rightarrow \frac{41,63 \text{ KN} \cdot 0,475 \text{ m}}{2} = 9,89 \text{ KN}$$

$$\text{Punto 3} \rightarrow \frac{41,67 \text{ KN} \cdot 0,475 \text{ m}}{2} = 9,89 \text{ KNm}$$

El punto 2 se obtendrá mediante aplicación del Teorema de Tales, en el que el triángulo rectángulo formado por el cateto \overline{AB} y el cateto \overline{AC} mantiene una relación de proporcionalidad con el triángulo rectángulo de catetos $\overline{A'B}$ y $\overline{A'C}$:

$$\overline{AB} = 114,34 \text{ KN} + 3,95 \text{ KN} = 118,29 \text{ KN}$$

$$\overline{AC} = 1,35 \text{ m}$$

$$\overline{A'B} = 114,34 \text{ KN}$$

$$\overline{A'C} = x$$

$$\frac{x}{1,35 \text{ m}} = \frac{114,34 \text{ KN}}{114,34 \text{ KN} + 3,95 \text{ KN}}$$

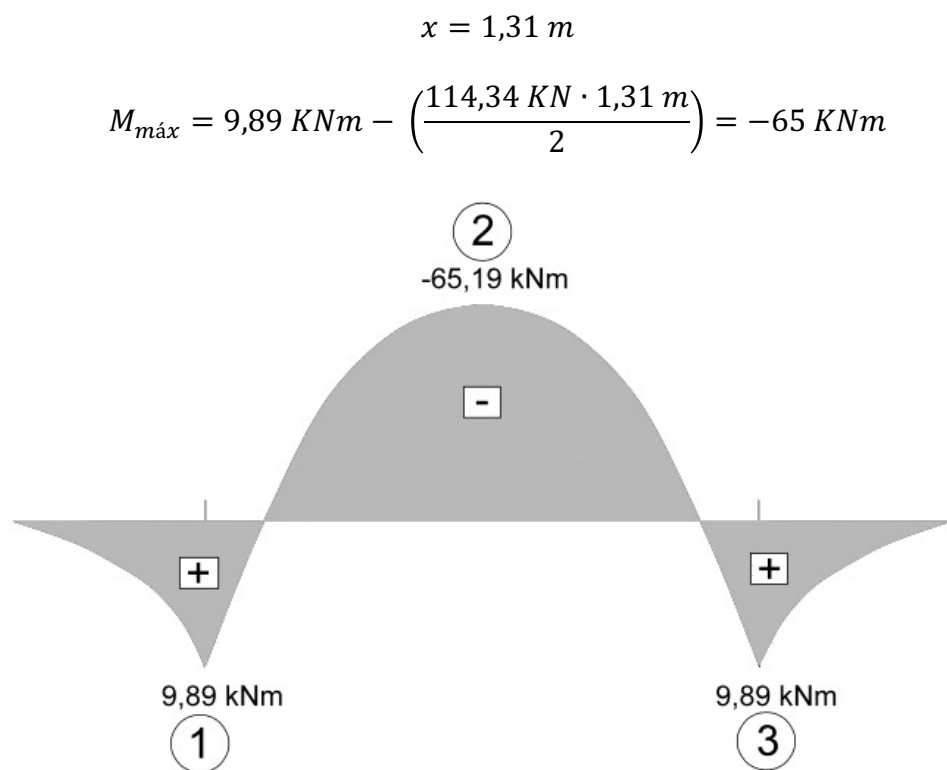


Figura 87. Esfuerzos flectores en zapata combinada. [83]

Obtenidos todos los valores de los esfuerzos a los que se encuentra sometida la zapata combinada, se procederá al cálculo del armado de la misma, para el máximo momento flector, de acuerdo al “Anejo 7. Apartado 3. Flexión simple en secciones rectangulares. (EHE-08, 2010)” cuyas expresiones se identifican por la numeración (44), (53) y (54):

$$U_0 = \frac{25}{1,5} \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot 950 \text{ mm} \cdot 450 \text{ mm} = 7125000 \text{ N} = 7125 \text{ kN}$$

$$U_{s1} = 7125 \text{ kN} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 65 \text{ kNm}}{7125 \text{ kN} \cdot 0,45 \text{ m}}} \right) = 145,93 \text{ kN}$$

$$A_{s1} = \frac{145,93 \cdot 10^3 \text{ N}}{\frac{500 \frac{N}{\text{mm}^2}}{1,15}} = 335,65 \text{ mm}^2$$

Será de obligatorio cumplimiento, el cálculo de la armadura mínima que se deberá disponer. De acuerdo al “artículo 42.3 sobre disposición relativa de las armaduras. (EHE-08, 2010)”, se comprobará la armadura mínima geométrica a disponer en la sección según ecuación (25):

$$A_{min,geo} = \frac{0,9}{1000} \cdot 950 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm} = 427,5 \text{ mm}^2$$

*Para losas de cimentación y zapatas armadas la cuantía mínima de acero B500S será de un 1,8 %, adoptando la mitad de este valor en cada dirección dispuestos en

la cara inferior. Por facilidad de montaje se dispondrá el mismo armado, tanto en la cara inferior como en la superior.

Si se tiene en cuenta la disposición de un armado a base de barras $\varnothing 12$ ($A = \pi r^2 = \pi 6^2 = 113,09 \text{ mm}^2$), se colocarán 4 $\varnothing 12$ en cada dirección y tanto en el emparrillado superior como en el inferior.

Finalmente se realizarán las comprobaciones relacionadas con los esfuerzos cortantes a los que se somete la sección, especificados en el “*apartado 44.2.3 Comprobaciones a realizar frente a esfuerzo cortante. (EHE-08, 2010)*”, las cuales determinarán la necesidad o no de armadura transversal a cortante. En este caso, solamente será necesario comprobar la zapata frente a tracción, en función de la contribución del hormigón a soportar los esfuerzos en la zapata, tal y como se describe en las expresiones (28), (33), (34), (35) y (36):

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \rightarrow d = 450 \text{ mm} \rightarrow \xi = 1,6$$

$$\rho_1 = \frac{A_s + A_p}{b_0 \cdot d} \leq 0,02 \rightarrow \rho_1 = \frac{452,39 \text{ mm}^2}{950 \text{ mm} \cdot 450 \text{ mm}} = 1,05 \cdot 10^{-3}$$

La contribución del hormigón a la resistencia del esfuerzo cortante será igual a:

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{1.5} \cdot 1,6 \cdot (100 \cdot (1,05 \cdot 10^{-3}) \cdot 25)^{1/3} \right] \cdot 1 \cdot 950 \text{ mm} \cdot 450 \text{ mm} = 100,25 \text{ KN}$$

Comparando los esfuerzos cortantes obtenidos anteriormente a distancia un canto útil desde el extremo de pilar ($V_{rdP19} = 46,44 \text{ KN}$) y ($V_{rdP17} = 63,94 \text{ KN}$), con el esfuerzo a cortante que resiste el hormigón de la zapata, se puede observar que este último es mucho mayor que los dos primeros, por lo tanto, solamente con la contribución del hormigón se puede resistir el esfuerzo cortante al que se somete a la zapata, no siendo necesaria armadura transversal en la misma.

Comprobación de muros de semisótano.

La vivienda presentada en este proyecto posee un semisótano con muros de contención del terreno sobre una zapata corrida. Este tipo de muro se denomina muro corrido por considerarse que el muro y la base o zapata forman una estructura continua cerrando el espacio bajo rasante. En este tipo de estructura y por considerarse que encierra una estancia semienterrada, se deberá considerar además de los pesos esenciales tales como peso de la zapata, fuste y terreno, el peso de la sobrecarga que se considere paralelamente a este sobre el terreno y el peso del cerramiento sobre rasante dispuesto en la coronación del muro. Se destacará que la principal diferencia respecto a una zapata corrida que sostiene un muro es la falta de alineación del eje del muro respecto al eje de la zapata.

Una vez explicadas las diferencias entre ambas tipologías de muros se procederá a la comprobación estructural del mismo frente a las diferentes formas de agotamiento de la contención. Por ser una estructura solicitada a flexión las principales causas de agotamiento serán las siguientes:

- Deformación excesiva del alzado
- Fisuración excesiva
- Rotura por flexión en el fuste
- Giro excesivo, vuelco o falla del terreno
- Deslizamiento
- Rotura por cortante, rasante o por fallo de solape.

Las principales comprobaciones que no dependen esencialmente del armado dispuesto en el muro y que se deberán llevar a cabo en primer lugar serán tres:

- Comprobación de estabilidad al deslizamiento
- Comprobación de estabilidad al vuelco
- Comprobación de seguridad al hundimiento
- Resistencia estructural del muro a ELU (función del armado)

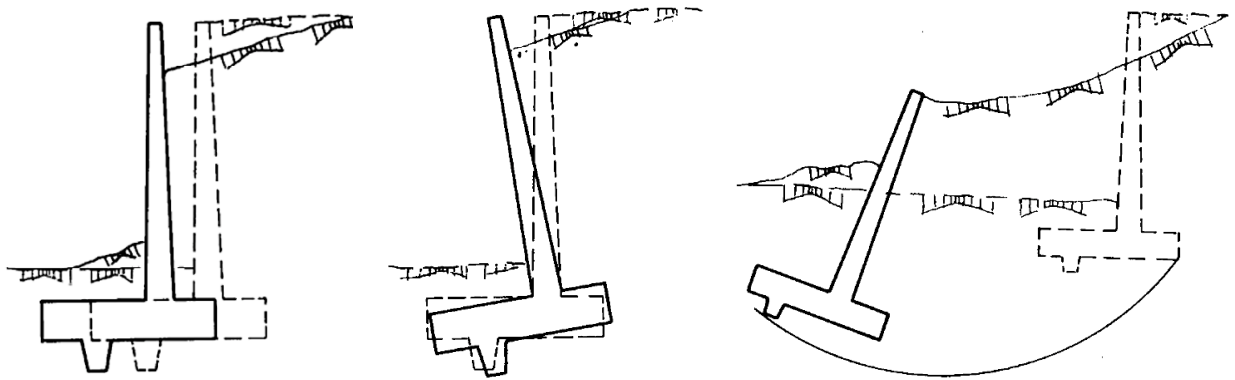


Figura 88. Causas de fallo en muros de contención. Deslizamiento. Vuelco. Hundimiento [88]

Las características que definen el muro de contención serán las siguientes:

- Contención de cota 0,00 metros hasta -2,05 metros
- Hormigón armado HA-25/B/20/IIa
- Armadura de acero B500S
- Módulo elástico del acero: 200000 N/mm²
- Tensión admisible del terreno: 2 Kp/cm²
- Densidad del terreno: $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$
- Ángulo de rozamiento del terreno: $\phi = 35^\circ$
- Sección de pilares: 25x25 cm²
- Sección de la zapata: 4,00 x 0,70 m²
- Longitud pilar 3: 7,28 m
- Vuelo de la zapata: 0,40 m
- Canto de la zapata: 50 cm
- Área tributaria P3(cubierta): $1,61 \text{ m} \cdot 4 \text{ m} = 6,44 \text{ m}^2$
- Las cargas a disponer son las especificadas en la memoria correspondiente del programa WinEva

Se deberá tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Los pilares se encuentran apoyados sobre la coronación del muro.
- El forjado de planta baja se encuentra a 0,90 m por encima del nivel de coronación del muro.
- Se conformará un semisótano cuyo cerramiento será igual al cerramiento de fachada con una carga por metro lineal de 3,39 KN/m.
- Se estimará una sobrecarga en el trasdós del muro de 10 KN/m^2
- La zapata del muro será excavada y hormigonada contra el terreno.
- Se dispondrá 10 cm de hormigón de limpieza HM-10/B/20/IIa
- Con el fin de discretizar la estructura, se realizará el análisis y dimensionado del mismo para una longitud de 4 metros, es decir la longitud tributaria para el pilar 3.

De acuerdo a la ecuación (1) se obtienen los recubrimientos nominal y mecánico del muro:

Teniendo en cuenta un tipo de ambiente IIa, cemento tipo diferente de CEM I, una resistencia característica de hormigón de 25 N/mm^2 y una vida útil de proyecto de 50 años, el recubrimiento mínimo será de 20 mm. Debido a que no se puede tener en cuenta un control intenso de la ejecución para elementos ejecutados in situ, el margen de recubrimiento será de 10 mm. En este caso, tal y como dice el “*artículo 37.2.4.1 sobre especificaciones respecto a recubrimientos de armaduras pasivas o activas pretensas. (EHE-08, 2010)*”:

“En piezas hormigonadas contra el terreno, el recubrimiento mínimo será 70 mm, salvo que se haya preparado el terreno y dispuesto un hormigón de limpieza”

Se dispondrá 10 cm de hormigón de limpieza (HM-10/B/20/IIa), por lo tanto no será necesario el recubrimiento mínimo de 70 cm. El recubrimiento nominal resulta de la ecuación (1):

$$R_{nom} = 20 \text{ mm} + 10 \text{ mm}$$

$$R_{nom} = 30 \text{ mm}$$

De similar forma, el recubrimiento mecánico se verá afectado por el recubrimiento ya calculado (R_{nom}) y el grosor de la armadura longitudinal y transversal de la jácena. De acuerdo a resultados obtenidos por el programa informático CYPECAD, se dispone una armadura longitudinal de $\varnothing 12 \text{ mm}$ y una armadura transversal de $\varnothing 6 \text{ mm}$.

Por lo tanto el recubrimiento mecánico de acuerdo a la ecuación (11) será el siguiente:

$$R_{mec} = 30 \text{ mm} + 6 \text{ mm} + \frac{1}{2} \cdot 12 \text{ mm}$$

$$R_{mec} = 42 \text{ mm} \approx 50 \text{ mm}$$

Por otra parte, se deberá obtener el descenso de cargas correspondiente a la combinación de acciones permanente para el pilar 3, en la cual se deberá incluir el peso propio del pilar, según ecuación (3):

PILAR 3:

$$Cubierta \rightarrow \begin{cases} PPF = 3,25 \text{ KN/m}^2 \cdot 6,44 \text{ m}^2 = 20,93 \text{ KN} \\ CNT = 2,47 \text{ KN/m}^2 \cdot 6,44 \text{ m}^2 = 15,91 \text{ KN} \\ FT = 0,12 \text{ KN/m}^2 \cdot 6,44 \text{ m}^2 = 0,77 \text{ KN} \\ SNT = 1 \text{ KN/m}^2 \cdot 6,44 \text{ m}^2 = 6,44 \text{ KN} \\ NIEVE = 0,2 \text{ KN/m}^2 \cdot 6,44 \text{ m}^2 = 1,29 \text{ KN} \end{cases}$$

$$Cubierta \rightarrow \begin{cases} G = 37,61 \text{ KN} \\ Q_1 = 6,44 \text{ KN} \\ Q_2 = 1,29 \text{ KN} \end{cases}$$

$$PP1 \rightarrow \begin{cases} PPF = 3,25 \text{ KN/m}^2 \cdot 6,44 \text{ m}^2 = 20,93 \text{ KN} \\ TAB = 1 \text{ KN/m}^2 \cdot 6,44 \text{ m}^2 = 6,44 \text{ KN} \\ FT = 0,12 \text{ KN/m}^2 \cdot 6,44 \text{ m}^2 = 0,77 \text{ KN} \\ PAV = 1,89 \text{ KN/m}^2 \cdot 6,44 \text{ m}^2 = 12,17 \text{ KN} \\ FACHADA = 11,16 \text{ KN/m} \cdot 4 \text{ m} = 44,64 \text{ KN} \\ SUSO = 2 \text{ KN/m}^2 \cdot 6,44 \text{ m}^2 = 12,88 \text{ KN} \end{cases}$$

$$PP1 \rightarrow \begin{cases} G = 84,95 \text{ KN} \\ Q_1 = 12,88 \text{ KN} \end{cases}$$

$$PB \rightarrow \begin{cases} PPF = 3,25 \text{ KN/m}^2 \cdot 6,44 \text{ m}^2 = 20,93 \text{ KN} \\ TAB = 1 \text{ KN/m}^2 \cdot 6,44 \text{ m}^2 = 6,44 \text{ KN} \\ PAV = 1,89 \text{ KN/m}^2 \cdot 6,44 \text{ m}^2 = 12,17 \text{ KN} \\ FACHADA = 11,16 \text{ KN/m} \cdot 4 \text{ m} = 44,64 \text{ KN} \\ SUSO = 2 \text{ KN/m}^2 \cdot 6,44 \text{ m}^2 = 12,88 \text{ KN} \end{cases}$$

$$PB \rightarrow \begin{cases} G = 84,18 \text{ KN} \\ Q_1 = 12,88 \text{ KN} \end{cases}$$

$$PESO DEL PILAR \rightarrow 7,28 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3 = 11,38 \text{ KN}$$

De acuerdo a la ecuación (3):

$$Cub. \rightarrow (1,35 \cdot 37,61 \text{ KN}) + (1,50 \cdot 6,44 \text{ KN}) + (1,50 \cdot 0,7 \cdot 1,29 \text{ KN}) = 61,79 \text{ KN}$$

$$PP1. \rightarrow (1,35 \cdot 84,95 \text{ KN}) + (1,50 \cdot 12,88 \text{ KN}) = 134 \text{ KN}$$

$$PB \rightarrow (1,35 \cdot 84,18 \text{ KN}) + (1,50 \cdot 12,88 \text{ KN}) = 132,96 \text{ KN}$$

$$PESO \text{ DEL PILAR} \rightarrow 1,35 \cdot 11,38 \text{ KN} = 15,36 \text{ KN}$$

$$AXIL \text{ TOTAL} = N_k = 344,11 \text{ KN} \sim 345 \text{ KN}$$

Obtenido el descenso de cargas correspondiente al pilar 3, se procederá con el cálculo de las tensiones horizontales y verticales que experimenta el muro. A continuación se exponen los diagramas de tensiones a las que se somete el muro y los valores de las mismas en los puntos destacados:

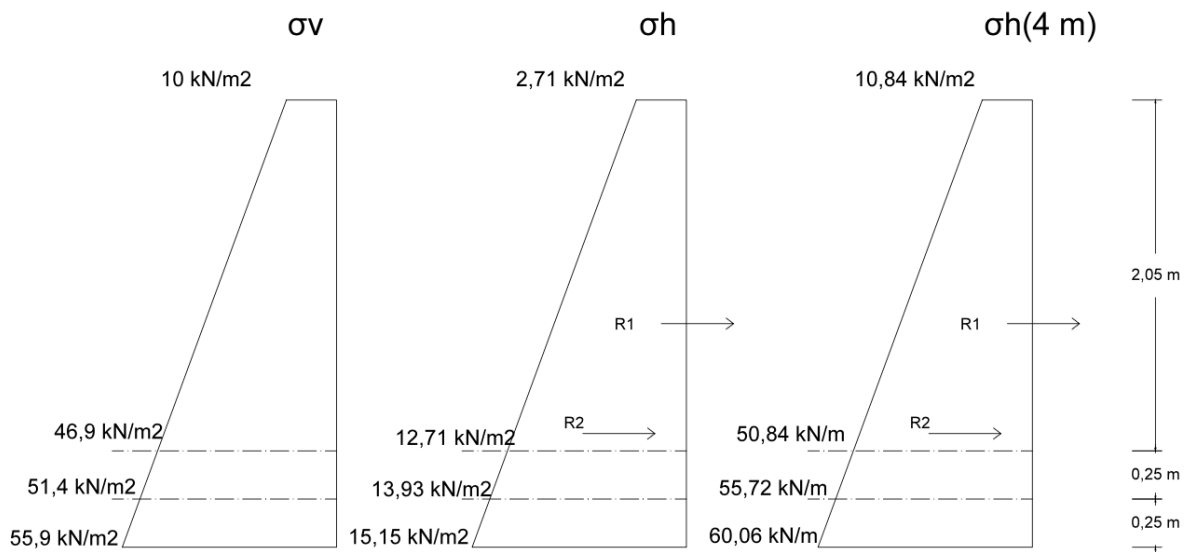


Figura 89. Distribución de tensiones en el trasdós del muro. [89]

- Tensiones en la coronación del muro (1)
- Tensiones en la base del fuste del muro (2)
- Tensiones en el eje horizontal de la zapata (3)
- Tensiones en la base de la zapata (4)

$$\sigma_v = h \cdot \gamma \quad (109)$$

Donde:

- σ_v Tensión vertical
- h Altura/profundidad del punto considerado
- γ Densidad del terreno

Puntos	Tensión vertical
1	10 KN/m ²
2	10 KN/m ² + (2,05 m · 18 KN/m ³) = 46,9 KN/m ²
3	10 KN/m ² + (2,30 m · 18 KN/m ³) = 51,4 KN/m ²
4	10 KN/m ² + (2,55 m · 18 KN/m ³) = 55,9 KN/m ²

Tabla 27. Tensiones verticales en muro de contención.

Para el cálculo de la tensión horizontal será necesario tener en cuenta, el coeficiente λ_a , correspondiente al empuje activo del terreno sobre el muro, cuyo cálculo se describe a continuación:

$$\lambda_a = tg^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = tg^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) = 0,271 \quad (110)$$

$$\sigma_H = \lambda_a \cdot \sigma_V \quad (111)$$

Donde:

- σ_H Tensión horizontal
- λ_a Coeficiente correspondiente al empuje activo del terreno
- σ_V Tensión vertical

Puntos	Tensión Horizontal
1	10 KN/m ² · 0,271 = 2,71 KN/m ²
2	46,9 KN/m ² · 0,271 = 12,71 KN/m ²
3	51,4 KN/m ² · 0,271 = 13,93 KN/m ²
4	55,9 KN/m ² · 0,271 = 15,15 KN/m ²

Tabla 28. Tensiones horizontales en muro de contención.

Debido a la discretización del muro para 4 metros de longitud, se obtendrán los valores de la tensión horizontal para la longitud mencionada:

Puntos	Tensión Horizontal para L = 4 m
1	2,71 KN/m ² · 4 m = 10,84 KN/m
2	12,71 KN/m ² · 4 m = 50,84 KN/m
3	13,93 KN/m ² · 4 m = 55,72 KN/m
4	15,15 KN/m ² · 4 m = 60,6 KN/m

Tabla 29. Tensiones horizontales en muro de contención.

Obtenidos los esfuerzos y las cargas a las que se somete al muro se comprobará que este cumple las siguientes comprobaciones:

- Deslizamiento
- Vuelco
- Hundimiento

**De acuerdo a la estructura del presente proyecto, por considerarse un muro de semisótano arriostrado en su parte superior por el forjado de planta baja, prácticamente no experimentará acciones de deslizamiento o vuelco. Sin embargo se realizarán las comprobaciones igualmente.*

Comprobación frente a deslizamiento

El empuje activo total (fuerza deslizante) al que estará sometido el muro surgirá de la suma de las áreas de los diagramas tensionales generados por las tensiones horizontales, cada una de ellas aplicadas a una distancia medida desde la base de la zapata al centro de gravedad de cada una de las formas del diagrama:

$$R_1 = 10,84 \text{ KN/m} \cdot 2,55 \text{ m} = 27,64 \text{ KN} \quad (112)$$

$$R_2 = \frac{(60,6 \text{ KN/m} - 10,84 \text{ KN/m}) \cdot 2,55 \text{ m}}{2} = 63,44 \text{ KN} \quad (113)$$

$$R_T = R_A = R_1 + R_2 = 27,64 \text{ KN} + 63,44 \text{ KN} = 91,08 \text{ KN} \quad (114)$$

Para el cálculo de las fuerzas antideslizantes será necesario obtener la fuerza de rozamiento que genera la estructura contra el terreno cuando esta intenta deslizarse por efecto del empuje activo. Las fuerzas normales que intervienen en este proceso serán:

- Axil del pilar (descenso de cargas): N_K
- Axil del cerramiento: N_C
- Axil del fuste: N_F
- Axil de la zapata: N_Z

$$N_K = 345 \text{ KN} \quad (115)$$

$$N_C = 3,39 \text{ KN/m} \cdot 4 \text{ m} = 13,56 \text{ KN} \quad (116)$$

$$N_F = 0,3 \text{ m} \cdot 2,05 \text{ m} \cdot 4 \text{ m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3 = 61,5 \text{ KN} \quad (117)$$

$$N_z = 0,5 \text{ m} \cdot 0,7 \text{ m} \cdot 4 \text{ m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3 = 35 \text{ KN} \quad (118)$$

$$N_T = 455,2 \text{ KN} \quad (119)$$

La fuerza de rozamiento opuesta al deslizamiento del terreno se obtendrá a partir del producto del coeficiente de rozamiento μ , cuyo valor se expone en el “*documento básico sobre seguridad estructural. Cimientos. (CTE, 2010)*”, como:

$$\mu = \tan\left(\frac{3}{4} \cdot \phi\right) \quad (120)$$

$$\mu = \tan\left(\frac{3}{4} \cdot 35\right) = 0,493$$

$$F_R = N_T \cdot \mu \quad (121)$$

$$F_R = 455,2 \text{ KN} \cdot 0,493 = 224,48 \text{ KN}$$

Por otra parte, actuando como fuerza antideslizante en la base de la zapata, se encuentra el empuje pasivo que genera el terreno en la puntera del muro de contención, obteniéndose de manera similar al empuje activo calculado anteriormente. En este caso se deberá tener en cuenta el coeficiente λ_p del empuje pasivo, resultando ser el valor inverso a λ_a :

$$\lambda_p = \frac{1}{\lambda_a} = \frac{1}{0,271} = 3,69 \quad (122)$$

Los puntos destacados en el diagrama de tensiones verticales, según ecuación (109) y horizontales en la puntera del muro serán los siguientes:

- Tensiones en la superficie de la zapata (1)
- Tensiones en la base de la zapata (2)

Tensión vertical según ecuación (109):

Punto	Tensión vertical
1	0 (no existe sobrecarga)
2	$0,5 \text{ m} \cdot 18 \text{ KN/m}^3 = 9 \text{ KN/m}^2$

Tabla 30. Tensiones verticales en muro de contención. Empuje pasivo.

Tensión horizontal:

$$\sigma_H = \lambda_p \cdot \sigma_V \quad (123)$$

Punto	Tensión horizontal
1	0 (no existe sobrecarga)
2	$3,69 \cdot 9 \text{ KN/m}^2 = 33,21 \text{ KN/m}^2$

Tabla 31. Tensiones horizontales en muro de contención. Empuje pasivo.

Tensión horizontal para 4 metros:

Punto	Tensión horizontal para $L = 4 \text{ m}$
1	0 (no existe sobrecarga)
2	$33,21 \text{ KN/m}^2 \cdot 4 \text{ m} = 132,84 \text{ KN/m}$

Tabla 32. Tensiones horizontales en 4 metros en muro de contención. Empuje pasivo.

$$R_p = \frac{0,5 \text{ m} \cdot 132,84 \text{ KN/m}}{2} = 33,21 \text{ KN} \quad (124)$$

Una correcta comprobación de que la estructura resiste al deslizamiento que genera el terreno implica que la relación existente entre las fuerzas estabilizadoras (fuerza de rozamiento y empuje pasivo) y las desestabilizadoras (empuje activo del terreno) no supere el valor máximo indicado en la tabla 2.1 sobre coeficientes de seguridad parciales aplicados a cimentaciones presente en el documento básico sobre seguridad estructural-Cimientos. Este valor indica que el cociente entre las fuerzas estabilizadoras y las fuerzas desestabilizadoras no puede ser un coeficiente de seguridad al deslizamiento menor que 1,5.

En este caso:

$$\gamma_D = \frac{F_{\text{estabilizadoras}}}{F_{\text{desestabilizadoras}}} \rightarrow \gamma_D = \frac{F_R + R_p}{R_a} \quad (125)$$

$$\gamma_D = \frac{224,48 \text{ KN} + 33,21 \text{ KN}}{91,09 \text{ KN}} = 2,82 > 1,5$$

La estructura de contención cumple la comprobación de seguridad frente al deslizamiento.

Comprobación frente a vuelco

En la comprobación de seguridad al vuelco de la estructura será importante, en primer lugar, identificar las fuerzas que favorecen el vuelco y aquellas que lo reprimen, y en segundo lugar establecer el punto de vuelco de la estructura. En muros de contención con zapata corrida el punto de vuelco tiende a ser el punto más alejado a la aplicación del empuje activo del terreno, en este caso la puntera del muro, tal y como se muestra en las figuras anteriores.

Seguidamente, se realizará el sumatorio de momentos que inciden en este punto, distinguiendo aquellas fuerzas que favorecen el vuelco de aquellas que lo contrarrestan:

- Fuerzas a favor del vuelco:
 - * Empuje activo del terreno

$$\sum M_V = R_1 \cdot h_1 + R_2 \cdot h_2 \quad (126)$$

$$\sum M_V = 27,64 \text{ KN} \cdot 1,275 \text{ m} + 63,44 \text{ KN} \cdot 0,85 \text{ m} = 89,165 \text{ KNm}$$

- Fuerzas en contra del vuelco:
 - * Empuje pasivo
 - * Peso de la zapata
 - * Peso del fuste
 - * Peso del cerramiento
 - * Axil procedente del descenso de cargas.

$$\sum M_E = R_p \cdot h_p + N_Z \cdot d_Z + N_F \cdot d_F + N_C \cdot d_C + N_K \cdot d_k \quad (127)$$

$$\begin{aligned} \sum M_E &= 33,21 \text{ KN} \cdot 0,166 \text{ m} + 35 \text{ KN} \cdot 0,35 \text{ m} + 61,5 \text{ KN} \cdot 0,55 \text{ m} + \\ &+ 13,56 \text{ KN} \cdot 0,55 \text{ m} + 345 \text{ KN} \cdot 0,55 \text{ m} = 248,90 \text{ KNm} \end{aligned}$$

De igual forma que para la comprobación frente a deslizamiento, en la “*tabla 2.1 sobre coeficientes de seguridad parciales aplicados a cimentaciones. Documento básico sobre seguridad estructural-Cimientos. (CTE, 2010)*”, se establece un coeficiente de seguridad al vuelco de 1,8 de acuerdo al efecto de las acciones o un coeficiente de 2,0 de acuerdo a las propiedades de los materiales si se considera que no existen edificios o servicios sensibles a los movimientos en las proximidades de la contención.

$$\gamma_V = \frac{M_{estabilizadores}}{M_{desestabilizadores}} \rightarrow \gamma_D = \frac{M_E}{M_V} \quad (128)$$

$$\gamma_V = \frac{248,90 \text{ kNm}}{89,165 \text{ kNm}} = 2,79 \quad \begin{cases} > 1,8 \\ > 2,0 \end{cases}$$

En cualquiera de los dos casos, la estructura cumple la comprobación de seguridad frente al vuelco.

Comprobación frente a hundimiento

Al contrario que la estabilidad al vuelco, en este caso, las fuerzas que propiciaban el vuelco se convierten en fuerzas que contrarrestan el hundimiento de la estructura y viceversa. Sin embargo, para realizar la comprobación de seguridad frente al hundimiento es necesario referenciarlos a un punto diferente del caso anterior definiéndose como punto de hundimiento el centro de la base zapata, tal y como se muestra en la imagen adjunta. De acuerdo a lo mencionado, la distribución de fuerzas es la siguiente:

- Fuerzas que favorecen el hundimiento:
 - * Axil procedente del descenso de cargas
 - * Peso del cerramiento
 - * Peso del fuste
 - * Empuje pasivo
 - * El peso de la zapata no se incluye por aplicarse sobre le punto de referencia.

- Fuerzas que contrarrestan el hundimiento:
 - * Empuje activo

$$\sum M = N_F \cdot d_F + N_C \cdot d_C + N_K \cdot d_k + R_p \cdot h_p - R_1 \cdot h_1 - R_2 \cdot h_2 \quad (129)$$

$$\begin{aligned} \sum M &= 345 \text{ KN} \cdot 0,2 \text{ m} + 13,56 \text{ KN} \cdot 0,2 \text{ m} + 61,5 \text{ KN} \cdot 0,2 \text{ m} \\ &+ 33,21 \text{ KN} \cdot 0,166 \text{ m} d_k - 27,64 \text{ KN} \cdot 1,275 \text{ m} - 63,44 \text{ KN} \cdot 0,85 \text{ m} = 0,392 \text{ KNm} \end{aligned}$$

A partir de estos valores podemos obtener la excentricidad de la fuerza aplicada:

$$e = \frac{M}{N_K} \quad (130)$$

$$e = \frac{0,392 \text{ kNm}}{455,2 \text{ kN}} = 8,6 \cdot 10^{-4} \text{ m} \begin{cases} > \frac{0,70 \text{ m}}{6} \rightarrow \text{fuera del núcleo central de la zapata} \\ < \frac{0,70 \text{ m}}{6} \rightarrow \text{dentro del núcleo central de la zapata} \end{cases}$$

$$e = 8,6 \cdot 10^{-4} < 0,116 \text{ m} \rightarrow \text{dentro del núcleo central de la zapata}$$

Conociendo que la reacción de la zapata se encuentra dentro del núcleo central de la zapata, se calcularán las tensiones máxima, media y mínima bajo la zapata, no pudiendo superar los siguientes valores:

$$\sigma_{max} \leq 1,25 \cdot \sigma_{adm} \quad (131)$$

$$\sigma_{media} \leq \sigma_{adm}$$

De acuerdo a la Ley de Navier:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W_x} \quad (132)$$

Donde:

- N Axil obtenido en el descenso de cargas
- A Área de la sección
- M Momento flector total al que se somete la sección
- W_x Modulo resistente de la sección en el plano considerado

$$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{4 \cdot 0.70^2}{6} = 0,327 \text{ m}^3 = 327000 \text{ cm}^3 \quad (133)$$

$$\sigma = \frac{45520 \text{ kg}}{70 \text{ cm} \cdot 400 \text{ cm}} \pm \frac{3920 \text{ kgcm}}{327000 \text{ cm}^3}$$

$$\sigma = 1,6257 \pm 1,2 \cdot 10^{-2} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{max} = 1,6376 \text{ Kg/cm}^2 < 1,25 \cdot 2 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{media} = 1,6257 \text{ Kg/cm}^2 < 2 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{min} = 1,6137 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

Comparando el valor de la tensión admisible mayorado con el valor de la tensión máxima bajo la zapata, se obtiene el coeficiente de seguridad frente a hundimiento de la estructura:

$$\gamma_\sigma = \frac{2,50 \text{ Kg/cm}^2}{1,6376 \text{ Kg/cm}^2} = 1,52 \text{ kg/cm}^2 \quad (134)$$

Se deberá tener en cuenta que el valor obtenido es referido a una tensión admisible que previamente posee un coeficiente de seguridad igual a 3, y por lo tanto, los valores obtenidos han de triplicarse para poder ser comparables a dichas tensiones. Es decir, siempre que estos valores sean superiores o iguales a 1, se estaría cumpliendo con el coeficiente de seguridad frente a hundimiento establecido en el “*Documento Básico sobre seguridad estructural. Cimientos. (CTE, 2010)*”.

Tabla 2.1. Coeficientes de seguridad parciales

Situación de dimensionado	Tipo	Materiales		Acciones		
		γ_R	γ_M	γ_E	γ_F	
	Hundimiento	3,0 ⁽¹⁾	1,0	1,0	1,0	
	Deslizamiento	1,5 ⁽²⁾	1,0	1,0	1,0	
	Vuelco ⁽²⁾					
	Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9 ⁽³⁾	1,0	
	Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,8	1,0	
	Estabilidad global	1,0	1,8	1,0	1,0	
	Capacidad estructural	- ⁽⁴⁾	- ⁽⁴⁾	1,6 ⁽⁵⁾	1,0	
Persistente o transitoria	Pilotes					
		Arrancamiento	3,5	1,0	1,0	1,0
		Rotura horizontal	3,5	1,0	1,0	1,0
	Pantallas					
		Estabilidad fondo excavación	1,0	2,5 ⁽⁶⁾	1,0	1,0
		Sifonamiento	1,0	2,0	1,0	1,0
		Rotación o traslación				
		Equilibrio límite	1	1,0	0,6 ⁽⁷⁾	1,0
		Modelo de Winkler	1	1,0	0,6 ⁽⁷⁾	1,0
		Elementos finitos	1,0	1,5	1,0	1,0

Figura 90. Coeficientes parciales de seguridad en cimentaciones. [90]

A partir de los datos obtenidos de la discretización del muro de contención en el programa WinEva se dimensionará fuste y zapata del muro por separado. En la figura 91 se puede observar los esfuerzos a los que se somete el muro:

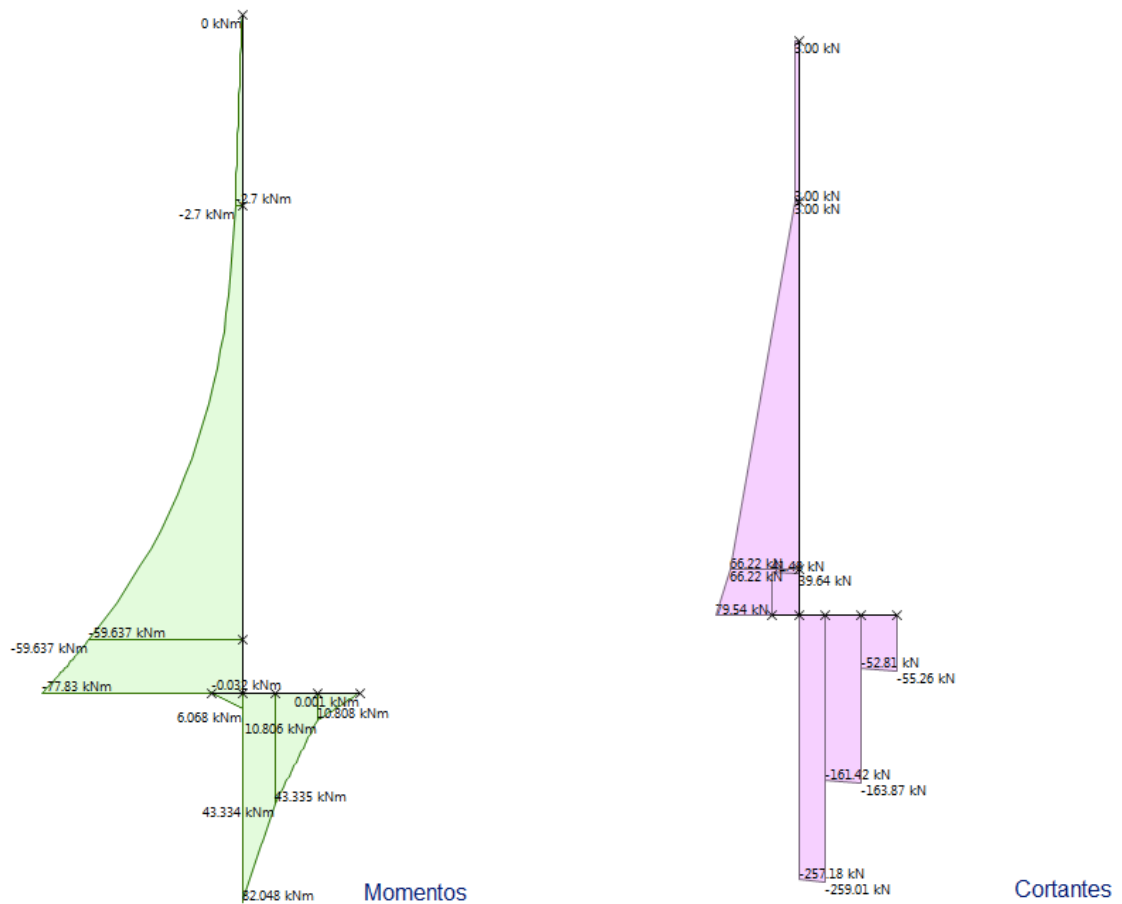


Figura 91. Esfuerzos flectores y cortantes en muro de contención. [91]

De acuerdo a la imagen anterior, se puede observar que los esfuerzos de que afectan al dimensionado será el momento en la base del fuste y el momento en la entrega de la zapata con el fuste. En la siguiente tabla se observan los valores mencionados:

RESULTADOS: HIPÓTESIS 1								
	0	1/6	1/3	1/2	2/3	5/6	L	
kNm	-77.830	-74.564	-71.394	-68.317	-65.333	-62.440	-59.637	Momentos flectores
kN	79.535	77.231	74.960	72.723	70.520	68.351	66.216	Esfuerzos cortantes
mm	0.00	-0.00	-0.01	-0.01	-0.01	-0.00	0.00	Flechas parciales

Figura 92. Esfuerzos flectores y cortantes entrega de fuste-zapata. [92]

RESULTADOS: HIPÓTESIS 1								
	0	1/6	1/3	1/2	2/3	5/6	L	
kNm	82.048	75.615	69.174	62.725	56.269	49.805	43.334	Momentos flectores
kN	-257.175	-257.482	-257.788	-258.094	-258.401	-258.707	-259.014	Esfuerzos cortantes
mm	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Flechas parciales

Figura 93. Esfuerzos flectores y cortantes en zapata. [93]

$$M_{k,F} = 77,83 \text{ KNm}$$

$$M_{k,Z} = 82,048 \text{ KNm}$$

Los valores a emplear en el cálculo han de ser mayorados por un coeficiente de seguridad por el lado de la seguridad de $\gamma_G = 1,5$. Así de esta manera los valores mayorados de los momentos serán:

$$M_{d,F} = M_{k,F} \cdot \gamma_G = 77,83 \text{ KNm} \cdot 1,5 = 116,75 \text{ KNm}$$

$$M_{d,Z} = M_{k,Z} \cdot \gamma_G = 82,048 \text{ KNm} \cdot 1,5 = 123,07 \text{ KNm}$$

Los valores extraídos del programa son datos valorados sobre una porción de muro de 4 metros, por lo tanto, para poder analizar un metro de muro se dividirán esos valores entre 4.

$$M_{d,F} = 29,19 \text{ KNm/ml}$$

$$M_{d,Z} = 30,77 \text{ KNm/ml}$$

Armado fuste.

De acuerdo al “Anejo 7. (EHE-08, 2010)”, será necesario comprobar el valor del momento frontera de la sección con el fin de comprobar si la pieza necesita armadura a compresión o no. Debido a los esfuerzos experimentados por el fuste, se puede afirmar que el muro será armado en la parte traccionada, es decir, en el intradós del fuste.

$$M_F = 0,8 \cdot U_0 \cdot x_f \cdot \left(1 - 0,4 \cdot \frac{x_F}{d}\right) \approx 0,375 \cdot U_0 \cdot d \quad (135)$$

El valor U_0 se obtiene de la ecuación (44):

$$U_0 = \frac{25}{1,5} \frac{N}{mm^2} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm} = 41666666,67 \text{ N} = 4166,67 \text{ KN}$$

$$M_F = 0,375 \cdot 4166,67 \text{ KN} \cdot 0,25 \text{ m} = 390,63 \text{ KNm}$$

$$M_{d,F} = 29,19 \frac{KNm}{ml} < 390,63 \text{ KNm} = M_F \rightarrow U_{s2} = 0$$

Comprobado que el momento frontera de la sección es mayor que el momento de cálculo del fuste, se dimensionará el armado a tracción de acuerdo a las ecuaciones (53) y (54):

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

$$A_{s1} = \frac{118,44 \cdot 10^3 \text{ N}}{\frac{500 \frac{N}{mm^2}}{1,15}} = 272,42 \text{ mm}^2/ml$$

Igualmente se puede calcular el armado necesario de acuerdo al diagrama de flexión de una sección rectangular.

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{29,19 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1000 \cdot (250^2) \cdot \left(\frac{25 \text{ N/mm}^2}{1,5}\right)} = 0,0280 \quad (136)$$

$$\omega = \mu + (1 + \mu) = 0,0280 \cdot (1 + 0,0280) = 0,0287 \quad (137)$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \rightarrow A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (138)$$

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,0287 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm}}{\frac{500}{1,15} \text{ N/mm}^2} = 275,04 \text{ mm}^2/ml$$

Por otra parte, será obligatorio el cálculo de la armadura mínima que se deberá disponer en cada cara. De acuerdo al “artículo 42.3 sobre disposición relativa de las armaduras. (EHE-08,

2010)”, se comprobará la armadura mínima geométrica y mecánica a disponer en la sección de acuerdo a la ecuación (25):

$$A_{min,geo(cara\ traccionada\ vertical)} = \frac{0,9}{1000} \cdot 300\ mm \cdot 1000\ mm = 270\ mm^2/ml$$

$$A_{min,geo(cara\ traccionada\ horizontal)} = \frac{3,2}{1000} \cdot 300\ mm \cdot 1000\ mm = 960\ mm^2/ml$$

La armadura horizontal obtenida se deberá repartir entre las dos caras, por lo tanto:

$$\frac{960\ mm^2/ml}{2} = 480\ mm^2/mlcara$$

**Para muros con acero B500 y armadura vertical la cuantía de acero mínima será de un 0,9 ‰ correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda la disposición de un 30% de la armadura obtenida en la cara comprimida. En la armadura horizontal, se ha tenido en cuenta la no disposición de juntas verticales a menos de 7,5 metros por lo tanto, no es posible reducir la armadura horizontal.*

$$A_{comp} = 0,30 \cdot \frac{0,9}{1000} \cdot 300\ mm \cdot 1000\ mm = 81\ mm^2/ml$$

Si se dispone armado de Ø12 en la armadura vertical:

$$\text{Ø12} \rightarrow A = \pi 6^2 = 113\ mm^2$$

$$N^{\circ}barras = \frac{275,04\ mm^2}{113\ mm^2} = 2,43\ barras\ \text{Ø12} \rightarrow 3\text{Ø12} \rightarrow 339,29\ mm^2$$

De acuerdo al “apartado 42.3 sobre la disposición relativa de las armaduras. (EHE-08, 2010)”, la separación máxima de la armadura pasiva longitudinal no superará los 30 centímetros. Por lo tanto la disposición del armado será la siguiente:

$$4\text{Ø12 por metro lineal} \rightarrow 1\text{Ø12 cada 25 cm}$$

Por facilidad de montaje, en la cara comprimida se dispondrá la misma cantidad y forma de armado.

Si se dispone armado de Ø12 en la armadura horizontal:

$$\text{Ø12} \rightarrow A = \pi 6^2 = 113\ mm^2$$

$$N^{\circ}barras = \frac{480\ mm^2}{113\ mm^2} = 4,24\ barras\ \text{Ø12} \rightarrow 5\text{Ø12} \rightarrow 565,49\ mm^2$$

De acuerdo al “*apartado 42.3 sobre la disposición relativa de las armaduras. (EHE-08, 2010)*”, la separación máxima de la armadura pasiva longitudinal no superará los 30 centímetros. Por lo tanto la disposición del armado será la siguiente:

$$1\emptyset 12 \text{ cada } 25 \text{ cm}$$

Por facilidad de montaje, en la cara comprimida se dispondrá la misma cantidad y forma de armado.

Armado de la zapata.

De acuerdo al “*anejo 7. (EHE-08, 2010)*”, será necesario comprobar el valor del momento frontera de la sección con el fin de comprobar si la pieza necesita armadura a compresión o no. La armadura principal de la zapata será el emparrillado inferior, sin embargo será necesario comprobar si también es necesario el emparrillado superior.

Se calcula de acuerdo a la ecuación (135) y el valor U_0 se obtiene de la ecuación (44):

$$U_0 = \frac{25}{1,5} \frac{N}{mm^2} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 450 \text{ mm} = 7500000 \text{ N} = 7500 \text{ KN}$$

$$M_F = 0,375 \cdot 7500 \text{ KN} \cdot 0,45 \text{ m} = 1265,63 \text{ KNm}$$

$$M_{d,F} = 30,77 \frac{KNm}{ml} < 1265,63 \text{ KNm} = M_F \rightarrow U_{s2} = 0$$

Comprobado que el momento frontera de la sección es mayor que el momento de cálculo de la zapata, se dimensionará el armado a tracción según ecuaciones (53) y (54):

$$U_{s1} = 7500 \text{ kN} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 30,77 \text{ kNm}}{7500 \text{ kN} \cdot 0,45 \text{ m}}} \right) = 68,69 \text{ kN}$$

$$A_{s1} = \frac{68,69 \cdot 10^3 \text{ N}}{\frac{500 \frac{N}{mm^2}}{1,15}} = 119,46 \text{ mm}^2/ml$$

Por otra parte, será obligatorio el cálculo de la armadura mínima que se deberá disponer en cada una de las caras. De acuerdo al “*artículo 42.3 sobre disposición relativa de las armaduras. (EHE-08, 2010)*”, se comprobará la armadura mínima geométrica y mecánica a disponer en la sección según ecuación (25):

$$A_{min,geo} = \frac{0,9}{1000} \cdot 500 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} = 450 \text{ mm}^2/ml$$

Si se dispone armado de $\emptyset 12$ en la armadura longitudinal:

$$\emptyset 12 \rightarrow A = \pi 6^2 = 113 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{450 \text{ mm}^2}{113 \text{ mm}^2} = 3,98 \text{ barras } \emptyset 12 \rightarrow 4\emptyset 12 \rightarrow 452,39 \text{ mm}^2$$

De acuerdo al “*apartado 42.3 sobre la disposición relativa de las armaduras. (EHE-08, 2010)*”, la separación máxima de la armadura pasiva longitudinal no superará los 30 centímetros. Por lo tanto la disposición del armado será la siguiente:

$$4\emptyset 12 \text{ por metro lineal} \rightarrow 1\emptyset 12 \text{ cada } 25 \text{ cm}$$

Con este apartado concluye la comprobación de los elementos más singulares de esta vivienda unifamiliar.

4

4 CONCLUSIONES

4.1 Conclusiones docentes: programas informáticos vs cálculo manual

Finalmente tras la redacción de esta memoria, se ha podido comprobar que el uso de programas informáticos para el cálculo de la estructura facilita en gran parte el dimensionamiento de las estructuras en comparación con el cálculo manual, siendo este relegado exclusivamente al cálculo de estructura a pie de obra o pequeños cálculos. Sin embargo, se reconocerá que previamente al uso de cualquier programa de cálculo es necesario tener completamente claro y organizado el proyecto a ejecutar, además de conocer el funcionamiento de la estructura que se pretende dimensionar y, por tanto, conocer y estar totalmente familiarizado con el cálculo manual.

4.2 Conclusiones técnicas del TFG

Tras finalizar la memoria junto con la documentación gráfica del proyecto, es posible observar el gran proceso que conlleva la realización, en este caso, de una de las partes que componen el proyecto arquitectónico. Desde el punto de vista técnico, el cálculo estructural es una de las partes del proyecto que más atención debe poseer por parte del proyectista, ya que como se ha demostrado en los cálculos realizados, cualquier aspecto de dimensionamiento puede afectar al usuario directamente, bien sea por riesgo de colapso de la propia estructura bien por el aspecto físico que puede llegar a presentar por ejemplo, un cálculo erróneo frente a estado límite de servicio.

Como conclusiones específicas técnicas del propio proyecto destacaría la importancia de tener en cuenta todas las cargas que se presenten sobre una estructura, las distintas combinaciones de las mismas y sobretodo el funcionamiento del conjunto bajo el estado de cargas máximo.

Por otra parte, destacaría la cantidad de herramientas que se pueden presentar dentro de un mismo programa informático. Se ha comprobado que, por ejemplo, CypeCad a pesar de ser más completo, no proporciona un vistazo rápido del funcionamiento de una estructura y por el contrario, la sencillez de WinEva, ganaría en ese aspecto.

Como aspecto más complejo dentro del presente proyecto, mencionaría el conjunto de cálculos realizados, cálculos que, a la vista individuales, se encuentra íntimamente relacionados de manera que, habiendo completado cada cálculo por separado, el resultado final puede acabar planteando el reinicio de todo el proceso.

Sin más demora, se puede finalizar esta memoria con la satisfacción de haber cumplido las expectativas proyectadas desde el primer momento en el diseño de la vivienda.

5

2

5 Bibliografía

- J. Calavera, Dr. Ingeniero de caminos, Cálculo de estructuras de cimentación, Intemac, 2ª Edición.
- Polión, M. V. (1997). *Los Diez Libros de la Arquitectura. Título original: De Arquitectura*. Madrid: Alianza Forma.
- A. Cladera. C. Ribas. *Problemas Resueltos de hormigón estructural en edificación*.
- Pepa Gómez Bernabé. Josep Vicent Serrano. *Estructures de formigó armat. Predimensionament i càlcul de seccions. Mètodes segons EHE-08*. Universitat Politècnica de Catalunya. 1ª Edició.
- Jimenez Montoya, Meseguer, Morán y Arroyo, *Hormigón armado, 15ª Edición*.
- Gideon's. *El presente eterno: Los comienzos de la arquitectura*. Alianza Editorial (Madrid 2002) (EPE)
- Rosselló bordoy, g.: *La cultura talaiòtica a Mallorca*. Ediciones Cort (Palma 1979) (LCTAM)
- *Instrucción de Hormigón Estructural Española. EHE-08*. Ministerio de Fomento, 2008.
- *Código Técnico de la Edificación. CTE*. Editorial Tecnos, 2010.
- *Norma de Construcción Sismorresistente Española. NCSE-02*. Ministerio de Fomento, 2002
- *Normas Subsidiarias de Marratxí, NNSS*, Ajuntament de Marratxí, 1999.
- *Decreto 145/1997, de 21 de noviembre, por el que se regulan las condiciones de dimensionamiento, de higiene y de instalaciones para el diseño y la habitabilidad de viviendas así como la expedición de cédulas de habitabilidad*. Govern de Les Illes Balears, 1997.

- Apuntes de las asignaturas impartidas durante el Grado en Edificación:

- Historia de la Construcción. Catalina de Juan Oliver.
- Estructuras I (Resistencia de materiales). Rubén Santamarta.
- Estructuras II. Antonio Cladera. Fernando Purroy. Carlos Ribas.
- Estructuras III. Antonio Cladera. Carlos Ribas.
- Geotecnia y cimentaciones. Carlos Ribas.
- Construcción II. Juan Antonio Laín.
- Construcción III. Gabriel Horrach.
- Construcción IV. Gabriel Horrach.

- Direcciones Web:

<http://tprlconstruccion.blogspot.com.es/2009/04/el-codigo-de-hammurabi.html>

<http://www.vitaleloft.com/conoce-la-trayectoria-del-sol-en-tu-terreno/>

6 Anexo I: Documentación gráfica

6

9

- 00-Datos Catastrales.Emplazamiento
- 01-Planta Distribución.Planta Sótano. Planta Baja.
- 02-Planta Distribución.Planta Piso. Cubierta
- 03-Alzados.Fachada Norte. Fachada Sur.
- 04-Alzados. Fachada Este. Fachada Oeste.
- 05-Secciones. Sección Cimentación.
- 06-Secciones. Sección Escalera.
- 07-Estructura. Planta Sótano. Muro de contención. Zapata Aislada. Pilar P7.
- 08-Estructura. Planta Semisótano. Zapata Combinada.
- 09-Estructura. Planta Baja. Pilar P7.
- 10-Estructura. Planta Piso. Jácena. Detalle desnivel cubierta ajardinada.
- 11-Estructura. Planta Cubierta. Pilar P7.
- 12-Estructura. Despiece de pilares en Planta Baja.
- 13-Estructura. Despiece de pilares en Planta Piso.
- 14-Estructura. Despiece de pilares en Cubierta.
- 15-Estructura. Despiece de viga en Semisótano. Despiece de pórticos en planta baja I.
- 16-Estructura. Despiece de pórticos en planta baja II.
- 17-Estructura. Despiece de pórticos en planta piso I.
- 18-Estructura. Despiece de pórticos en planta piso II.
- 19-Estructura. Despiece de pórticos en cubierta I.
- 20-Estructura. Despiece de pórticos en cubierta II.



UBICACIÓN GENERAL DE LA PARCELA.



VISTA SATÉLITE DEL EMPLAZAMIENTO

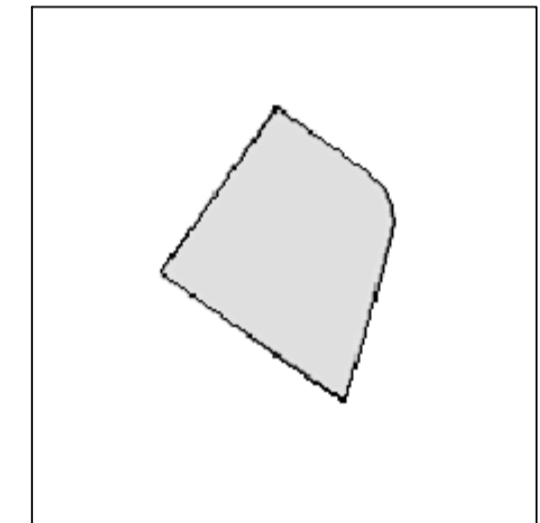



FIGURA 1. VISTA A PIE DE LA PARCELA



FIGURA 2. VISTA A PIE DE LA PARCELA

7160509DD7876S0001PK	Referencia Catastral.
Suelo sin edificar.	Uso principal.
Urbano.	Tipología de suelo.
Extensiva unifamiliar.	Tipología de parcela.
RE_EU_ZFA_S_43.	Código MUIB.
ZFA S 4.3.	Código ayuntamiento.
Zona residencial apareada(priv.) S.4.3.	Norm. ayuntamiento.
Superficie total.	503 metros cuadrad.
Parcela mínima.	400 metros cuadrad.
Anchura de fachada mínima.	15 metros.
Fondo mínimo de parcela.	20 metros.
Retranqueos a medianeras.	3 metros.
Retranqueos a espacios libres y viarios.	5 metros.
Número de plantas.	2 plantas.
Altura reguladora.	7,50 metros.
Índice de intensidad de uso ref. a parcela.	200 m2 parc./lv.
Coefficiente de edificabilidad neta.	0,46 sup.edific. sup. autor.
Tipo de ordenación.	Aislada.
Uso Residencial unifamiliar.	Predominante.

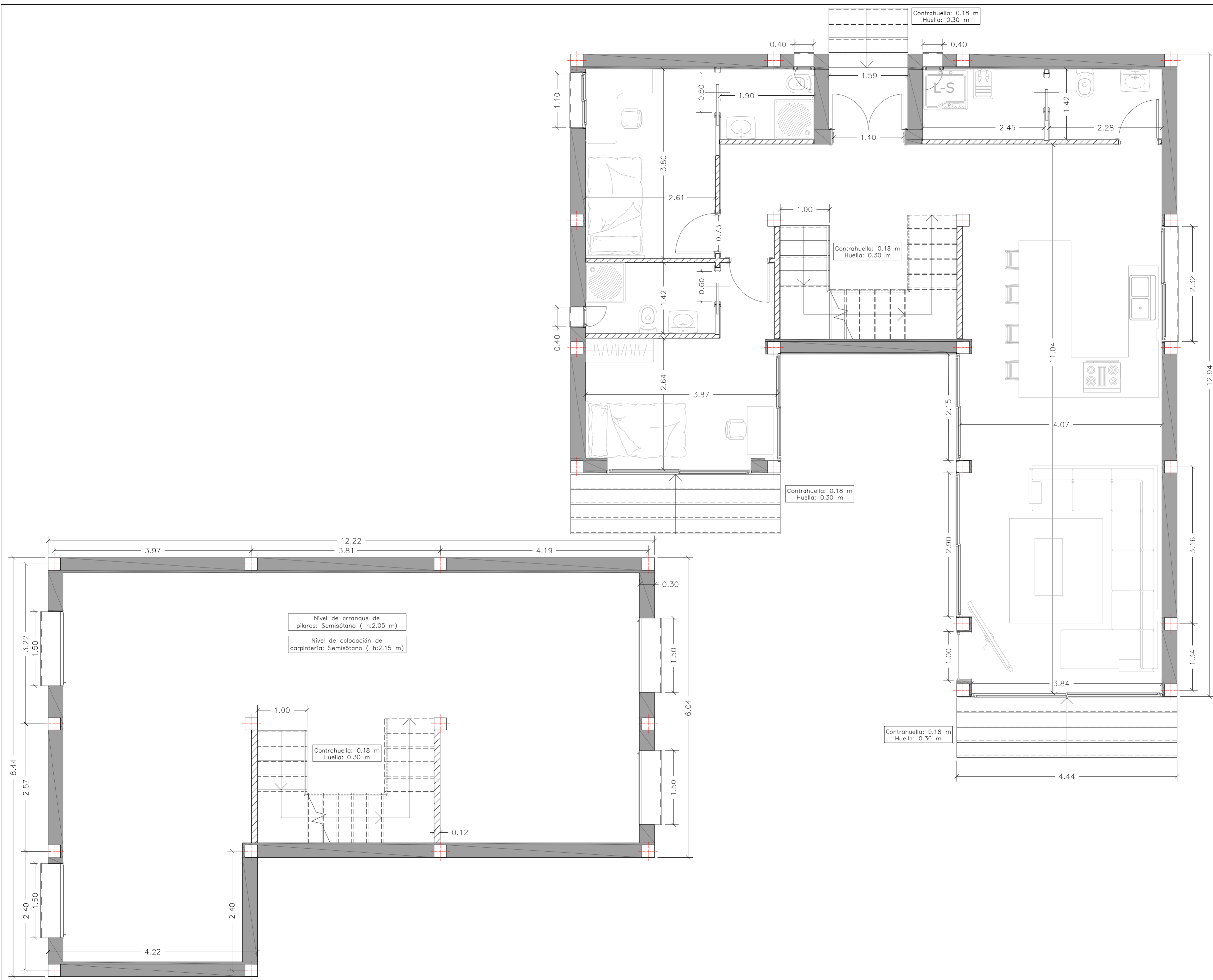

MEMORIA FIN DE GRADO
GRADO EN EDIFICACIÓN
AÑO ACADÉMICO 2017-2018

TUTOR	CARLOS RIBAS GONZÁLEZ
AUTORA	ALBA MARTÍNEZ RODRÍGUEZ

ANÁLISIS URBANÍSTICO Y ESTRUCTURAL EN VIVIENDA UNIFAMILIAR AISLADA

CALLE AGUSTÍN BUADES FRAU, 10.	Emplazamiento
SON VERÍ, MARRATXI.	Municipio
MEMORIA FIN DE GRADO.	Documento
S.E.	Escala
A2	Tamaño de plano.
14, SEPTIEMBRE, 2018.	Edición plano

Datos catastrales. Emplazamiento.	00
--------------------------------------	-----------

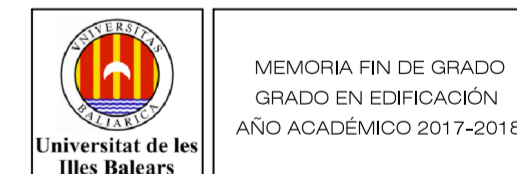


RENDER DE INTERIORES-SALÓN



RENDER DE INTERIORES-ESCALERA PB-PP

Ubicación	Superficies Útiles
Salón-Cocina-Corredor	55,02 m ²
Dormitorio Norte	9,92 m ²
Dormitorio Sur	11,62 m ²
Baño Dormitorio Norte	2,68 m ²
Baño Dormitorio Sur	3,71 m ²
Aseo General	3,22 m ²
Coladuría	3,46 m ²
Sótano	78,30 m ²



MEMORIA FIN DE GRADO
GRADO EN EDIFICACIÓN
AÑO ACADÉMICO 2017-2018

TUTOR CARLOS RIBAS GONZÁLEZ

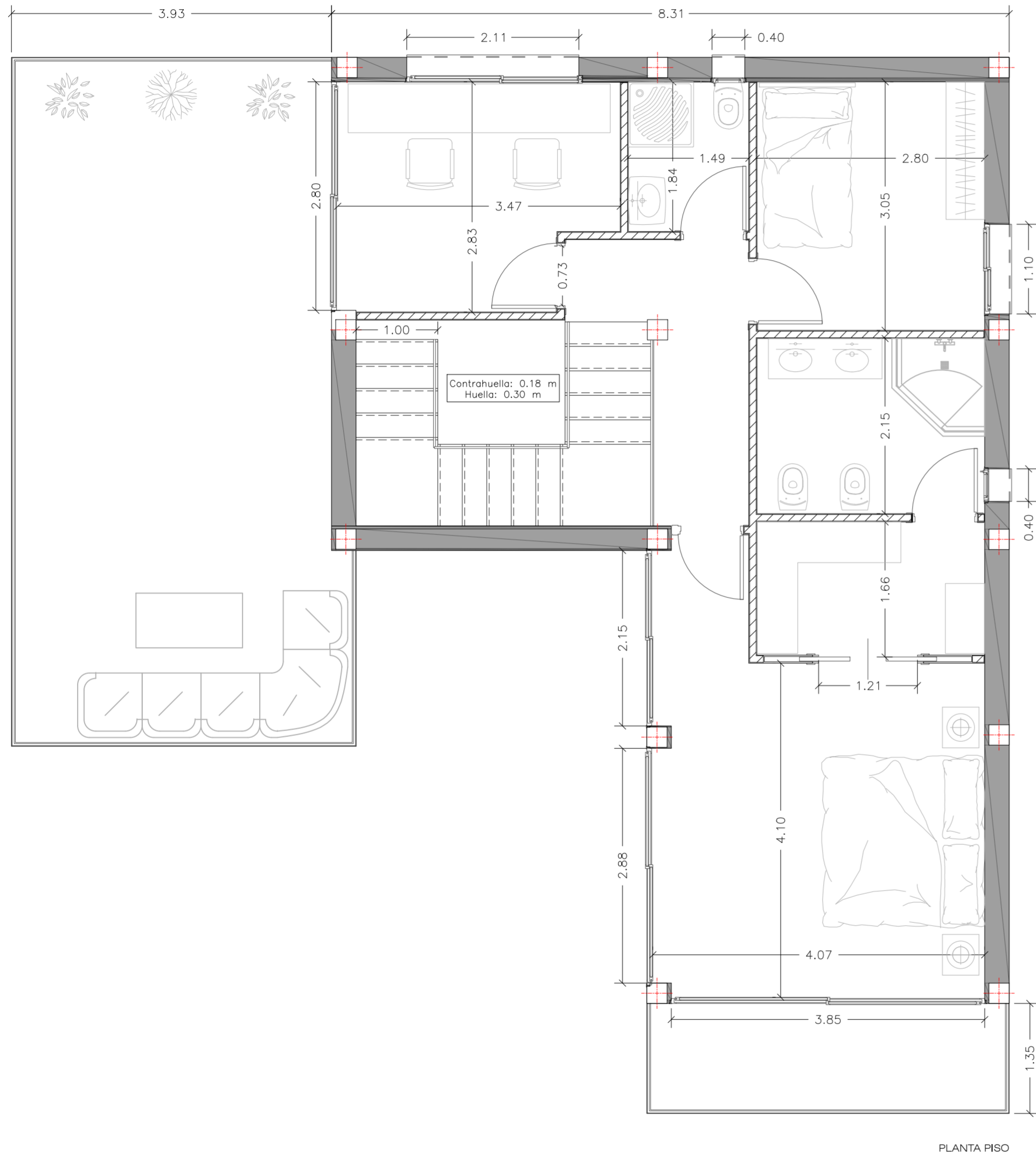
AUTORA ALBA MARTÍNEZ RODRÍGUEZ

ANÁLISIS URBANÍSTICO Y ESTRUCTURAL EN VIVIENDA UNIFAMILIAR AISLADA

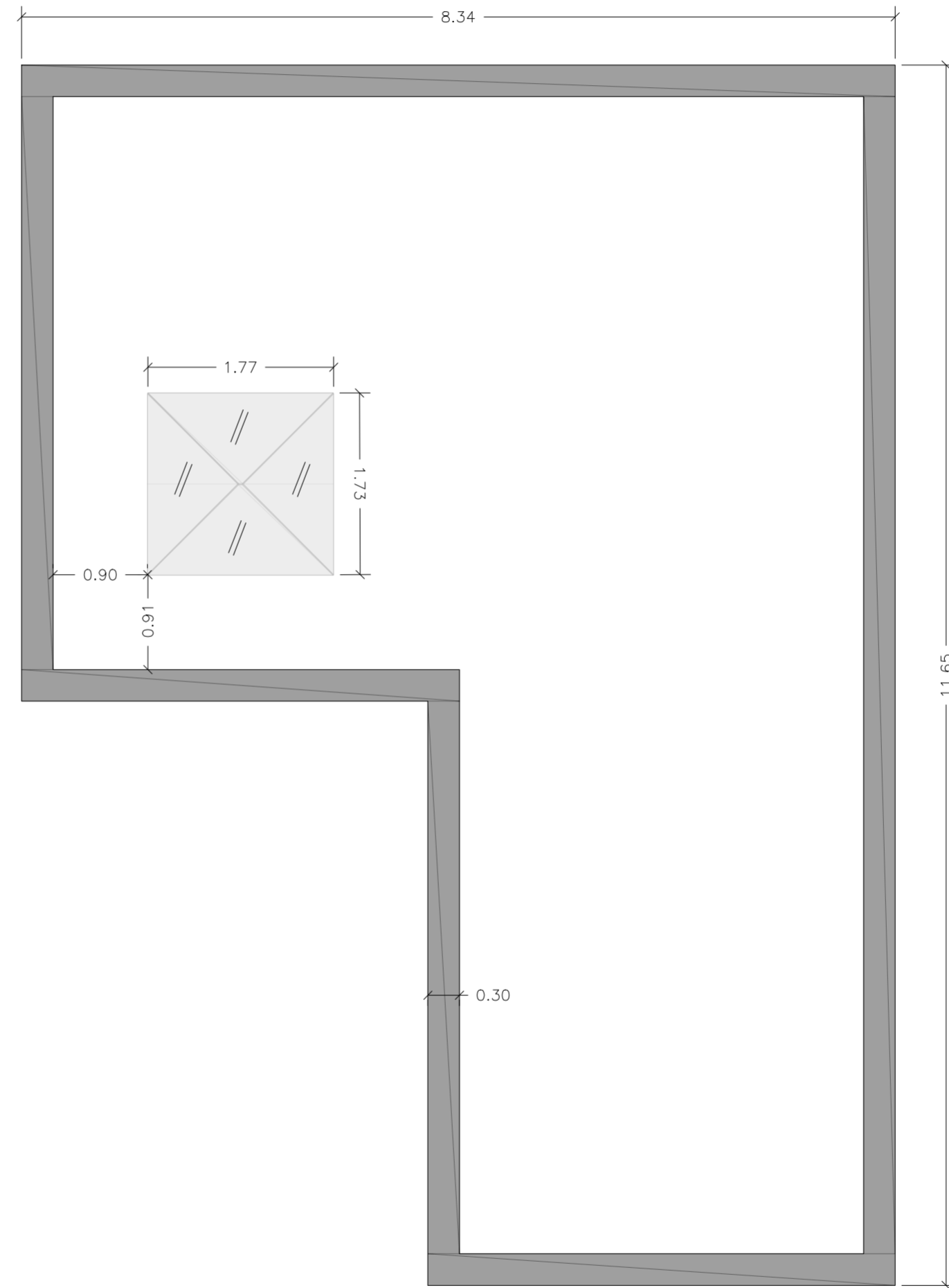
CALLE AGUSTÍN BUADES FRAU, 10	Emplazamiento
SON VERJ, MARRATXI	Municipio
MEMORIA FIN DE GRADO	Documento
A2	Escala
14, SEPTIEMBRE, 2018	Tamaño de plano
	Edición plano

Planta Distribución.
Planta sótano-Planta baja.

01



PLANTA PISO



PLANTA CUBIERTA



RENDER DE EXTERIORES-FACHADA SUR-OESTE



RENDER DE EXTERIORES-FACHADA NORTE




RENDER DE EXTERIORES-FACHADA ESTE



RENDER DE DORMITORIO PRINCIPAL

Ubicación	Superficies Útiles
Dormitorio principal	18,53 m ²
Vestidor	4,56 m ²
Baño dormitorio principal	6,00 m ²
Dormitorio secundario	8,52 m ²
Baño general	2,71 m ²
Despacho	9,06 m ²
Distribuidor	5,15 m ²
Terraza	33,03 m ²


MEMORIA FIN DE GRADO
GRADO EN EDIFICACIÓN
AÑO ACADÉMICO 2017-2018

TUTOR	CARLOS RIBAS GONZÁLEZ
AUTORA	ALBA MARTÍNEZ RODRÍGUEZ

ANÁLISIS URBANÍSTICO Y ESTRUCTURAL EN VIVIENDA UNIFAMILIAR AISLADA

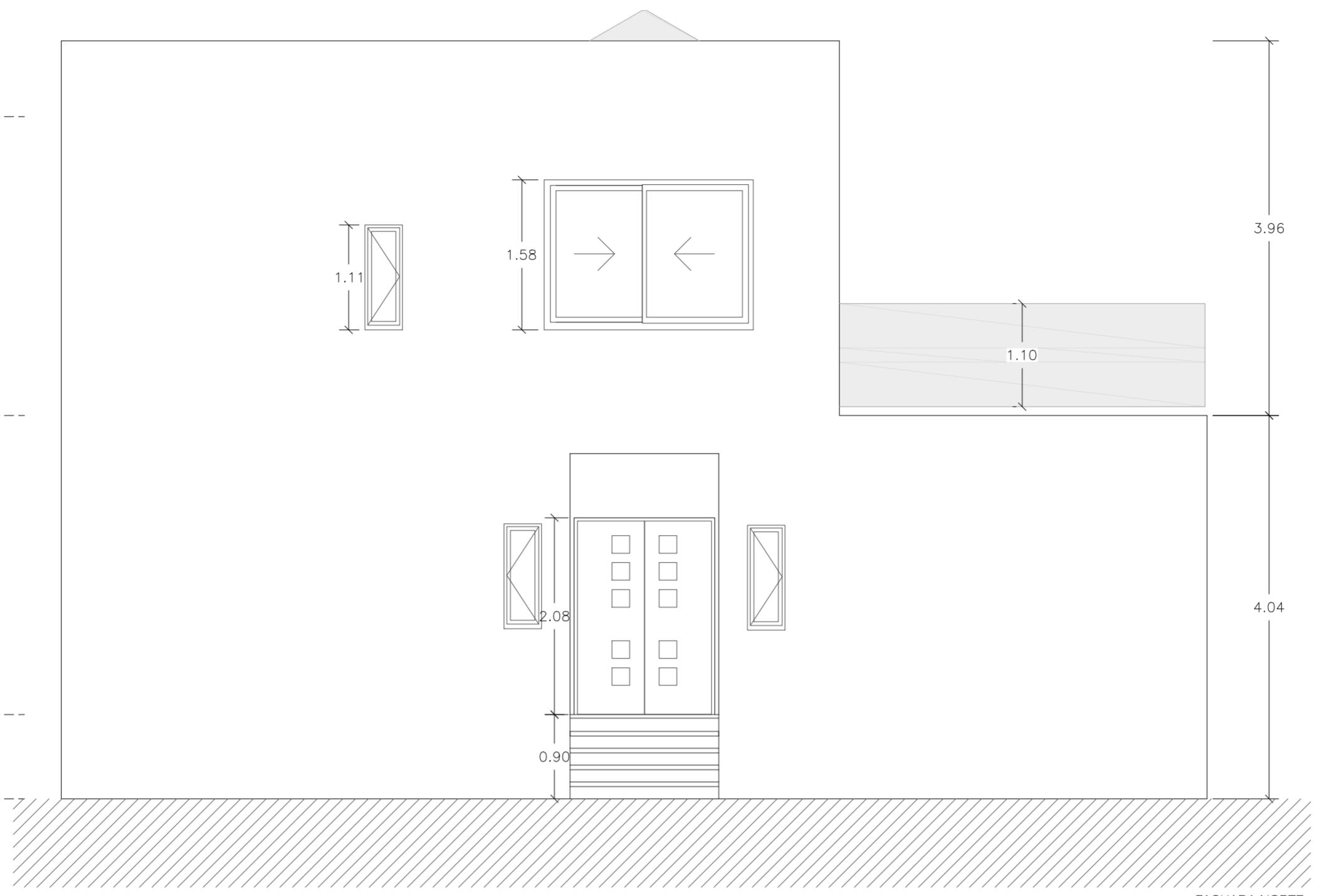
CALLE AGUSTÍN BUADES FRAU, 10	Emplazamiento
SON VERÍ, MARRATXI	Municipio
MEMORIA FIN DE GRADO	Documento
A2	Escala
14, SEPTIEMBRE, 2018	Tamaño de plano
	Edición plano

Nivel 2 - Cubierta - 7.28

Nivel 1 - Planta piso - 4.09

Nivel 0 - Planta baja - 0.90

Nivel Semisótano - 0.00



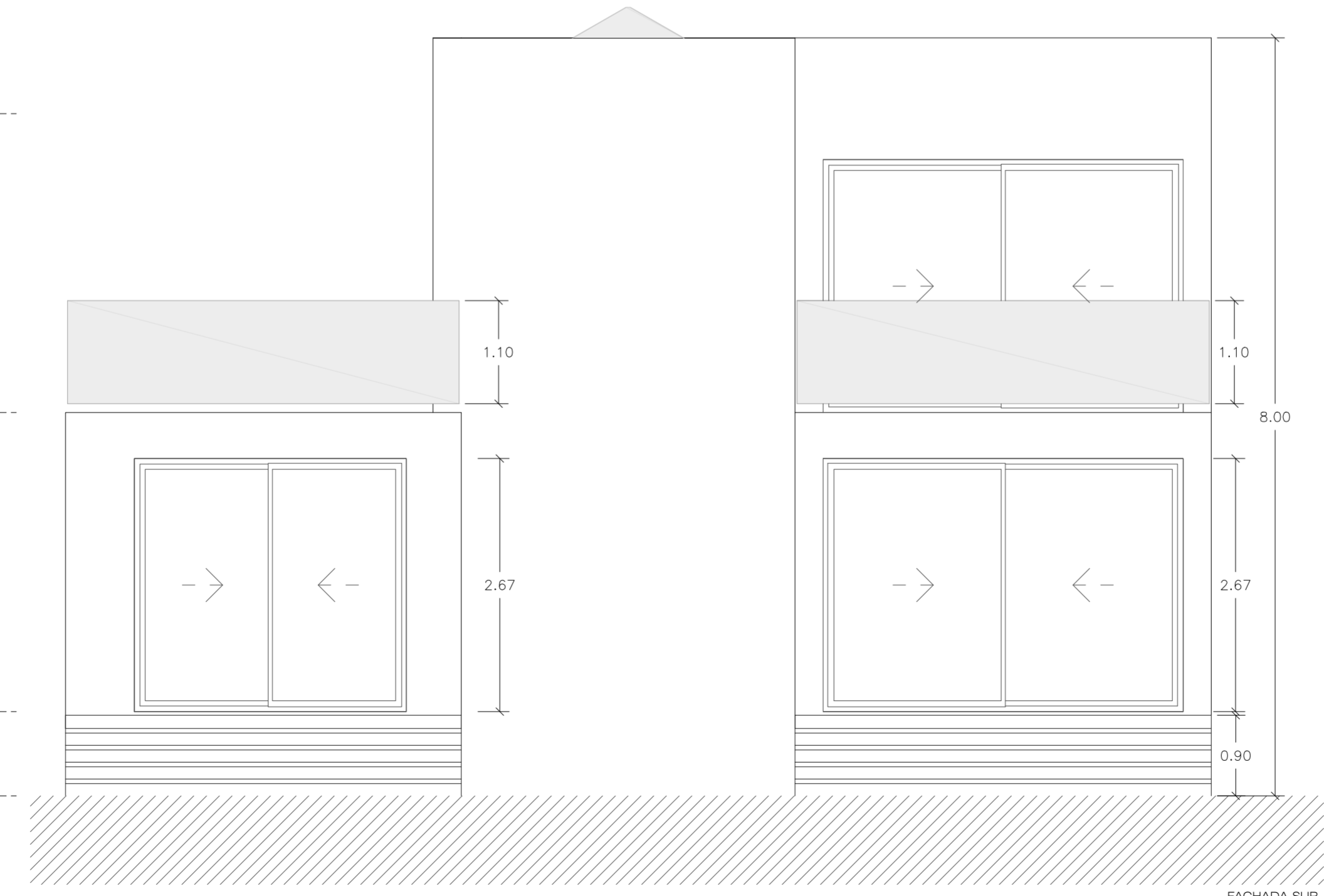
FACHADA NORTE.

Nivel 2 - Cubierta - 7.28


Nivel 1 - Planta piso - 4.09

Nivel 0 - Planta baja - 0.90

Nivel Semisótano - 0.00



FACHADA SUR.

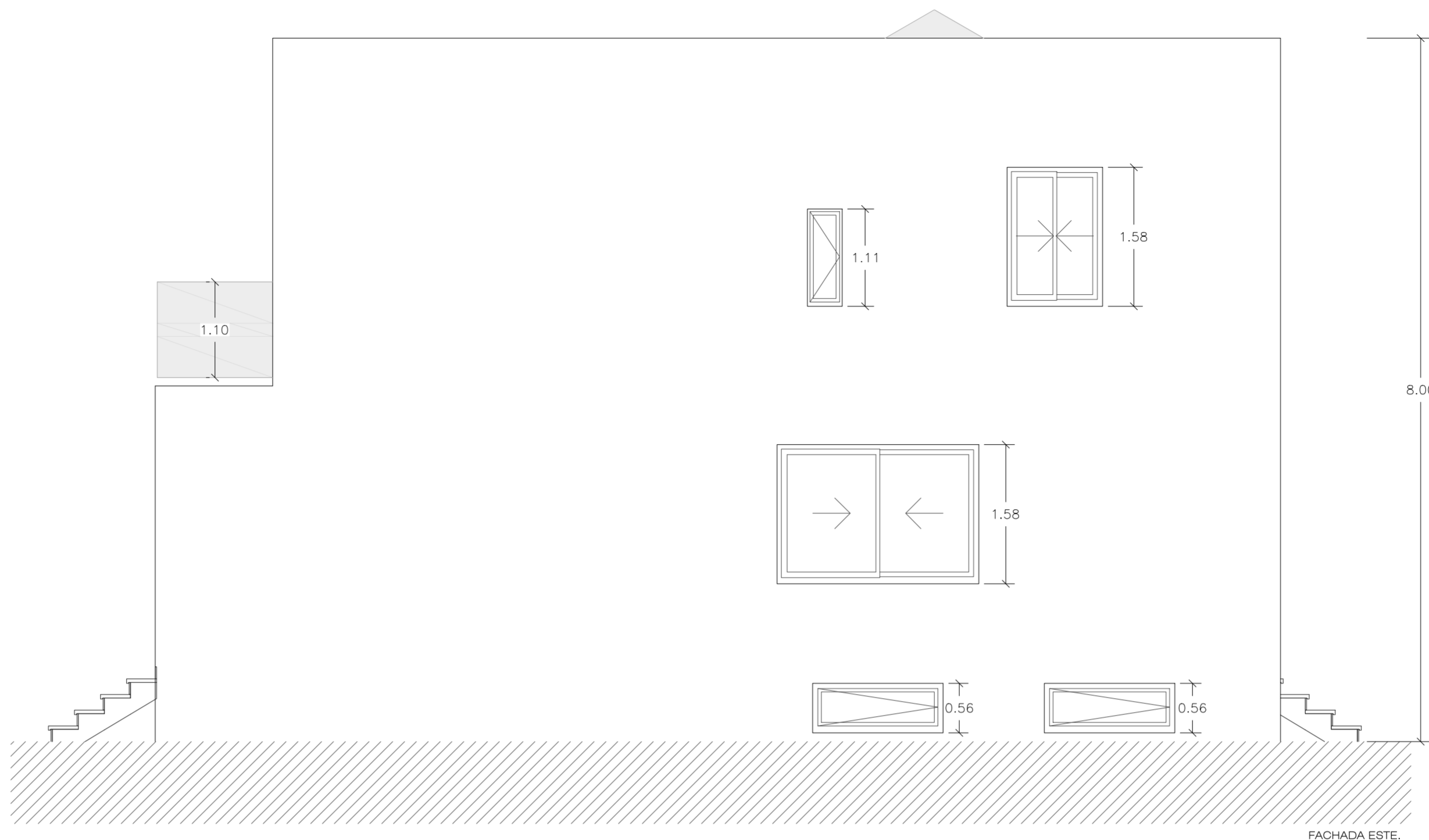
 <p>Universitat de les Illes Balears</p>	<p>MEMORIA FIN DE GRADO GRADO EN EDIFICACIÓN AÑO ACADÉMICO 2017-2018</p>
	<p>TUTOR: CARLOS RIBAS GONZÁLEZ AUTORA: ALBA MARTÍNEZ RODRÍGUEZ</p>
<p>ANÁLISIS URBANÍSTICO Y ESTRUCTURAL EN VIVIENDA UNIFAMILIAR AISLADA</p>	
<p>CALLE AGUSTÍN BUADES FRAU, 10 SON VERÍ, MARRATXI</p>	<p>Emplazamiento Municipio</p>
<p>MEMORIA FIN DE GRADO</p>	<p>Documento</p>
<p>A2</p>	<p>Escala 1:50</p>
<p>14 SEPTIEMBRE 2018</p>	<p>Tamaño de plano Edición plano</p>
<p>Alzados: Fachada norte, Fachada Sur</p>	<p>03</p>

Nivel 2 - Cubierta - 7.28

Nivel 1 - Planta piso - 4.09

Nivel 0 - Planta baja - 0.90

Nivel Semisótano - 0.00



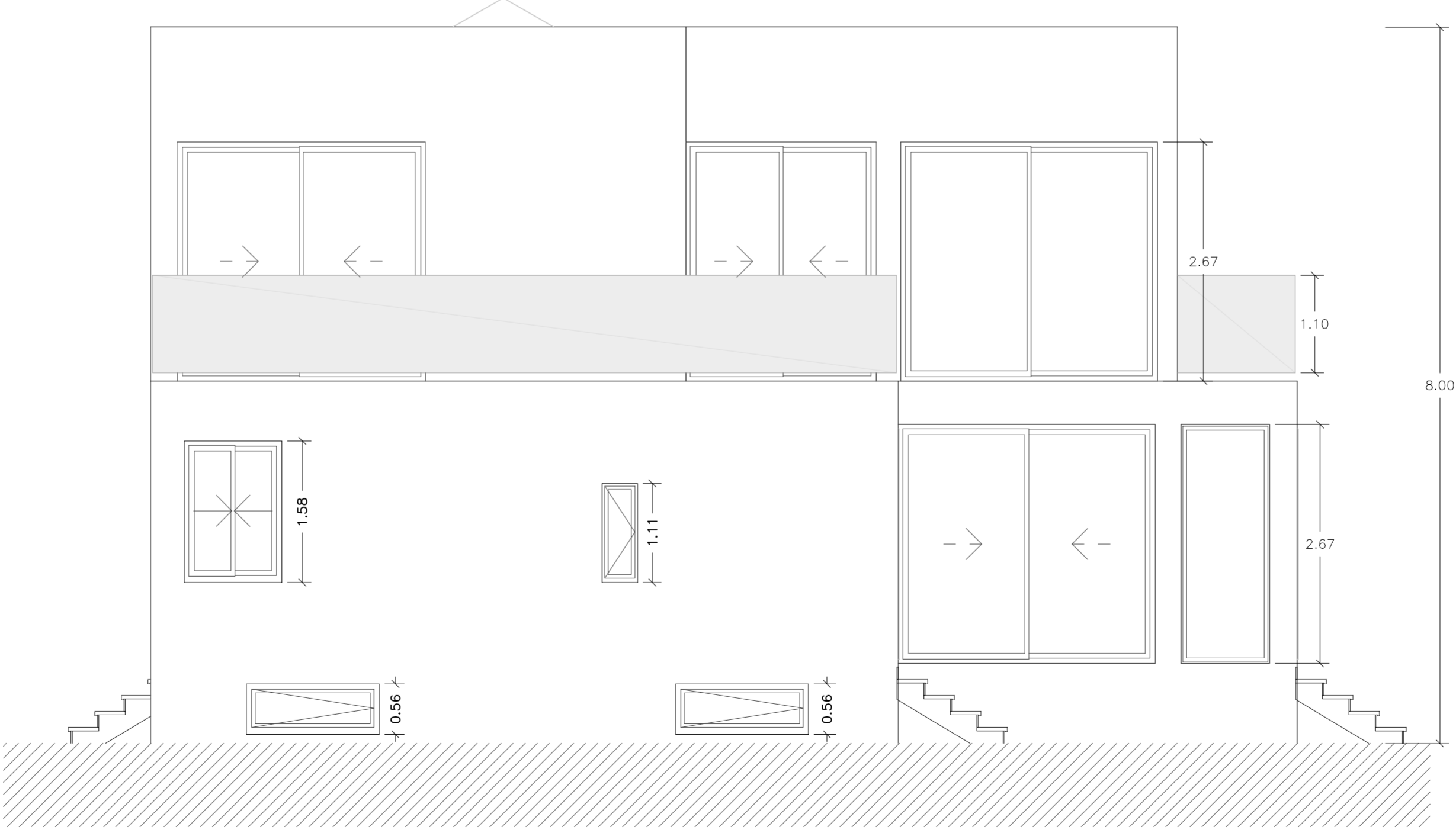
FACHADA ESTE.

Nivel 2 - Cubierta - 7.28

Nivel 1 - Planta piso - 4.09

Nivel 0 - Planta baja - 0.90

Nivel Semisótano - 0.00



FACHADA OESTE.



MEMORIA FIN DE GRADO
GRADO EN EDIFICACIÓN
AÑO ACADÉMICO 2017-2018

TUTOR CARLOS RIBAS GONZÁLEZ
AUTORA ALBA MARTÍNEZ RODRÍGUEZ

ANÁLISIS URBANÍSTICO Y
ESTRUCTURAL EN VIVIENDA
UNIFAMILIAR AISLADA

CALLE AGUSTÍN BUADES FRAU, 10 Emplazamiento
SON VEHI, MARRATXI, Municipio
MEMORIA FIN DE GRADO, Documento
1:50 Escala
A2 Tamaño de plano.
14 SEPTIEMBRE, 2018 Edición plano

Alzados:
Fachada este, Fachada Oeste.

Nivel 2 – Cubierta - 7.28

Nivel 1 – Planta piso - 4.09


Nivel 0 – Planta baja - 0.90

Nivel Semisótano - 0.00

Nivel Semisótano - 2.05



SECCIÓN CIMENTACIÓN

 Universitat de les Illes Balears	MEMORIA FIN DE GRADO GRADO EN EDIFICACIÓN AÑO ACADÉMICO 2017-2018
	TUTOR: CARLOS RIBAS GONZÁLEZ
AUTORA: ALBA MARTÍNEZ RODRÍGUEZ	
ANÁLISIS URBANÍSTICO Y ESTRUCTURAL EN VIVIENDA UNIFAMILIAR AISLADA	
CALLE AGUSTÍN BUADES FRAU, 10	Emplazamiento
SON VERÍ, MARRATXI	Municipio
MEMORIA FIN DE GRADO	Documento
A2	Escala
14 SEPTIEMBRE, 2018	Tamaño de plano
	Edición plano
Secciones: Sección cimentación	05

Nivel 2 – Cubierta - 7.28

Nivel 1 – Planta piso - 4.09

Nivel 0 – Planta baja - 0.90

Nivel Semisótano - 0.00

Nivel Semisótano - 2.05



SECCIÓN ESCALERA



MEMORIA FIN DE GRADO
GRADO EN EDIFICACIÓN
AÑO ACADÉMICO 2017-2018

TUTOR CARLOS RIBAS GONZÁLEZ
AUTORA ALBA MARTÍNEZ RODRÍGUEZ

ANÁLISIS URBANÍSTICO Y
ESTRUCTURAL EN VIVIENDA
UNIFAMILIAR AISLADA

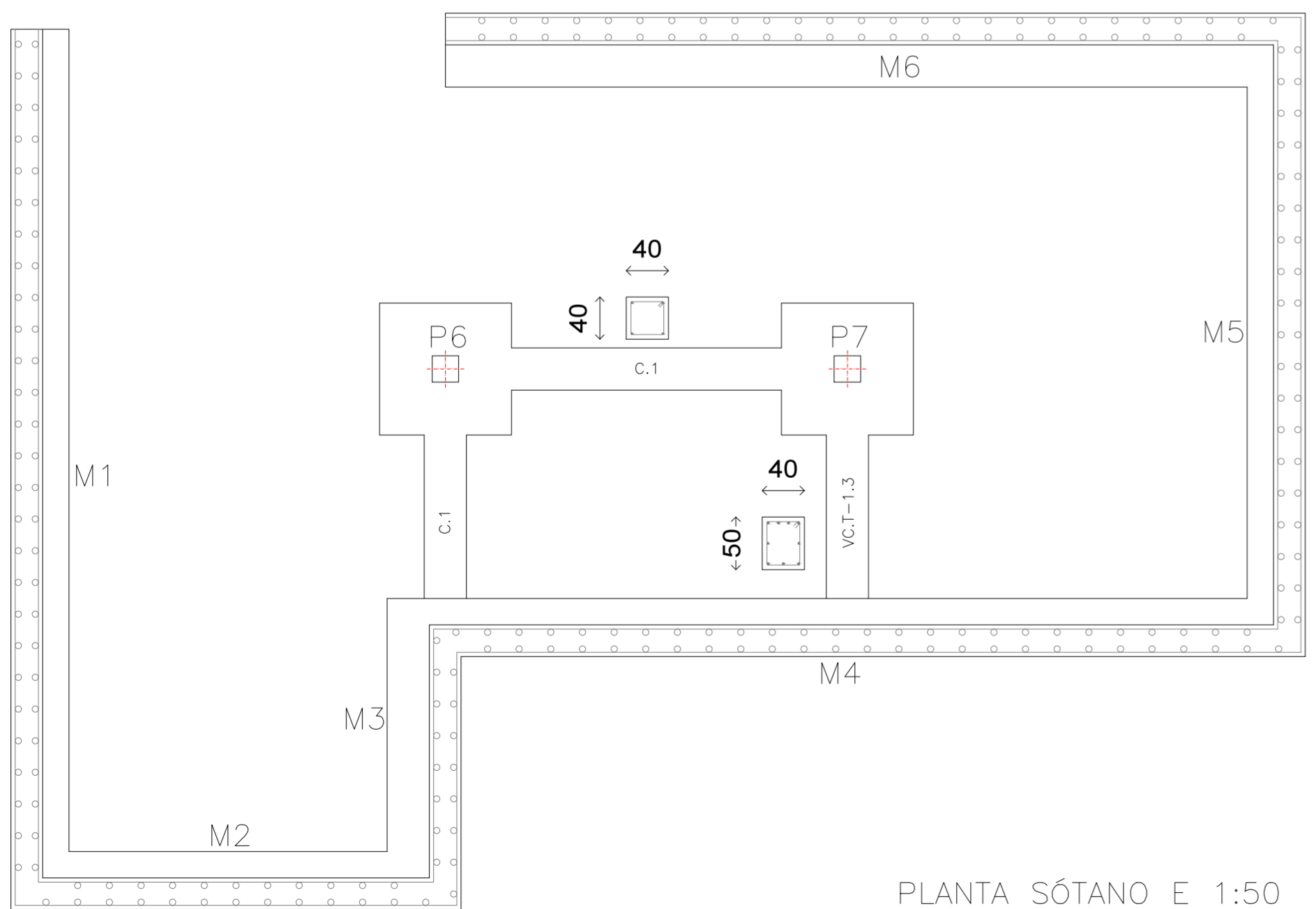
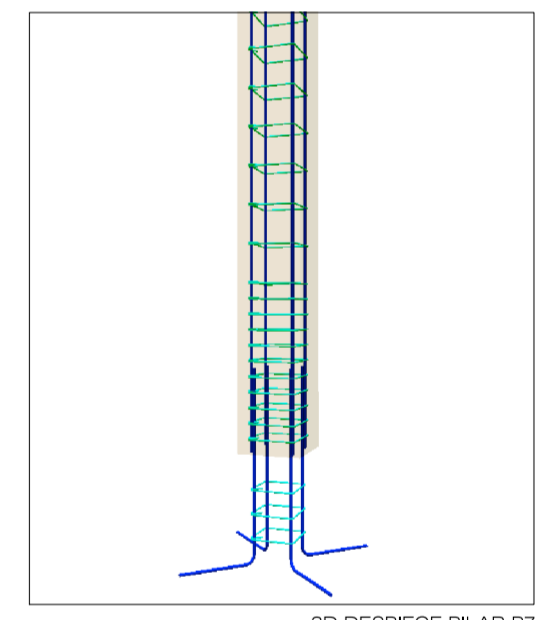
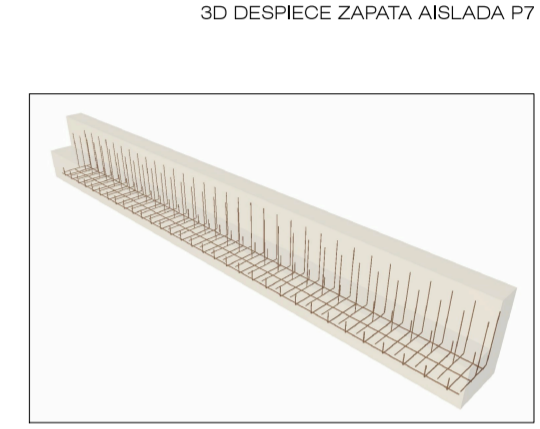
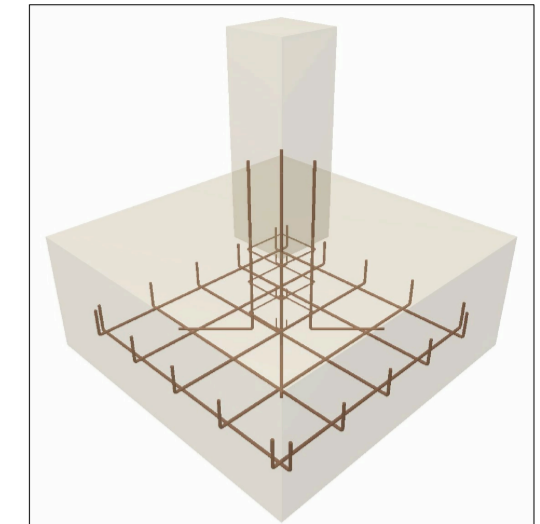
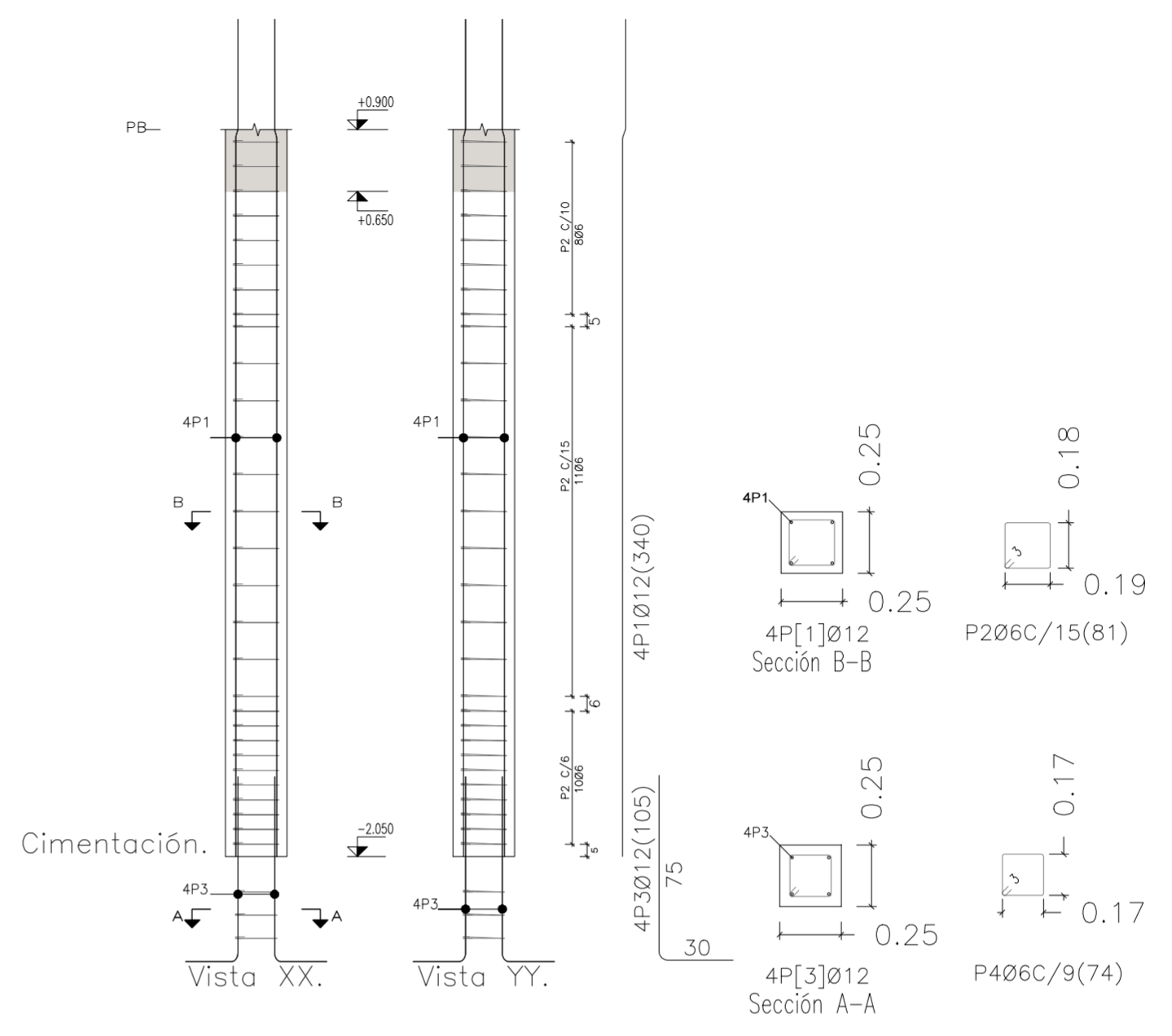
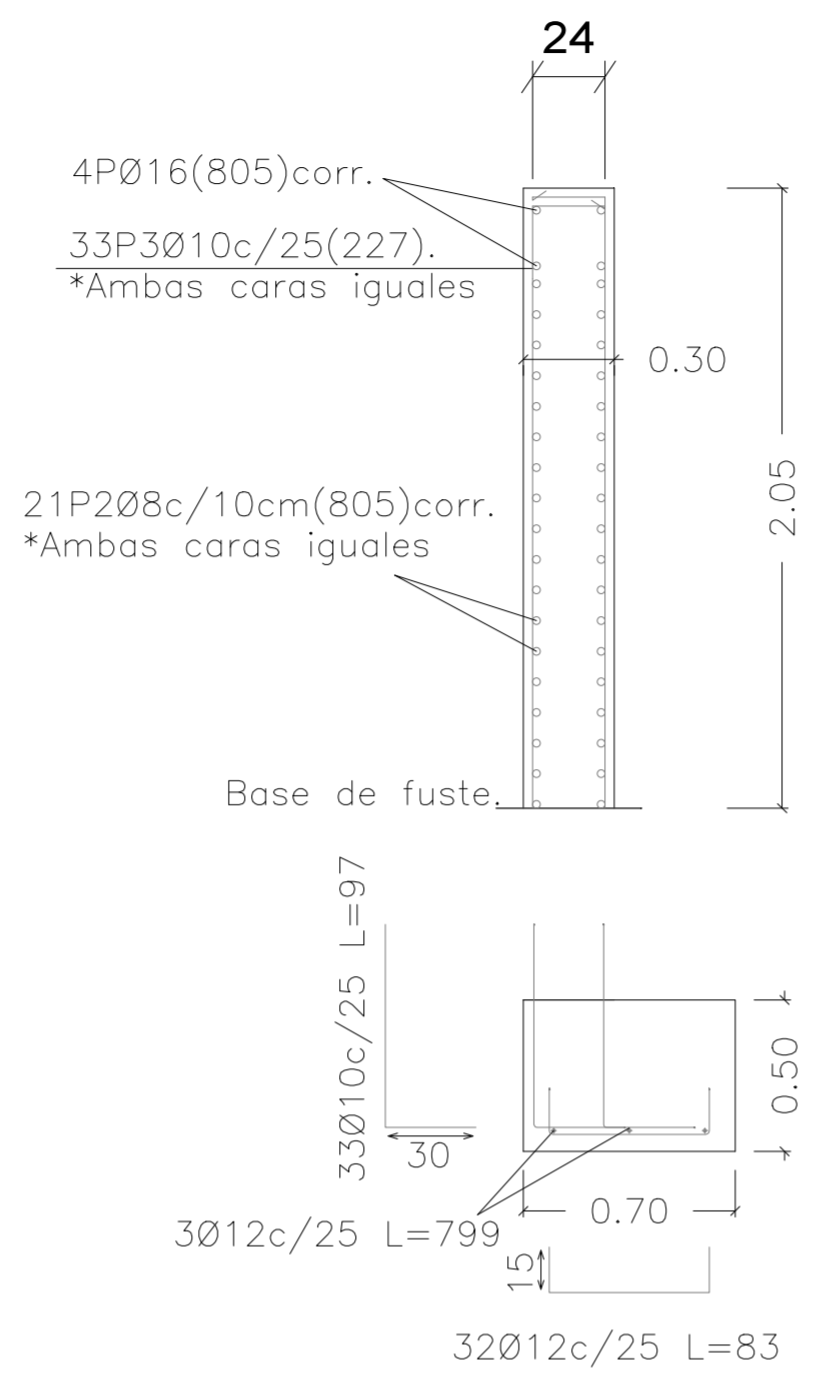
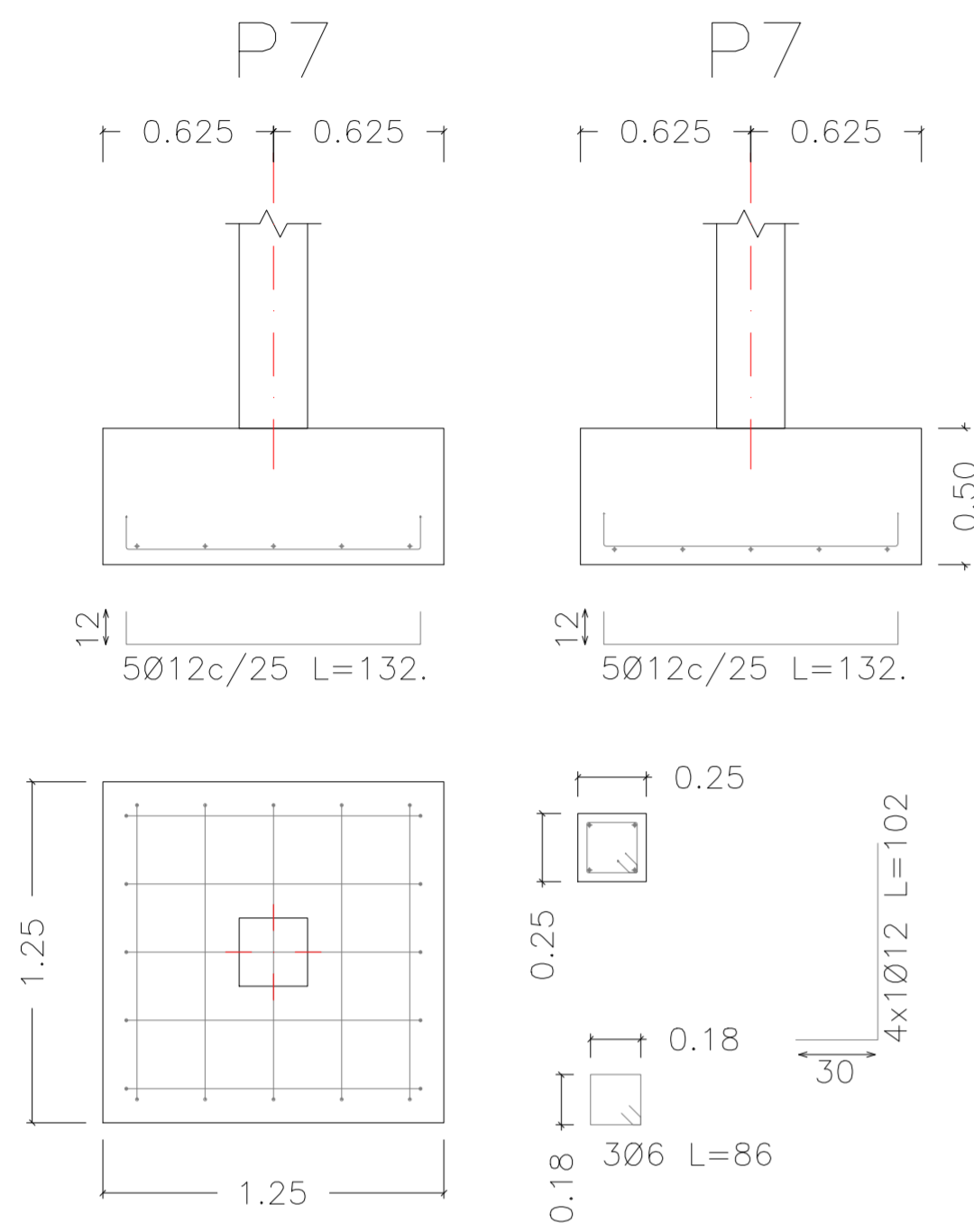
CALLE AGUSTÍN BUADES FRAU, 10	Emplazamiento
SON VERÍ, MARRATXI	Municipio
MEMORIA FIN DE GRADO	Documento
A2	Escala
14 SEPTIEMBRE 2018	Tamaño de plano
	Edición plano

Secciones:
Sección escalera. 06

ZAPATA P7

MURO M6

PILAR P7 (CIM.-PB)




Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)
1	Ø12	4	340	1360
2	Ø6	29	81	2349
3	Ø12	4	105	420
4	Ø6	3	74	222

Resumen Acero Pilares	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
B 500 S, Ys=1.15 Ø6	51.4	13	48
Ø12	35.6	35	48

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	B 500 S, Ys=1.15 (kg)
P7	1	Ø12	4	292 45	340	1360	12.1
	2	Ø6	29	19	81	2349	5.2
	3	Ø12	4	75	105	420	3.7
	4	Ø6	3	17	74	222	0.5
Total+10%:							23.7
							Ø6: 6.3
							Ø12: 17.4
							Total: 23.7

CUADRO DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN				
Referencias	Dimensiones (cm)	Canto (cm)	Armado inf. X	Armado inf. Y
P6	125x125	50	5Ø12c/25	5Ø12c/25
P7	125x125	50	5Ø12c/25	5Ø12c/25
C.1	40x2,56	40	sup:2Ø12	inf:2Ø12
VC.T-1.3	40x1,55	50	sup:4Ø16	inf:3Ø16
			piel:1x2Ø12	est:1xØ8/16

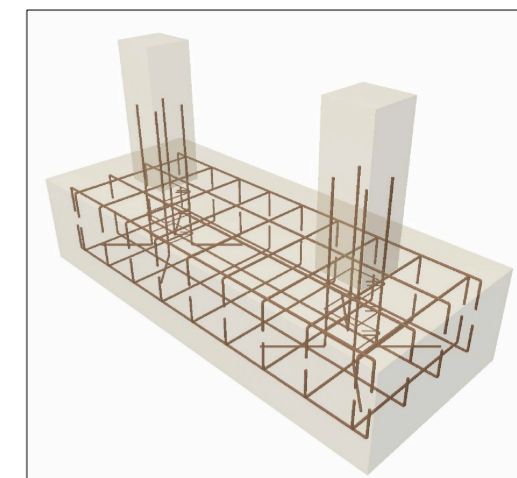
Tipo	Valor
Acero en barras	B-500S; Ys=1.15.
Acero en estribos	B-500S; Ys=1.15.
Cimentación	HA-25; Yc=1.5.
Muros	HA-25; Yc=1.5.
Jácenas	HA-25; Yc=1.5.
Pilares	HA-25; Yc=1.5.
Cuántia acero en pilares	93.76 kg/m ³ (19kg).
Recubrimiento nominal	30 mm.
Recubrimiento mecánico	50 mm.


MEMORIA FIN DE GRADO
GRADO EN EDIFICACIÓN
AÑO ACADÉMICO 2017-2018

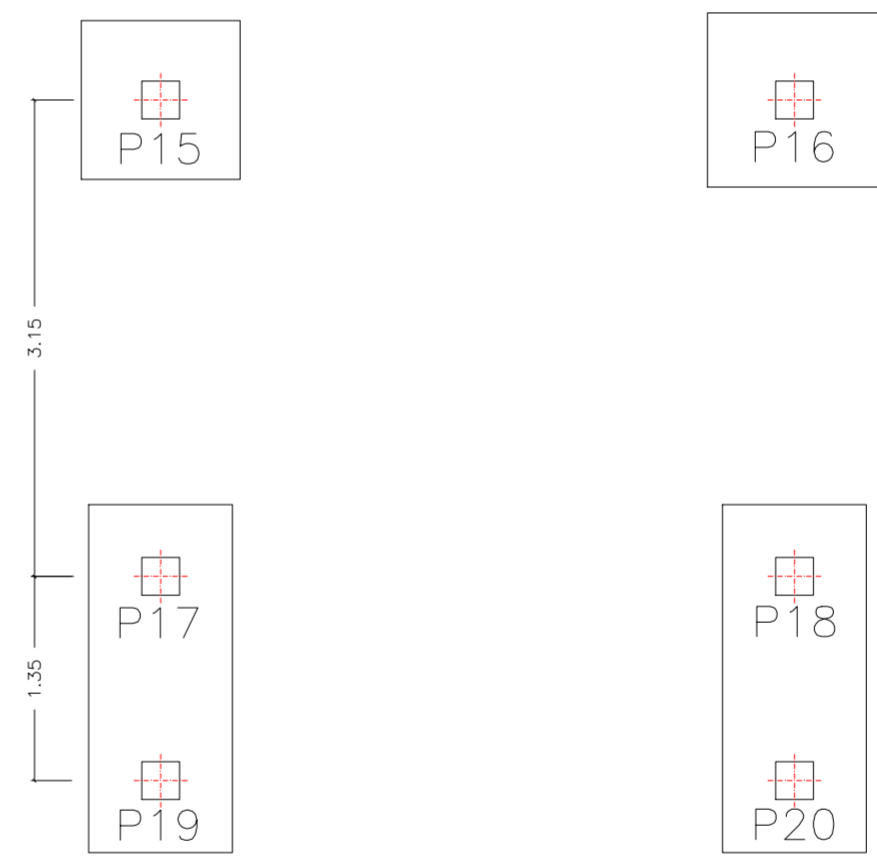
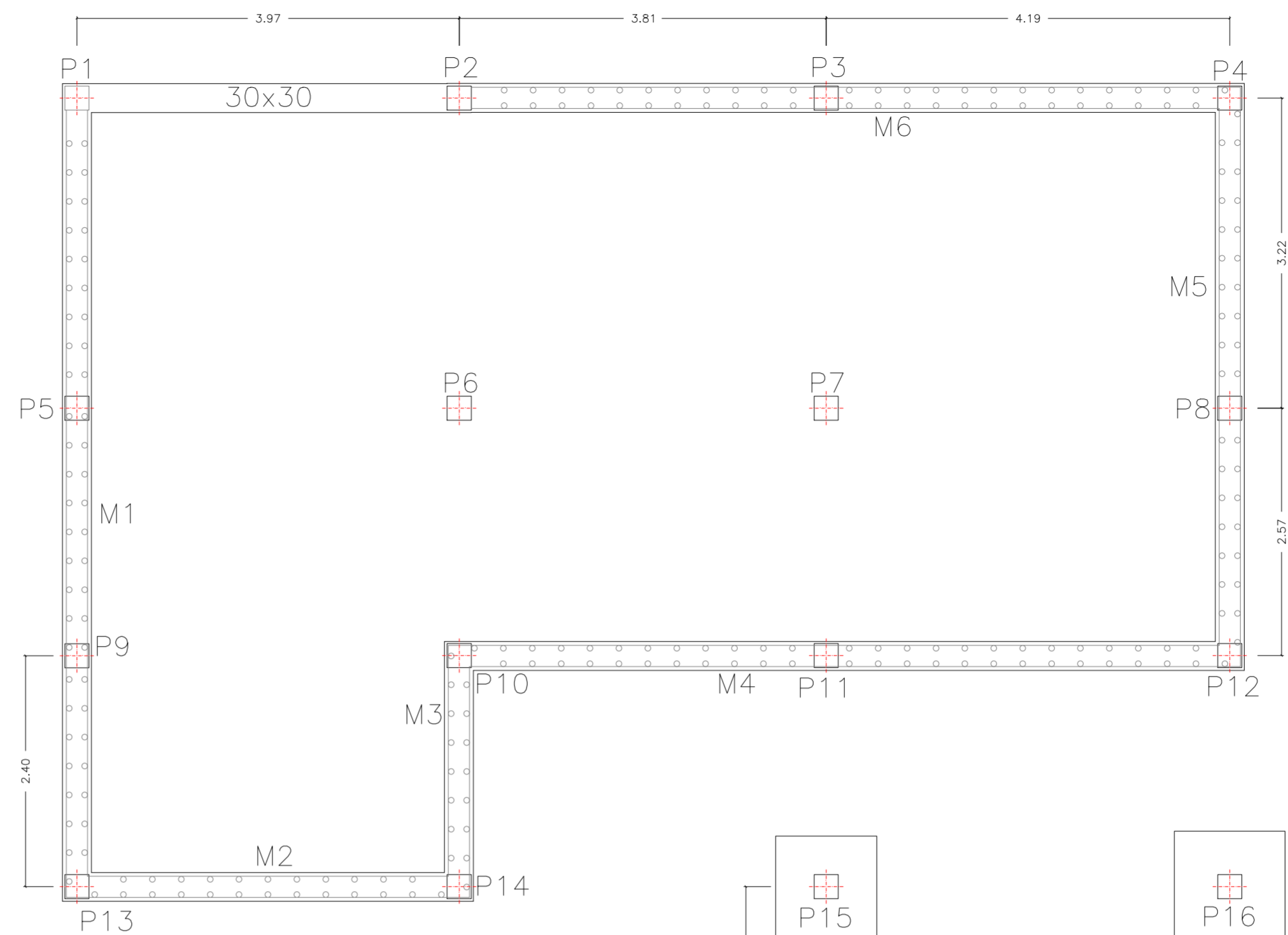
TUTOR	CARLOS RIBAS GONZÁLEZ
AUTORA	ALBA MARTÍNEZ RODRÍGUEZ

ANÁLISIS URBANÍSTICO Y ESTRUCTURAL EN VIVIENDA UNIFAMILIAR AISLADA	
CALLE AGUSTÍN BUADES FRAU, 10.	Emplazamiento
SON VERI, MARRATXI.	Municipio
MEMORIA FIN DE GRADO.	Documento
Detalles 1:25	Escala
A2	Tamaño de plano.
14 SEPTIEMBRE 2018	Edición plano

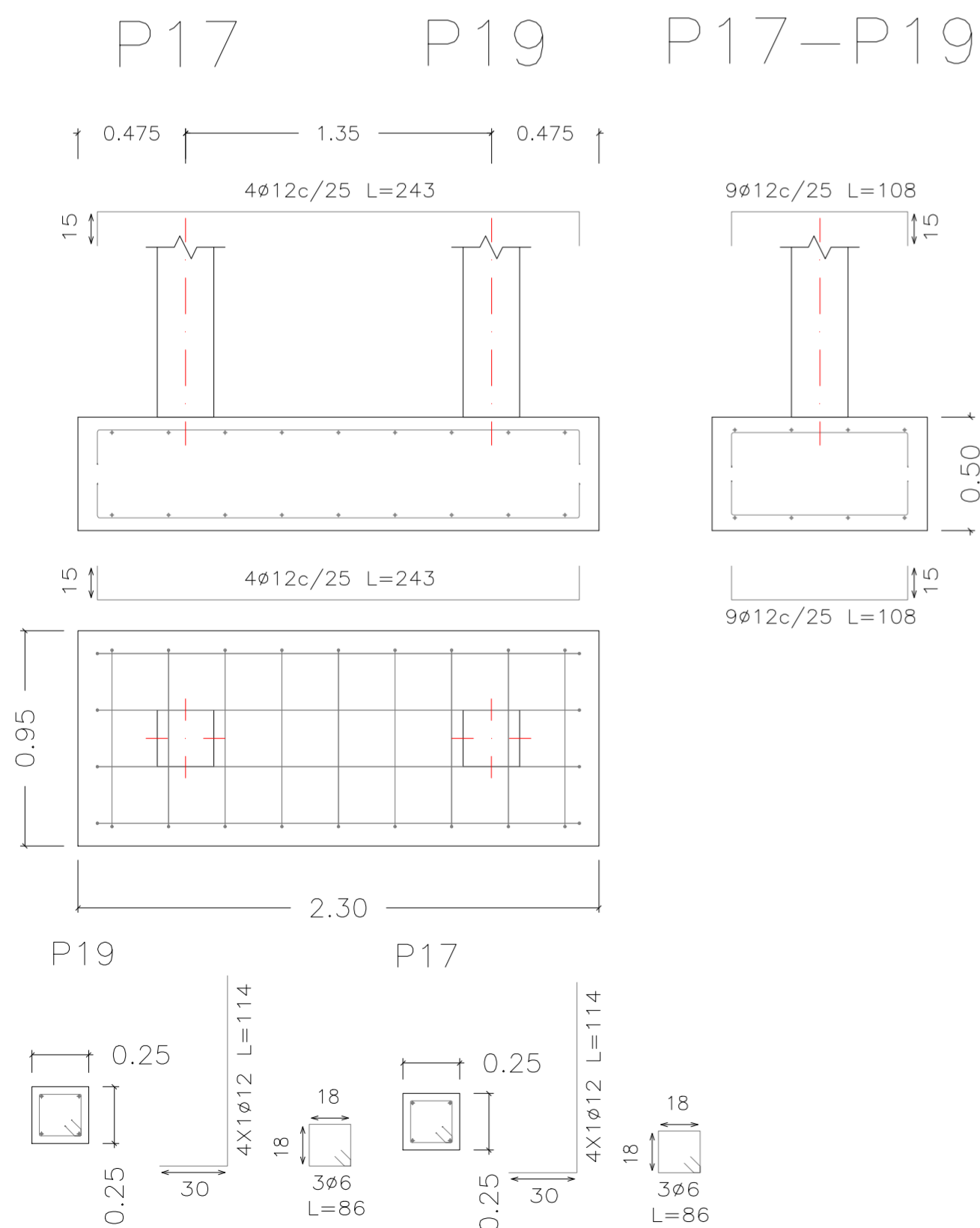
Estructura.
 Planta sótano.
 Muro de contención estudiado.
 Zapata aislada estudiada.
 Pilar estudiado.



3D DESPIECE ZAPATA COMBINADA




PLANTA SEMISÓTANO E 1:50



CUADRO DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN						
Referencias	Dimensiones (cm)	Canto (cm)	Armado inf. X	Armado inf. Y	Armado sup. X	Armado sup. Y
P15	105x105	50	4Ø12c/25	4Ø12c/25		
P16	115x115	50	4Ø12c/25	4Ø12c/25		
P17-P19 y P18-P20	230x95	50	4Ø12c/25	9Ø12c/25	4Ø12c/25	9Ø12c/25

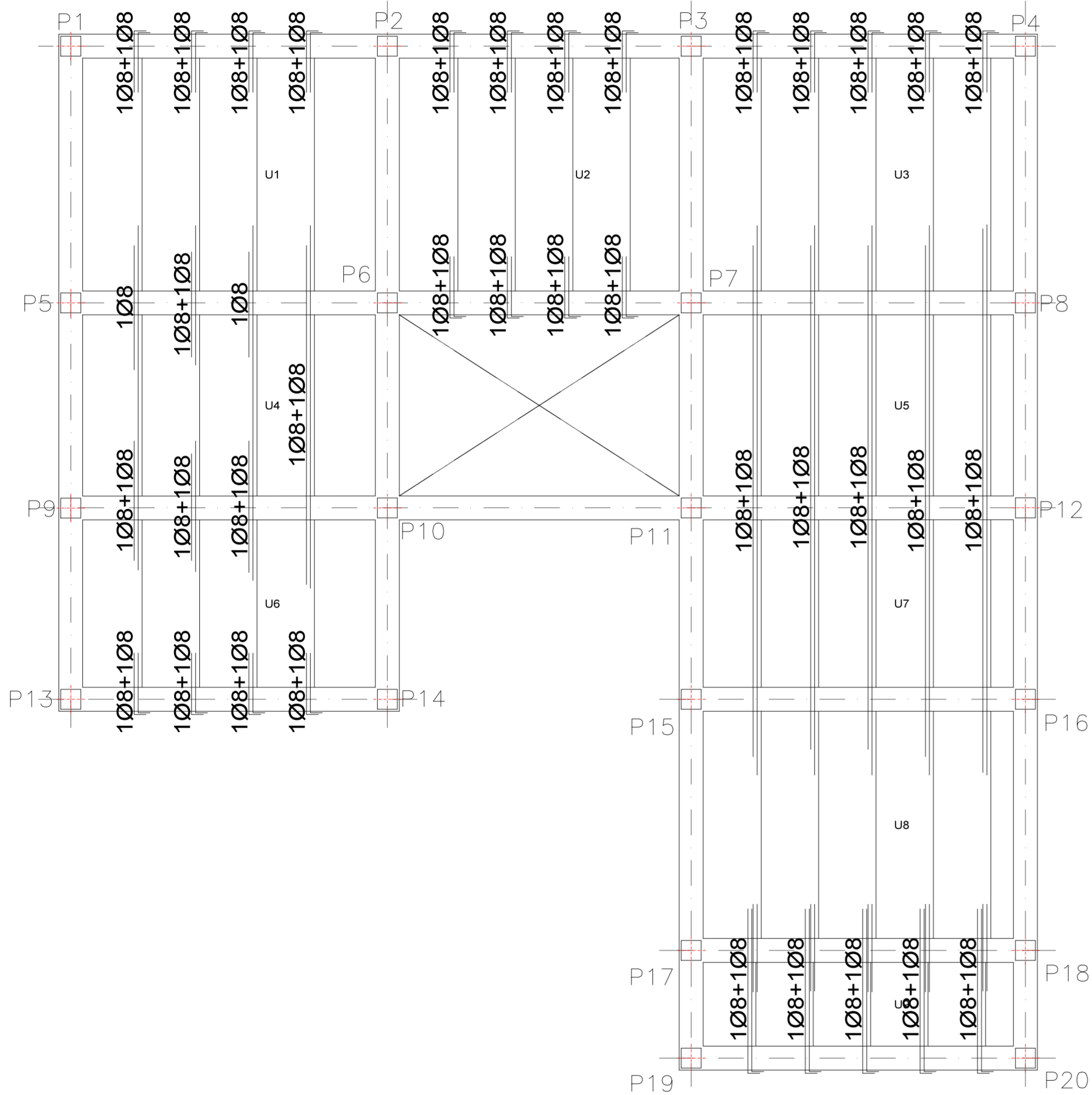
Tipo	Valor
Acero en barras	B-500S; Yc=1.15.
Acero en estribos	B-500S; Yc=1.15.
Cimentación	HA-25; Yc=1.5.
Muros	HA-25; Yc=1.5.
Jácenas	HA-25; Yc=1.5.
Pilares	HA-25; Yc=1.5.
Cuántia acero en pilares	93.76 kg/m ³ (19kg).
Recubrimiento nominal	30 mm.
Recubrimiento mecánico	50 mm.


MEMORIA FIN DE GRADO
GRADO EN EDIFICACIÓN
AÑO ACADÉMICO 2017-2018

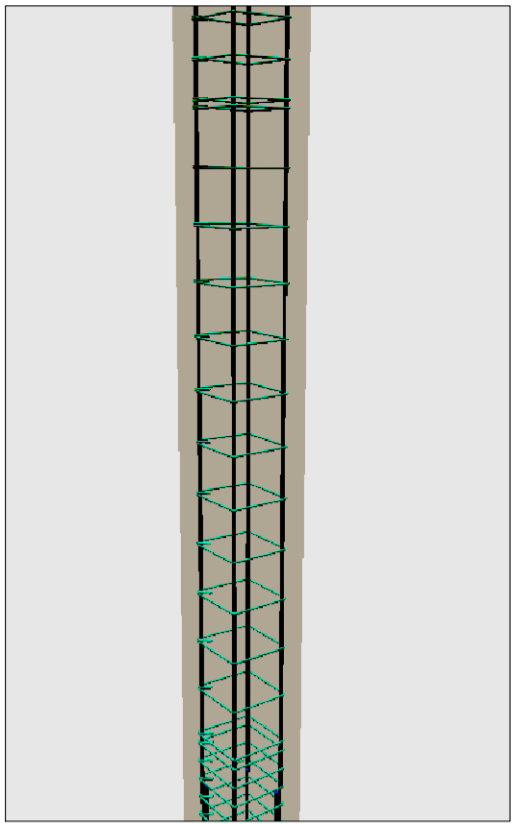
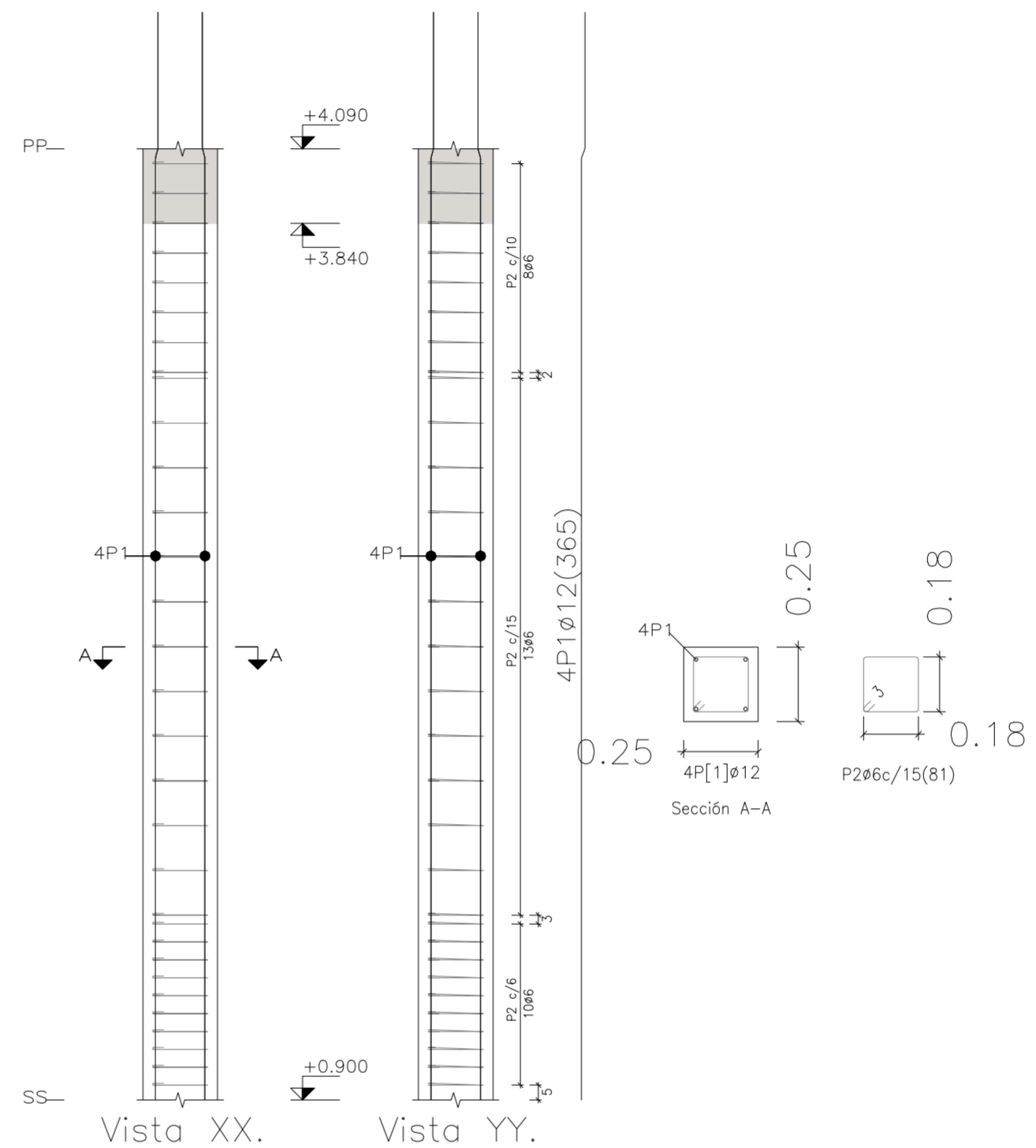
TUTOR	CARLOS RIBAS GONZÁLEZ
AUTORA	ALBA MARTÍNEZ RODRÍGUEZ

ANÁLISIS URBANÍSTICO Y ESTRUCTURAL EN VIVIENDA UNIFAMILIAR AISLADA

CALLE AGUSTÍN BUADES FRAU, 10.	Emplazamiento
SON VERI, MARRATXI.	Municipio
MEMORIA FIN DE GRADO.	Documento
Escala	Detalle 1:25
A2	Tamaño de plano
14 SEPTIEMBRE 2018.	Edición plano

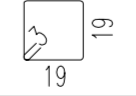


PLANTA BAJA E 1:50



3D DESPIECE PILAR P7-PB-PP


Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)
1	Ø12	4	365	1460
2	Ø6	31	81	2511

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	B 500 S, Ys=1.15 (kg)
P7	1	Ø12	4	316 46	365	1460	13.0
	2	Ø6	31		81	2511	5.6
Total+10%:							20.5
Ø6:							6.2
Ø12:							14.3
Total:							20.5

Características forjados de viguetas PB.	Valor.
Paños U1, U2, U3, U4, U5 y U6.	Forj.Vig.Semirresist.
Canto de bovedilla.	20 cm.
Espesor capa de compresión.	5 cm.
Intereje.	72 cm.
Bovedilla.	Poliestireno.
Ancho del nervio.	12 cm.
Volumen de hormigón.	0,094 m³/m²
Peso propio.	0,325 tm²

Características forjados de viguetas PB.	Valor.
Paños U7, U8 y U9.	Forj.Vig.Semirresist.
Canto de bovedilla.	20 cm.
Espesor capa de compresión.	5 cm.
Intereje.	72 cm.
Bovedilla.	Poliestireno.
Ancho del nervio.	12 cm.
Volumen de hormigón.	0,094 m³/m²
Peso propio.	0,325 tm²

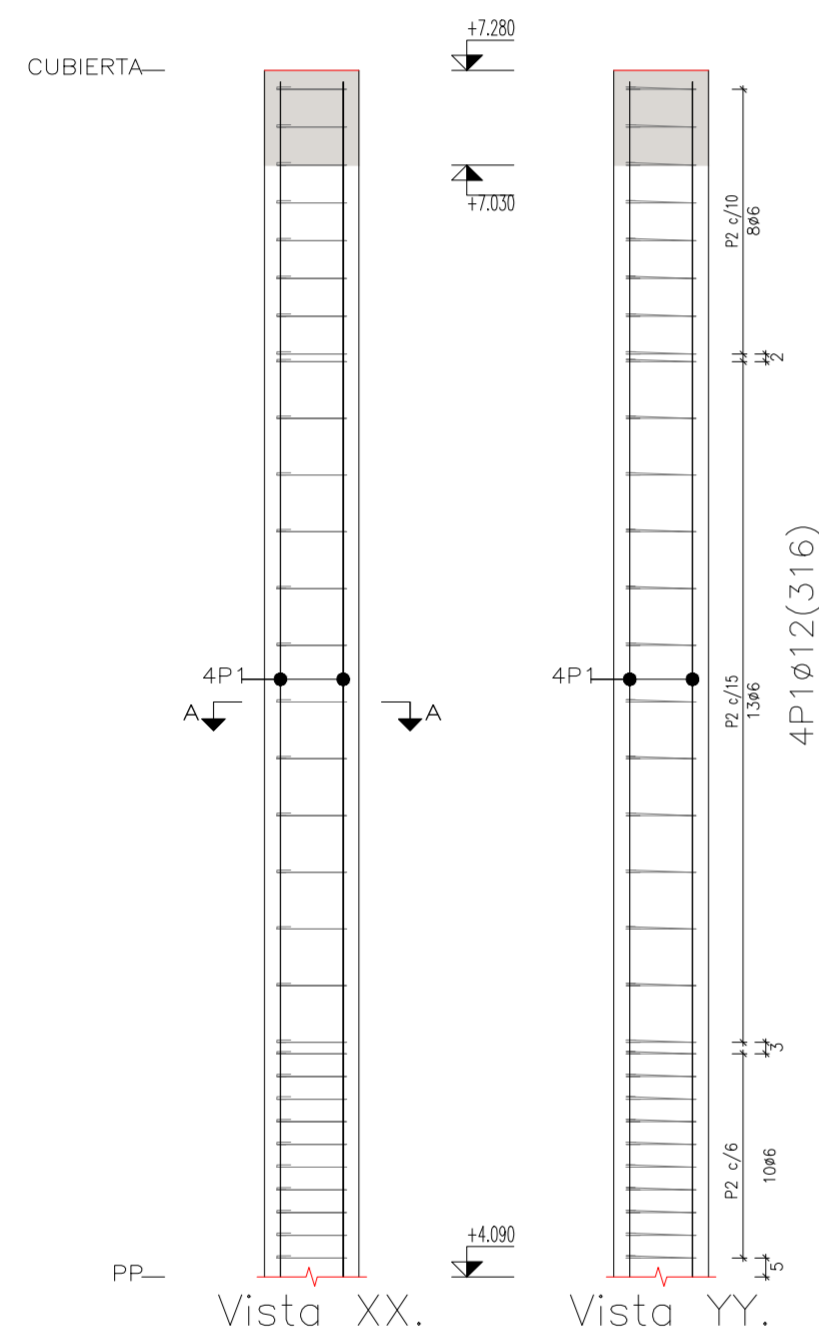
Tipo.	Valor.
Acero en barras.	B-500S; Ys=1.15.
Acero en estribos.	B-500S; Ys=1.15.
Cimentación.	HA-25; Yc=1.5.
Muros.	HA-25; Yc=1.5.
Jácenas.	HA-25; Yc=1.5.
Pilares.	HA-25; Yc=1.5.
Cuántia acero en pilares.	92.96 kg/m³ (20.4kg).
Recubrimiento nominal.	30 mm.
Recubrimiento mecánico.	50 mm.


MEMORIA FIN DE GRADO
GRADO EN EDIFICACIÓN
AÑO ACADÉMICO 2017-2018

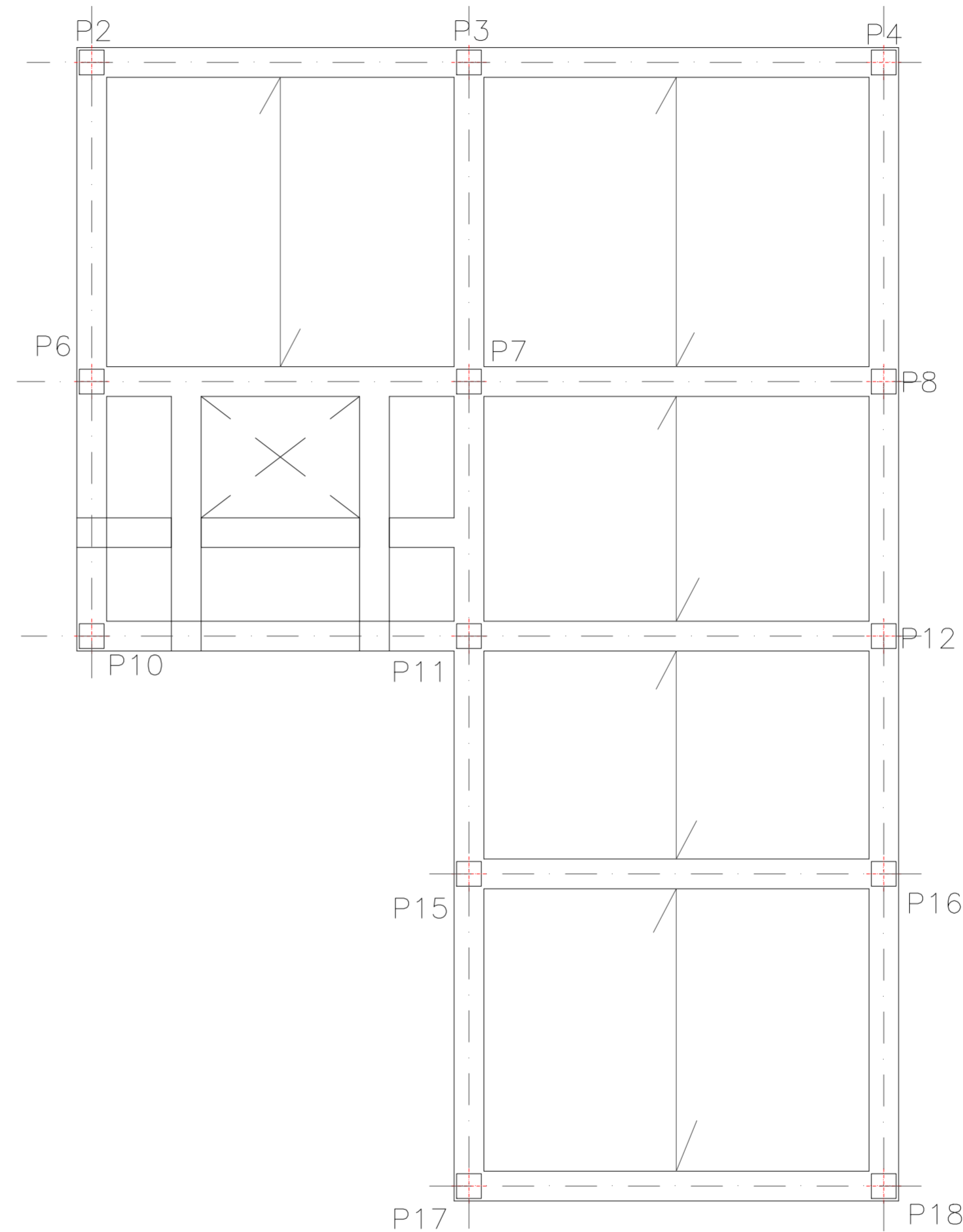
TUTOR	CARLOS RIBAS GONZÁLEZ
AUTORA	ALBA MARTÍNEZ RODRÍGUEZ

ANÁLISIS URBANÍSTICO Y ESTRUCTURAL EN VIVIENDA UNIFAMILIAR AISLADA

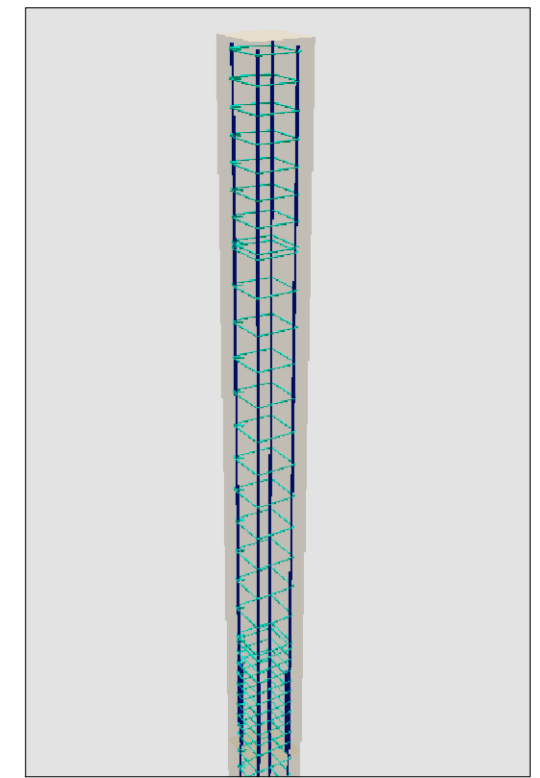
CALLE AGUSTÍN BUADES FRAU, 10.	Emplazamiento
SON VERI, MARRATXI.	Municipio
MEMORIA FIN DE GRADO.	Documento
Detalles 1:20	Escala
A2	Tamaño de plano
14, SEPTIEMBRE, 2018	Edición plano



PILAR P7 PP-CUBIERTA E 1:20



PLANTA CUBIERTA E 1:50



3D DESPIECE PILAR P7-CUBIERTA

Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)
1	Ø12	4	316	1264
2	Ø6	31	81	2511

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	B 500 S, Ys=1.15 (kg)
P7	1	Ø12	4	316	316	1264	11.2
	2	Ø6	31	81	81	2511	5.6
Total+10%:							18.5
Ø6:							6.2
Ø12:							12.3
Total:							18.5

Características forjados de viguetas PB.	Valor.
Paños U1, U2, U3, U4, U5 y U6.	Forj.Vig.Semirresist.
Canto de bovedilla.	20 cm.
Espesor capa de compresión.	5 cm.
Intereje.	72 cm.
Bovedilla.	Poliestireno.
Ancho del nervio.	12 cm.
Volumen de hormigón.	0,094 m3/m2
Peso propio.	0,325 tm/2

Características forjados de viguetas PB.	Valor.
Paños U7, U8 y U9.	Forj.Vig.Semirresist.
Canto de bovedilla.	20 cm.
Espesor capa de compresión.	5 cm.
Intereje.	72 cm.
Bovedilla.	Poliestireno.
Ancho del nervio.	12 cm.
Volumen de hormigón.	0,094 m3/m2
Peso propio.	0,325 tm/2

Tipo.	Valor.
Acero en barras.	B-500S; Ys=1.15.
Acero en estribos.	B-500S; Ys=1.15.
Cimentación.	HA-25; Yc=1.5.
Muros.	HA-25; Yc=1.5.
Jácenas.	HA-25; Yc=1.5.
Pilares.	HA-25; Yc=1.5.
Cuántia acero en pilares.	84.24 kg/m3 (18.5kg).
Recubrimiento nominal.	30 mm.
Recubrimiento mecánico.	50 mm.



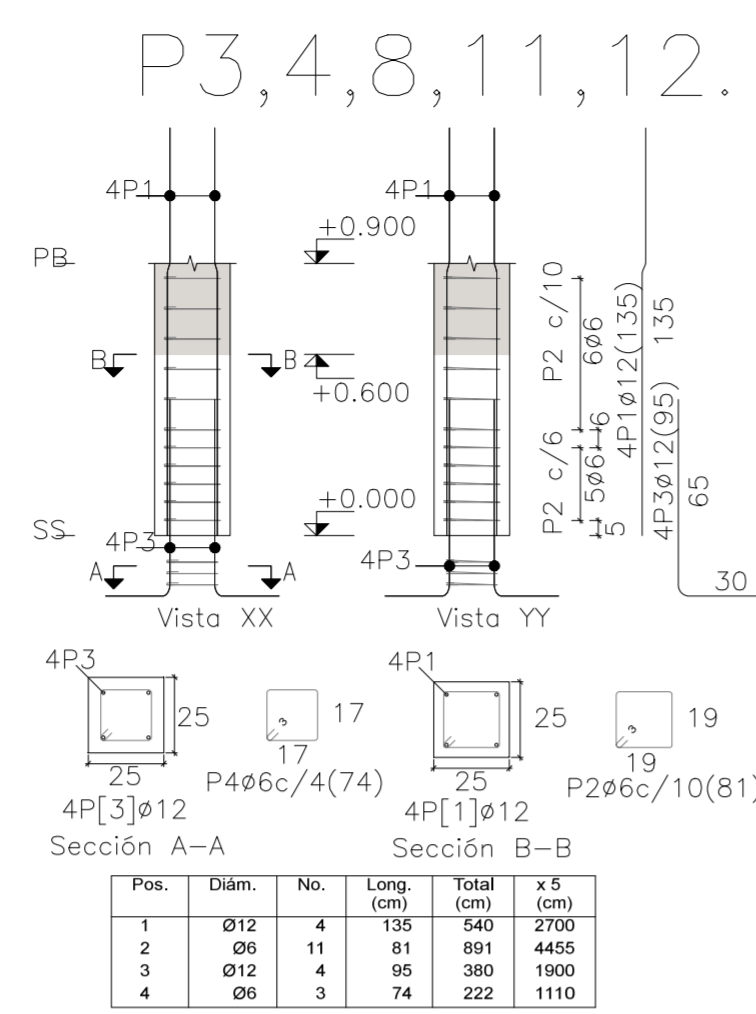
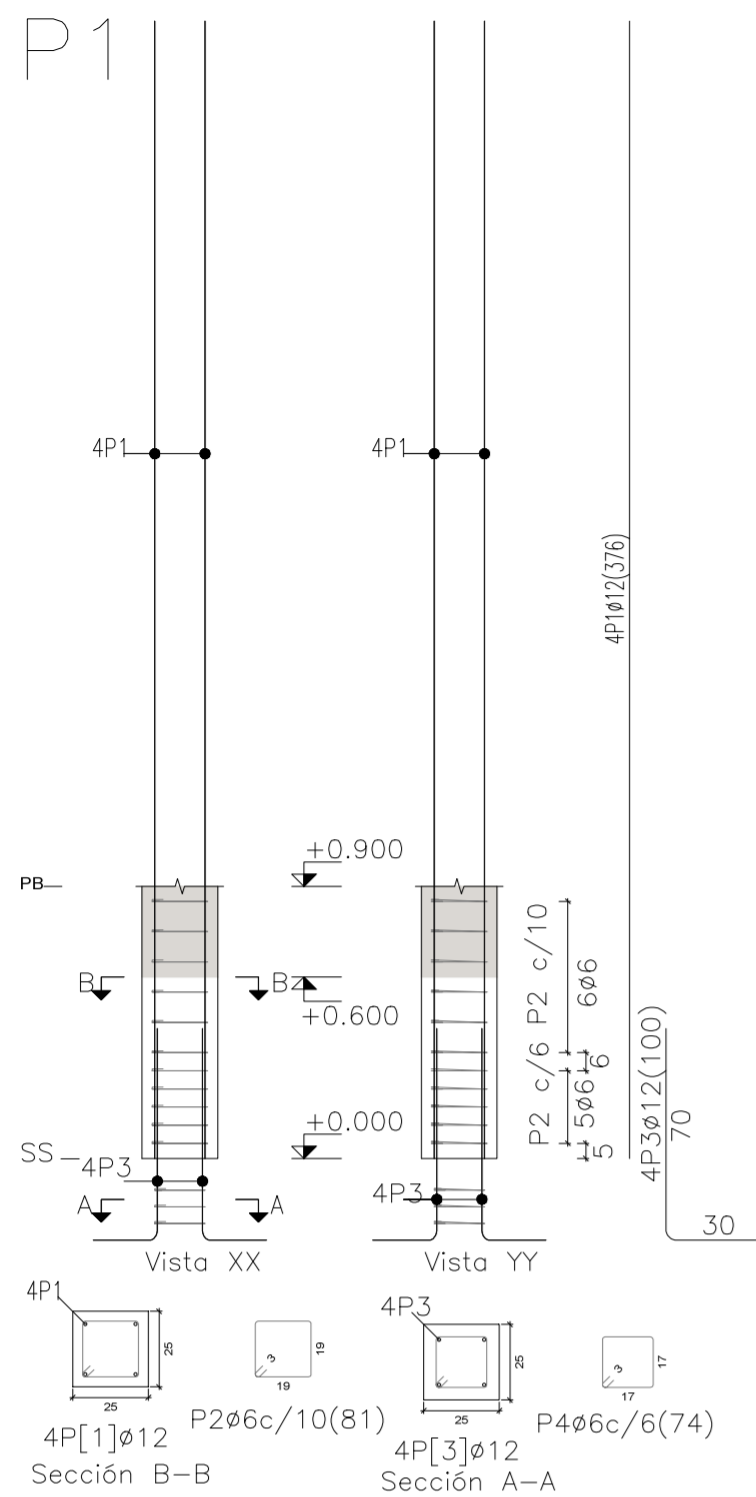
MEMORIA FIN DE GRADO
GRADO EN EDIFICACIÓN
AÑO ACADÉMICO 2017-2018

TUTOR	CARLOS RIBAS GONZÁLEZ
AUTORA	ALBA MARTÍNEZ RODRÍGUEZ

ANÁLISIS URBANÍSTICO Y
ESTRUCTURAL EN VIVIENDA
UNIFAMILIAR AISLADA

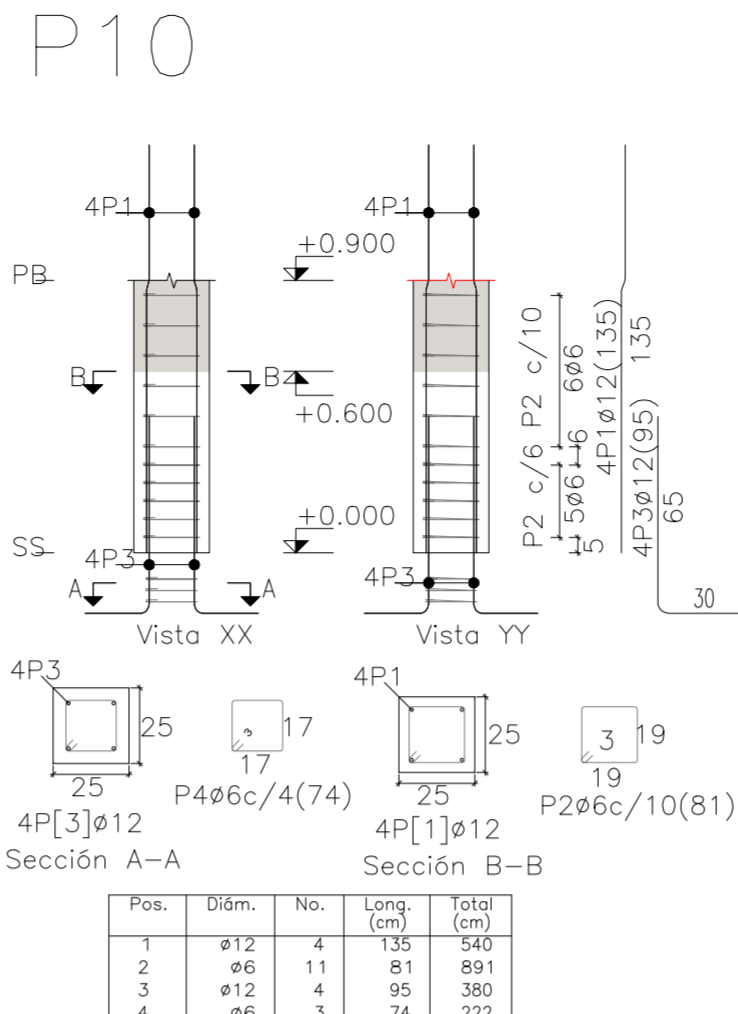
CALLE AGUSTÍN BUADES FRAU, 10.	Emplazamiento
SON VERI, MARRATXI.	Municipio
MEMORIA FIN DE GRADO.	Documento
Escala	Escala
Detalles 1:25	Tamaño de plano
A2	Edición plano
14, SEPTIEMBRE, 2018.	

Estructura.
Planta Cubierta.
Pilar estudiado P7 PP-Cubierta



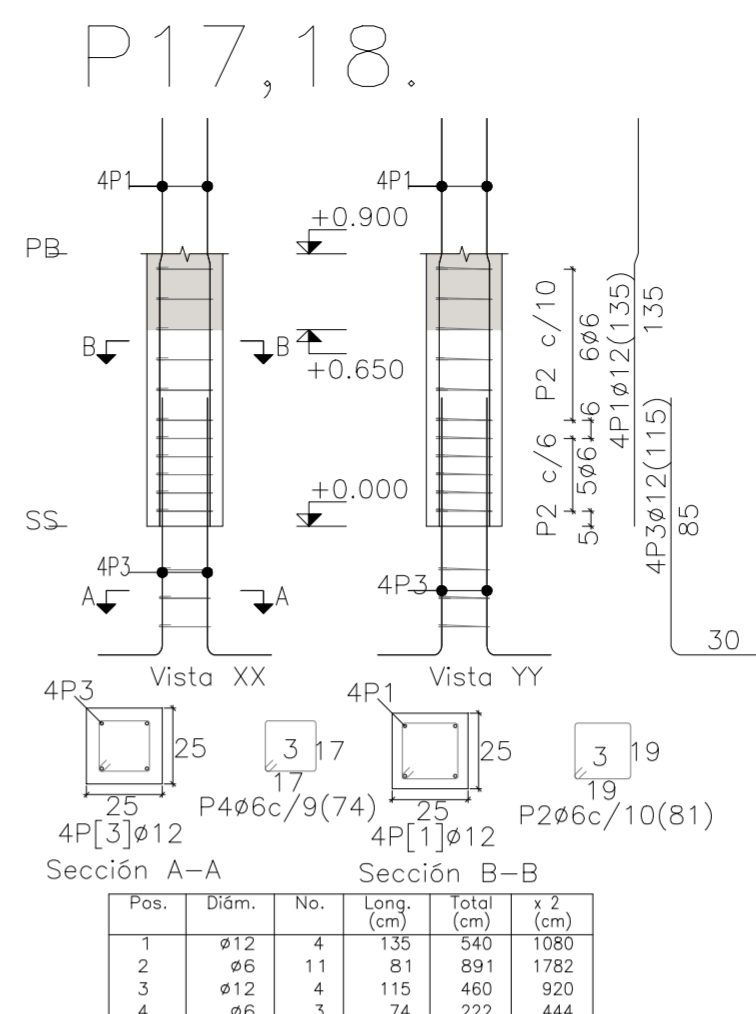
Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	x 5 (cm)
1	Ø12	4	135	540	2700
2	Ø6	11	81	891	4455
3	Ø12	4	95	380	1900
4	Ø6	3	74	222	1110

Acero: B 500 S, Ys=1.15 (37.2 kg). Cuantía: 120.38 kg/m³ Planta: PB
 Hormigón: HA-25, Yc=1.5 (0.28 m³) Tamaño máximo del árido: 15 mm Escala 1:20
 Encofrado: 0.90 m² Recubrimiento geométrico: 3 cm



Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	x 2 (cm)
1	Ø12	4	135	540	1080
2	Ø6	11	81	891	1782
3	Ø12	4	115	460	920
4	Ø6	3	74	222	444

Acero: B 500 S, Ys=1.15 (7.4 kg). Cuantía: 120.38 kg/m³ Planta: PB
 Hormigón: HA-25, Yc=1.5 (0.06 m³) Tamaño máximo del árido: 15 mm Escala 1:20
 Encofrado: 0.90 m² Recubrimiento geométrico: 3 cm

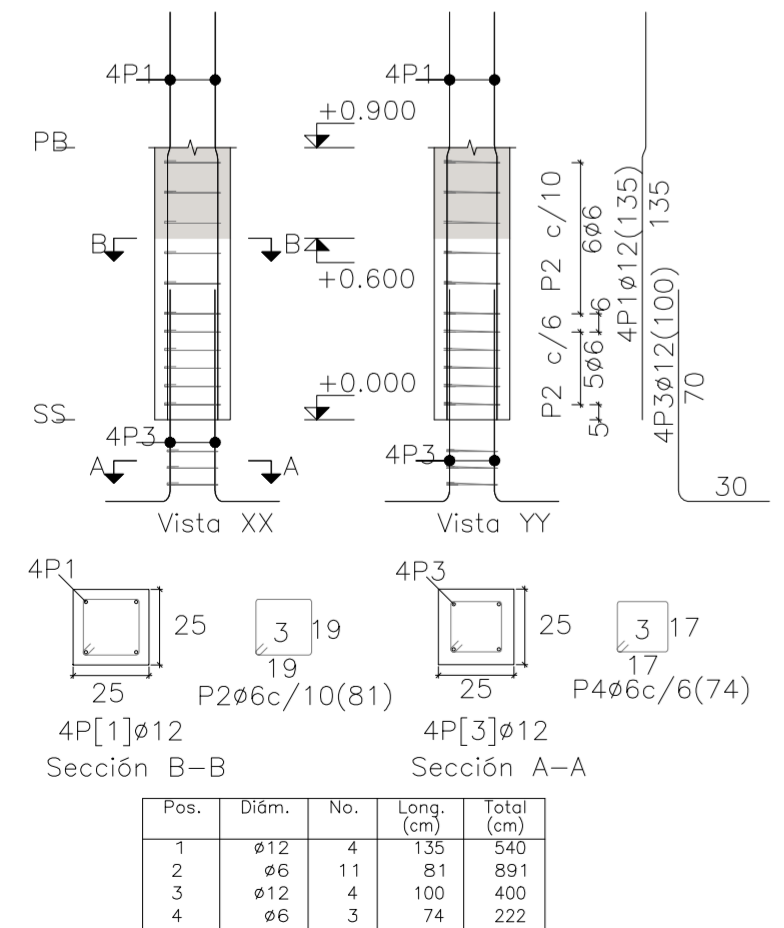


Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	x 2 (cm)
1	Ø12	4	135	540	1080
2	Ø6	11	81	891	1782
3	Ø12	4	115	460	920
4	Ø6	3	74	222	444

Acero: B 500 S, Ys=1.15 (14.9 kg). Cuantía: 120.38 kg/m³ Planta: PB
 Hormigón: HA-25, Yc=1.5 (0.11 m³) Tamaño máximo del árido: 15 mm Escala 1:20
 Encofrado: 0.90 m² Recubrimiento geométrico: 3 cm

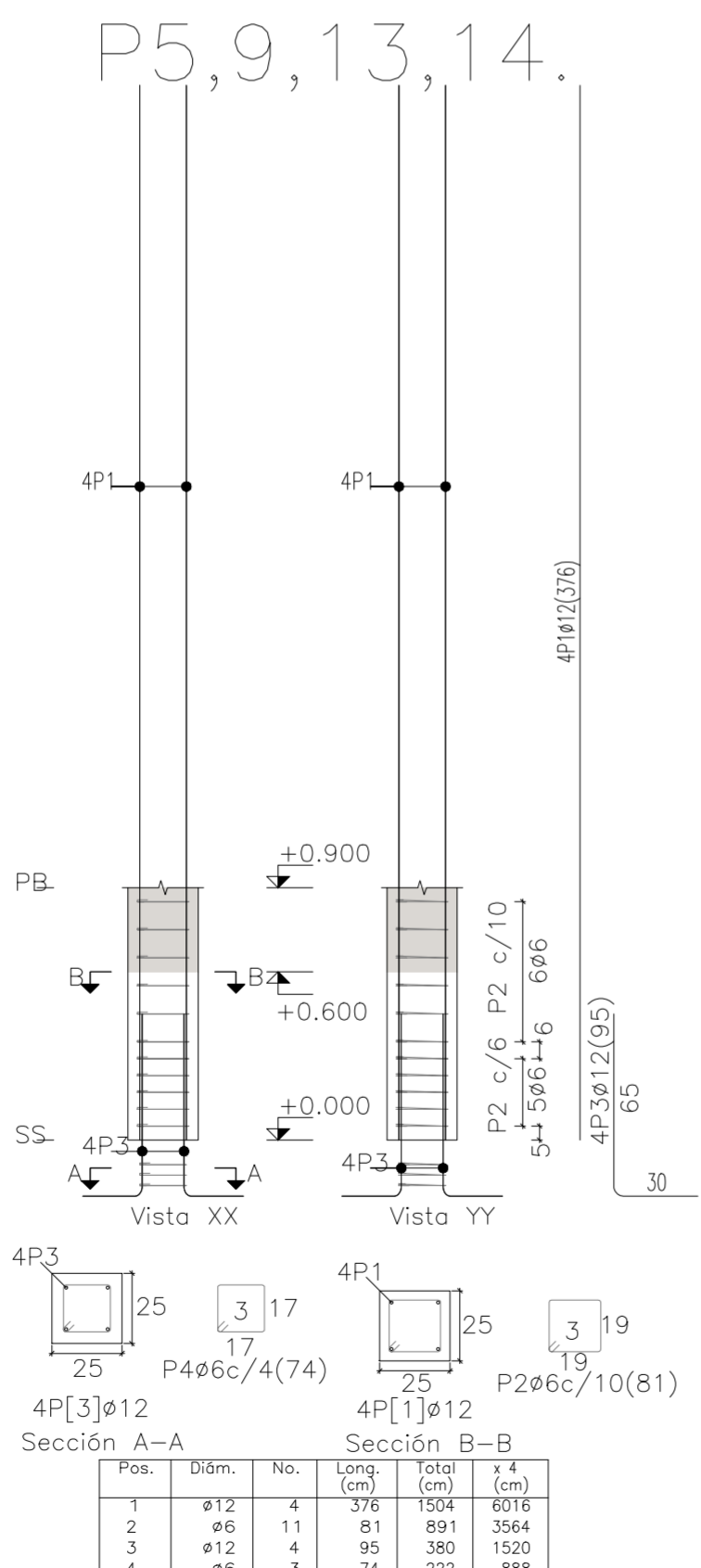
Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)
1	Ø12	4	376	1504
2	Ø6	11	81	891
3	Ø12	4	100	400
4	Ø6	3	74	222

Acero: B 500 S, Ys=1.15 (16.9 kg). Cuantía: 272.54 kg/m³ Planta: PB
 Hormigón: HA-25, Yc=1.5 (0.06 m³) Tamaño máximo del árido: 15 mm Escala 1:20
 Encofrado: 0.90 m² Recubrimiento geométrico: 3 cm



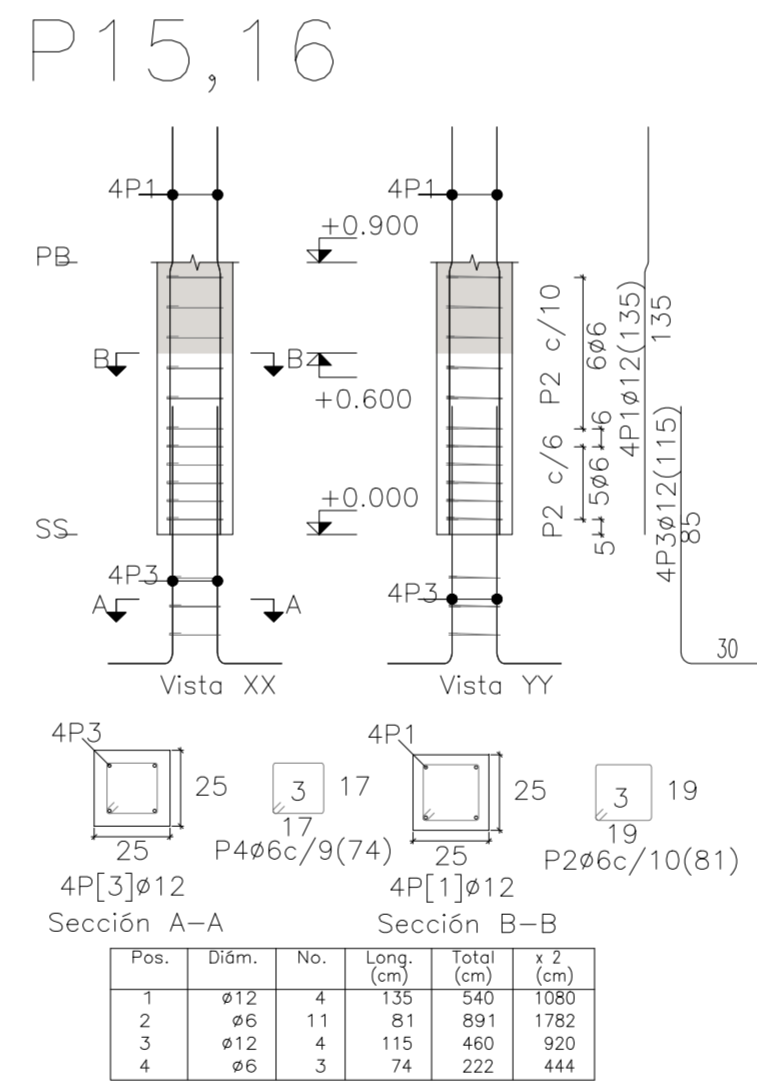
Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	x 4 (cm)
1	Ø12	4	135	540	6016
2	Ø6	11	81	891	3564
3	Ø12	4	95	380	1520
4	Ø6	3	74	222	888

Acero: B 500 S, Ys=1.15 (7.4 kg). Cuantía: 120.38 kg/m³ Planta: PB
 Hormigón: HA-25, Yc=1.5 (0.06 m³) Tamaño máximo del árido: 15 mm Escala 1:20
 Encofrado: 0.90 m² Recubrimiento geométrico: 3 cm



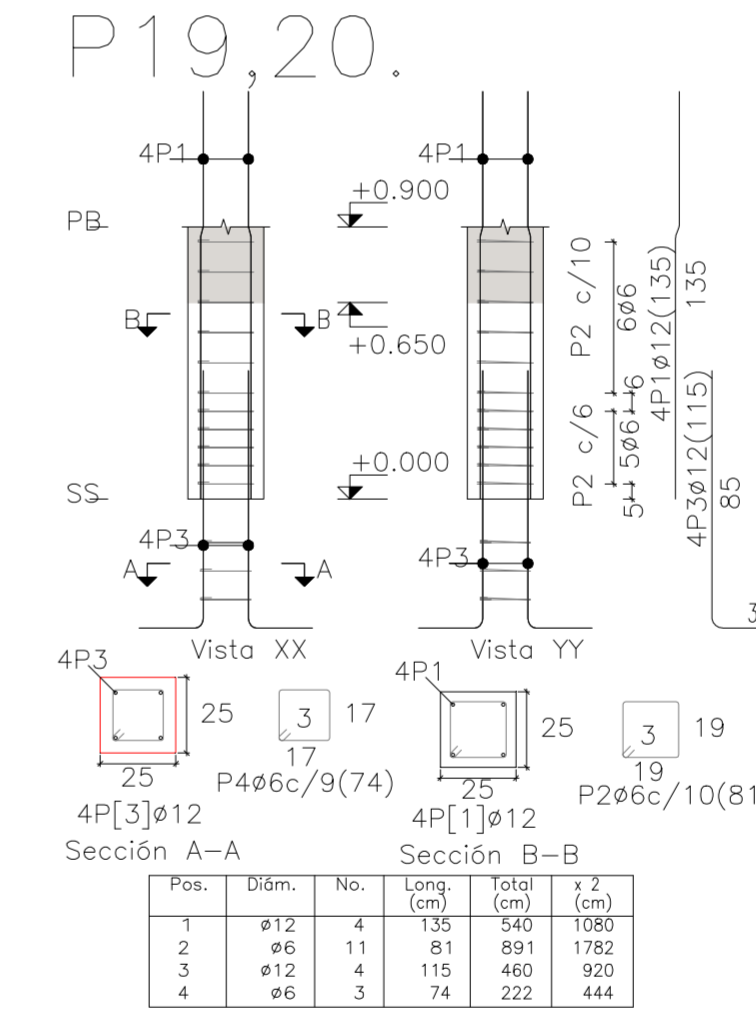
Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	x 4 (cm)
1	Ø12	4	376	1504	6016
2	Ø6	11	81	891	3564
3	Ø12	4	95	380	1520
4	Ø6	3	74	222	888

Acero: B 500 S, Ys=1.15 (67.5 kg). Cuantía: 272.54 kg/m³ Planta: PB
 Hormigón: HA-25, Yc=1.5 (0.23 m³) Tamaño máximo del árido: 15 mm Escala 1:20
 Encofrado: 0.90 m² Recubrimiento geométrico: 3 cm



Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	x 2 (cm)
1	Ø12	4	135	540	1080
2	Ø6	11	81	891	1782
3	Ø12	4	115	460	920
4	Ø6	3	74	222	444

Acero: B 500 S, Ys=1.15 (14.9 kg). Cuantía: 120.38 kg/m³ Planta: PB
 Hormigón: HA-25, Yc=1.5 (0.11 m³) Tamaño máximo del árido: 15 mm Escala 1:20
 Encofrado: 0.90 m² Recubrimiento geométrico: 3 cm



Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	x 2 (cm)
1	Ø12	4	135	540	1080
2	Ø6	11	81	891	1782
3	Ø12	4	115	460	920
4	Ø6	3	74	222	444

Acero: B 500 S, Ys=1.15 (14.9 kg). Cuantía: 120.38 kg/m³ Planta: PB
 Hormigón: HA-25, Yc=1.5 (0.11 m³) Tamaño máximo del árido: 15 mm Escala 1:20
 Encofrado: 0.90 m² Recubrimiento geométrico: 3 cm

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)
P1	1	Ø12	4	376	376	1504	13.4
	2	Ø6	11	81	81	891	2.0
	3	Ø12	4	100	100	400	3.6
	4	Ø6	3	74	74	222	0.5
Total+10%							21.5
Ø6: 2.8							
Ø12: 18.7							
Total: 21.5							

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)	
P2	1	Ø12	4	87	45	135	540	4.8
	2	Ø6	11	81	81	891	2.0	
	3	Ø12	4	100	100	400	3.6	
	4	Ø6	3	74	74	222	0.5	
Total+10%							12.0	
Ø6: 2.8								
Ø12: 9.2								
Total: 12.0								

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)	
P3,4,8,11,12	1	Ø12	4	87	45	135	540	4.8
	2	Ø6	11	81	81	891	2.0	
	3	Ø12	4	95	95	380	3.4	
	4	Ø6	3	74	74	222	0.5	
Total+10%							11.8	
Ø6: 2.8								
Ø12: 9.0								
Total: 11.8								

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)
P 5,9,13,14	1	Ø12	4	376	376	1504	13.4
	2	Ø6	11	81	81	891	2.0
	3	Ø12	4	100	100	400	3.4
	4	Ø6	3	74	74	222	0.5
Total+10%							21.3
Ø6: 2.8							
Ø12: 18.5							
Total: 21.3							


Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)	
P10	1	Ø12	4	87	45	135	540	4.8
	2	Ø6	11	81	81	891	2.0	
	3	Ø12	4	95	95	380	3.4	
	4	Ø6	3	74	74	222	0.5	
Total+10%							11.8	
Ø6: 2.8								
Ø12: 9.0								
Total: 11.8								

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)	
P15-16	1	Ø12	4	87	45	135	540	4.8
	2	Ø6	11	81	81	891	2.0	
	3	Ø12	4	85	115	460	4.1	
	4	Ø6	3	74	74	222	0.5	
Total+10%							12.5	
Ø6: 5.4								
Ø12: 7.1								
Total: 12.5								

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)	
P17-18	1	Ø12	4	87	45	135	540	4.8
	2	Ø6	11	81	81	891	2.0	
	3	Ø12	4	85	115	460	4.1	
	4	Ø6	3	74	74	222	0.5	
Total+10%							12.5	
Ø6: 5.4								
Ø12: 7.1								
Total: 12.5								

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)	
P19-20	1	Ø12	4	87	45	135	540	4.8
	2	Ø6	11	81	81	891	2.0	
	3	Ø12	4	85	115	460	4.1	
	4	Ø6	3	74	74	222	0.5	
Total+10%							12.5	
Ø6: 5.4								
Ø12: 7.1								
Total: 12.5								

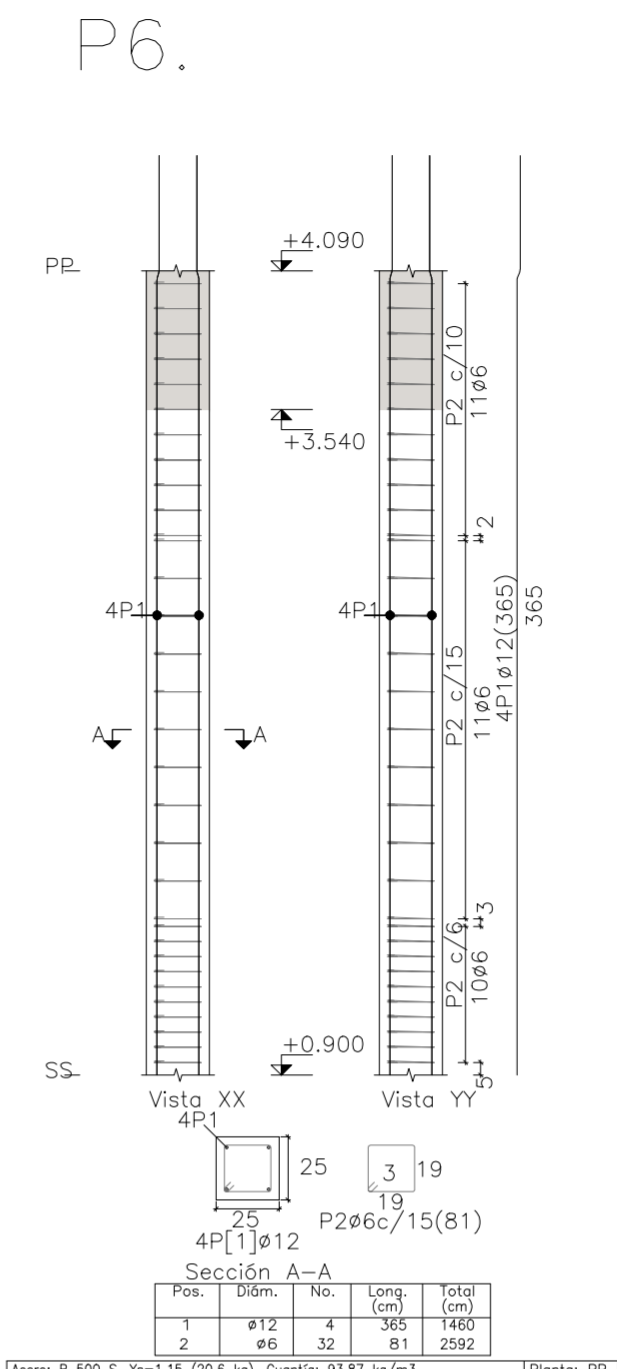
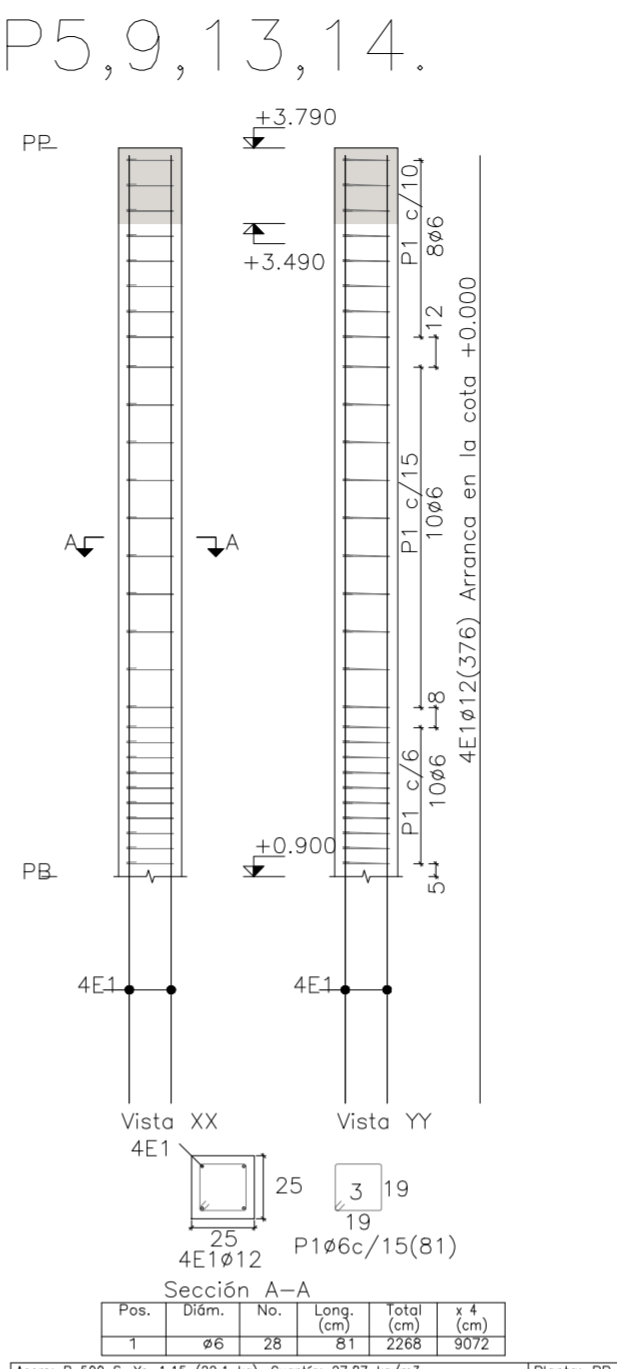
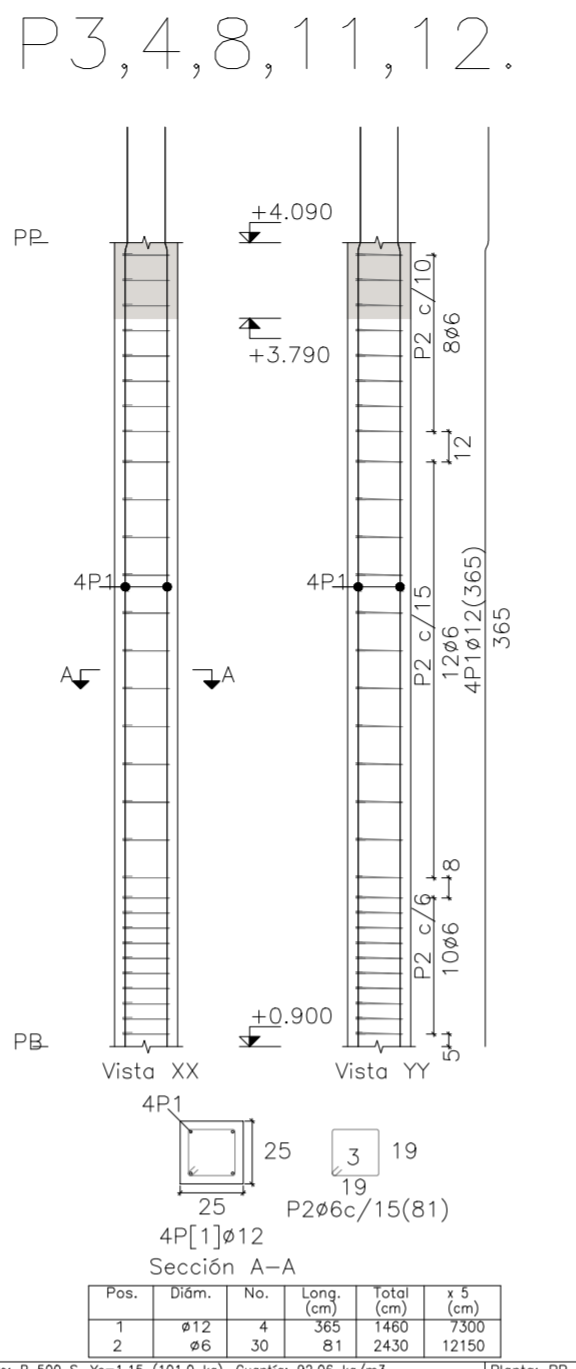
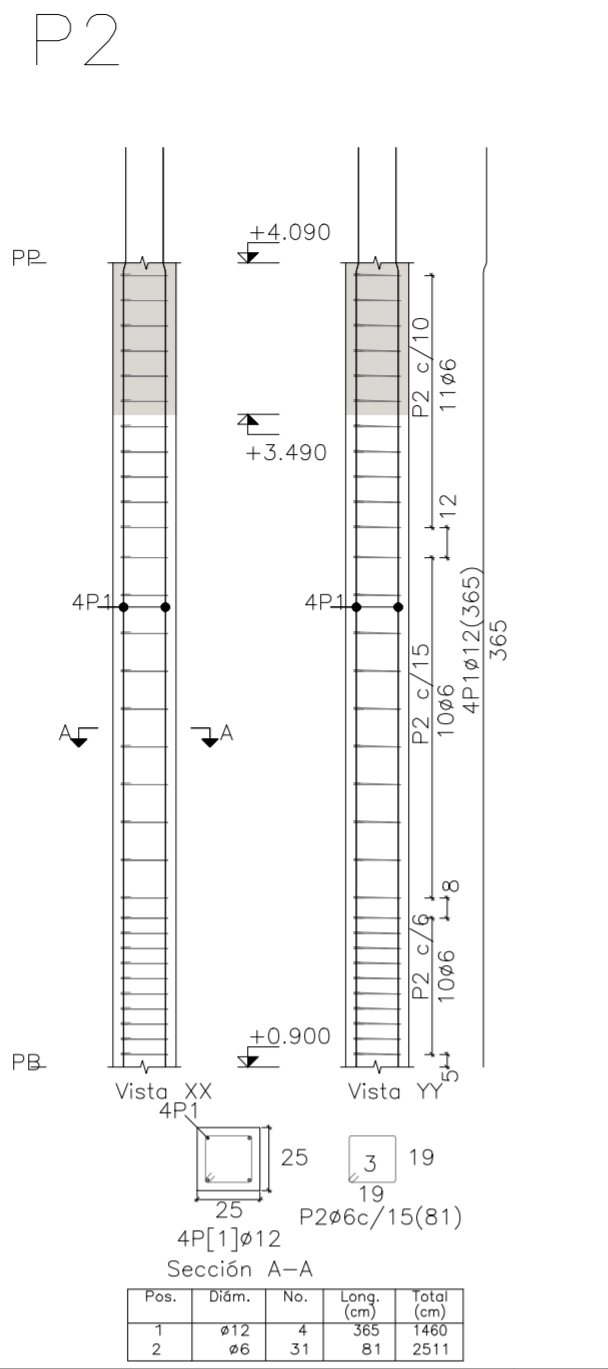
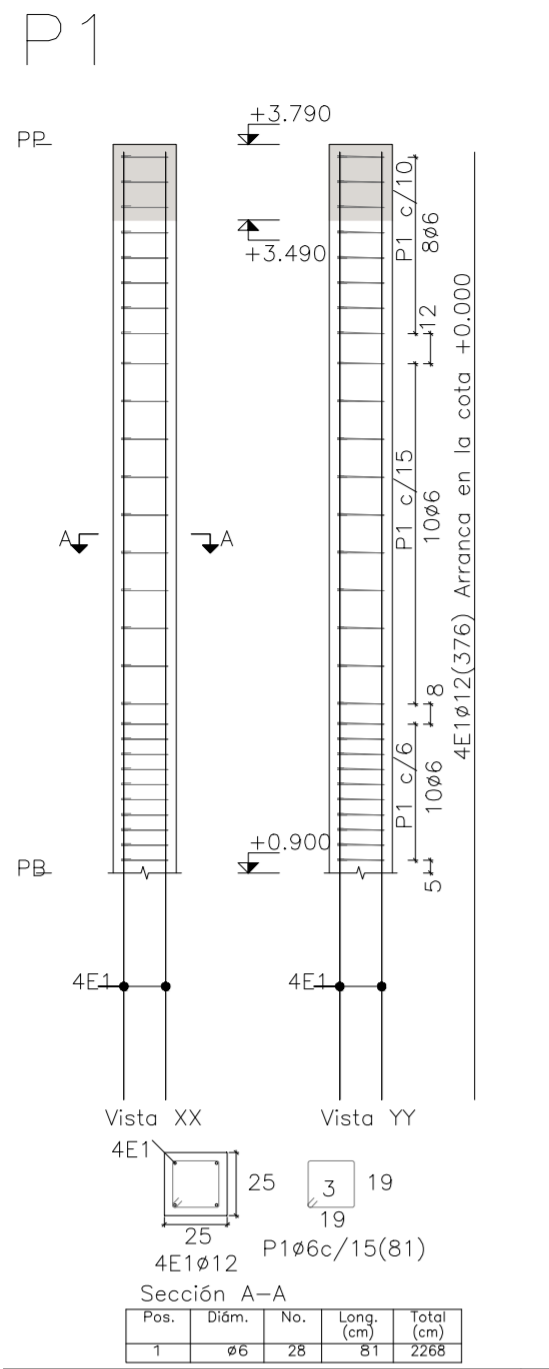
Tipo	Valor
Acero en barras	B-500S; Ys=1.15.
Acero en estribos	B-500S; Ys=1.15.
Cimentación	HA-25; Yc=1.5.
Muros	HA-25; Yc=1.5.
Jacenas	HA-25; Yc=1.5.
Pilares	HA-25; Yc=1.5.
Cuantía acero en pilares	Según tablas.
Recubrimiento nominal	30 mm.
Recubrimiento mecánico	50 mm.


MEMORIA FIN DE GRADO
GRADO EN EDIFICACIÓN
AÑO ACADÉMICO 2017-2018

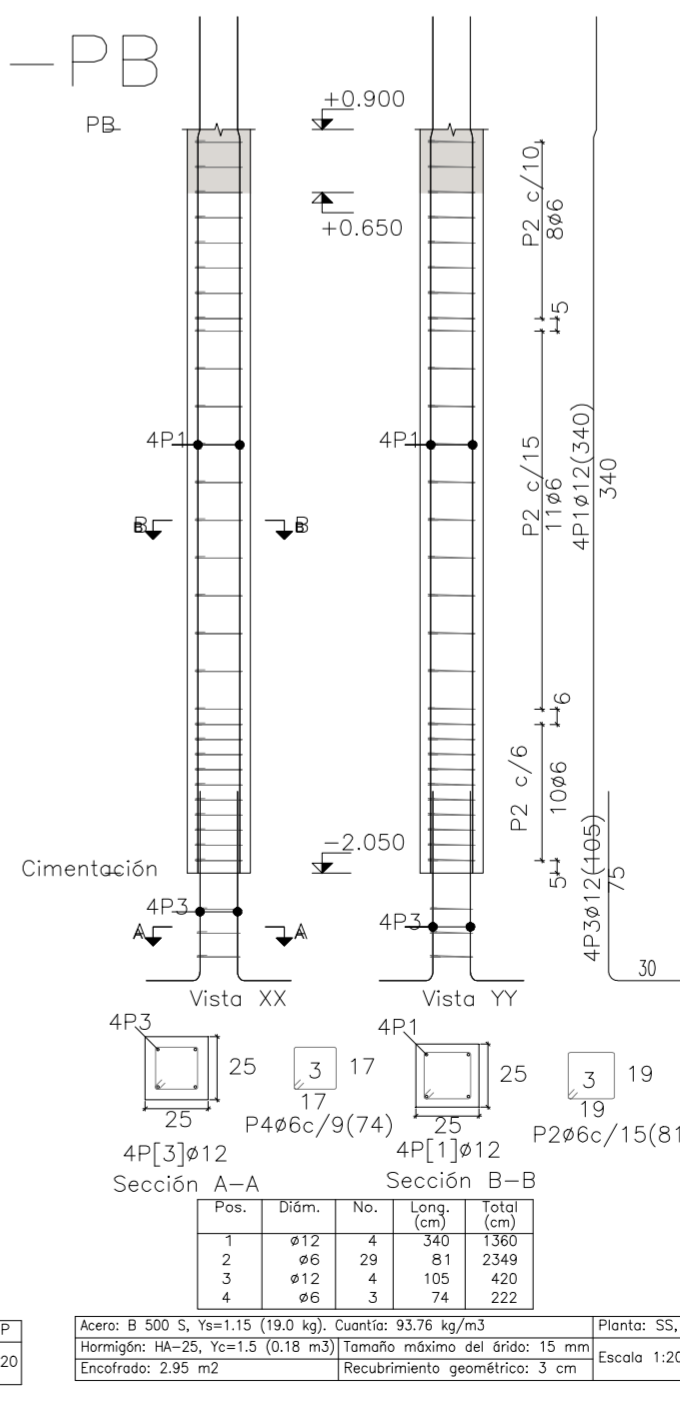
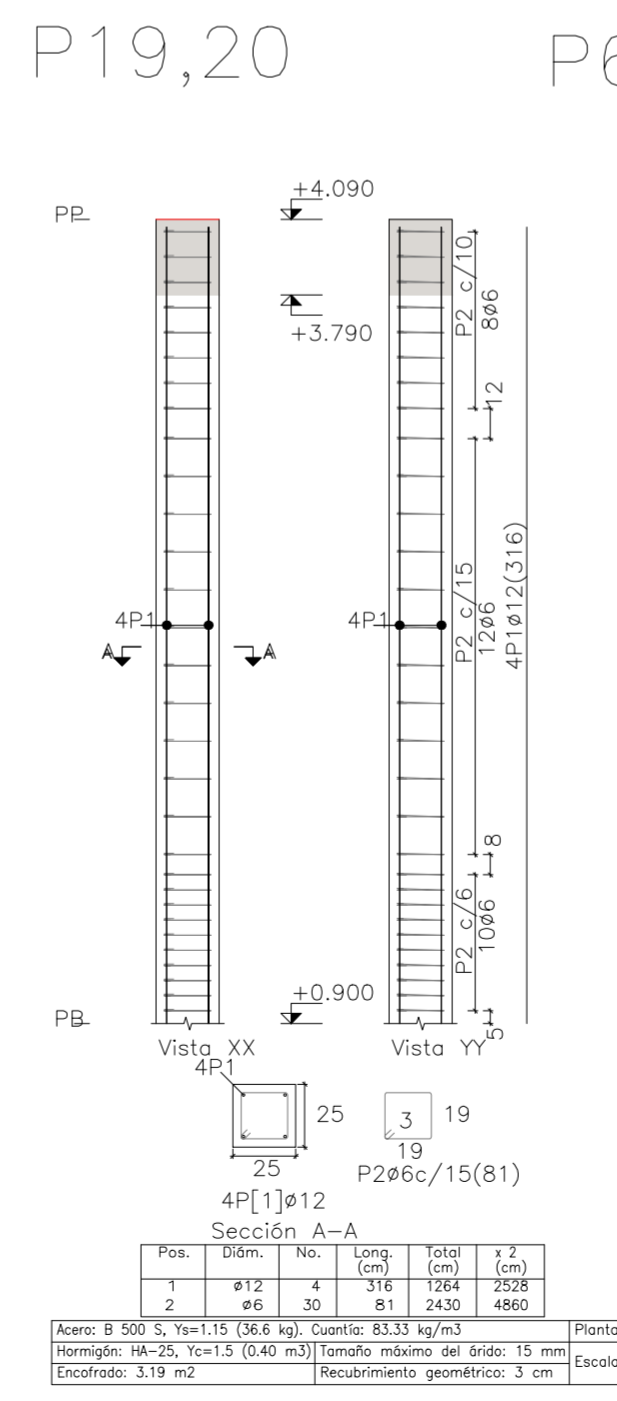
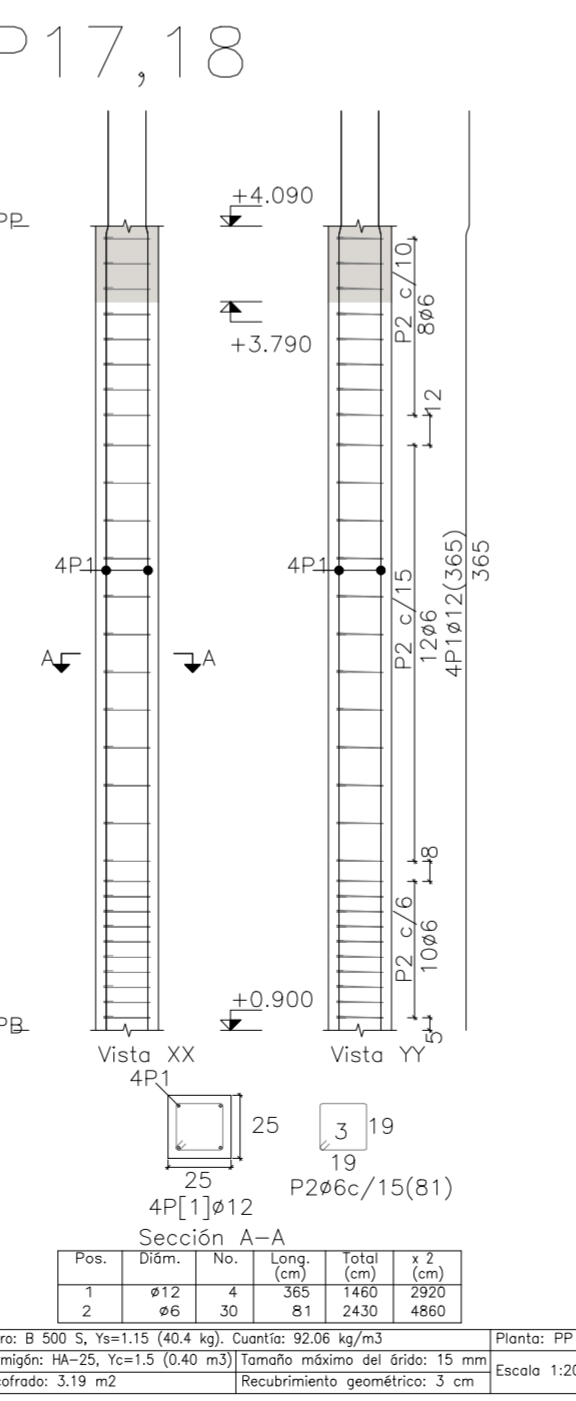
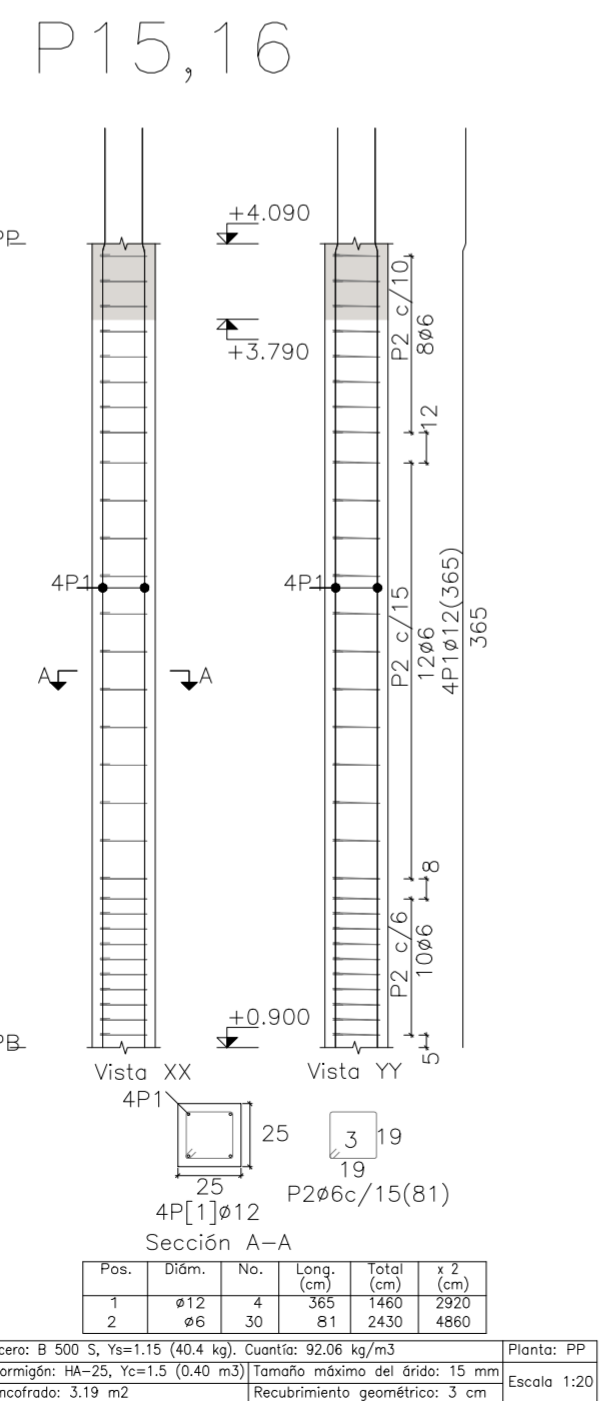
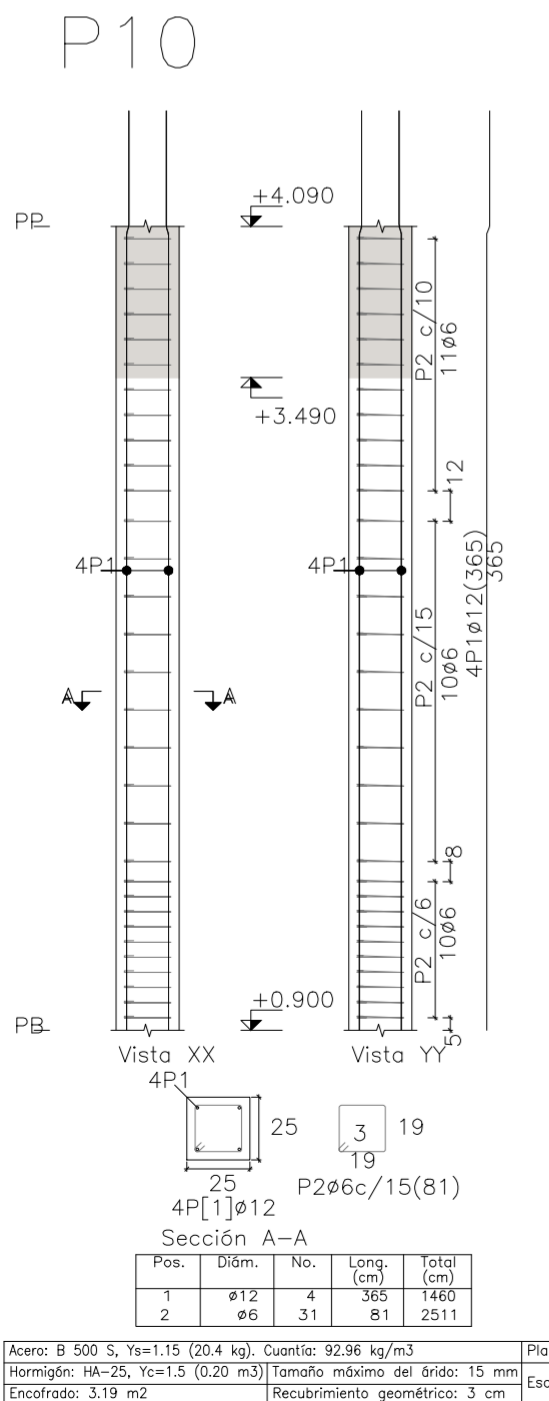
TUTOR	CARLOS RIBAS GONZÁLEZ
AUTORA	ALBA MARTÍNEZ RODRÍGUEZ

ANÁLISIS URBANÍSTICO Y ESTRUCTURAL EN VIVIENDA UNIFAMILIAR AISLADA	
CALLE AGUSTÍN BUADES FRAU, 10.	Emplazamiento
SON VERI, MARRATXI.	Municipio
MEMORIA FIN DE GRADO.	Documento
Detalles 1:25	Escala
A2	Tamaño de plano.
14 SEPTIEMBRE 2018.	Edición plano

Estructura.
 Despiece de pilares PB.
 12



Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Tot. (cm)	Acero (kg)
P1	1	ø6	28	[Diagram]	81	2268	5.0
	Total						
P2	1	ø12	4	[Diagram]	365	1460	13.0
	2	ø6	31	[Diagram]	81	2511	5.6
Total							20.5
P3,4,8, P11,12	1	ø12	4	[Diagram]	365	1460	13.0
	2	ø6	30	[Diagram]	81	2430	5.4
Total							20.2
P5-P9-P13-P14	1	ø6	28	[Diagram]	81	2268	5.0
	Total						
P6	1	ø12	4	[Diagram]	365	1460	13.0
	2	ø6	32	[Diagram]	81	2592	5.8
Total							20.7
P10	1	ø12	4	[Diagram]	365	1460	13.0
	2	ø6	31	[Diagram]	81	2511	5.6
Total							20.5
P15-P16	1	ø12	4	[Diagram]	365	1460	13.0
	2	ø6	30	[Diagram]	81	2430	5.4
Total							20.7
P17-P18	1	ø12	4	[Diagram]	365	1460	13.0
	2	ø6	30	[Diagram]	81	2430	5.4
Total							20.2
P19-P20	1	ø12	4	[Diagram]	365	1460	13.0
	2	ø6	30	[Diagram]	81	2430	5.4
Total							20.2
P6-PB	1	ø12	4	[Diagram]	340	1360	12.1
	2	ø6	29	[Diagram]	81	2349	5.2
	3	ø12	4	[Diagram]	105	420	3.7
	4	ø6	3	[Diagram]	74	222	0.5
Total							23.7



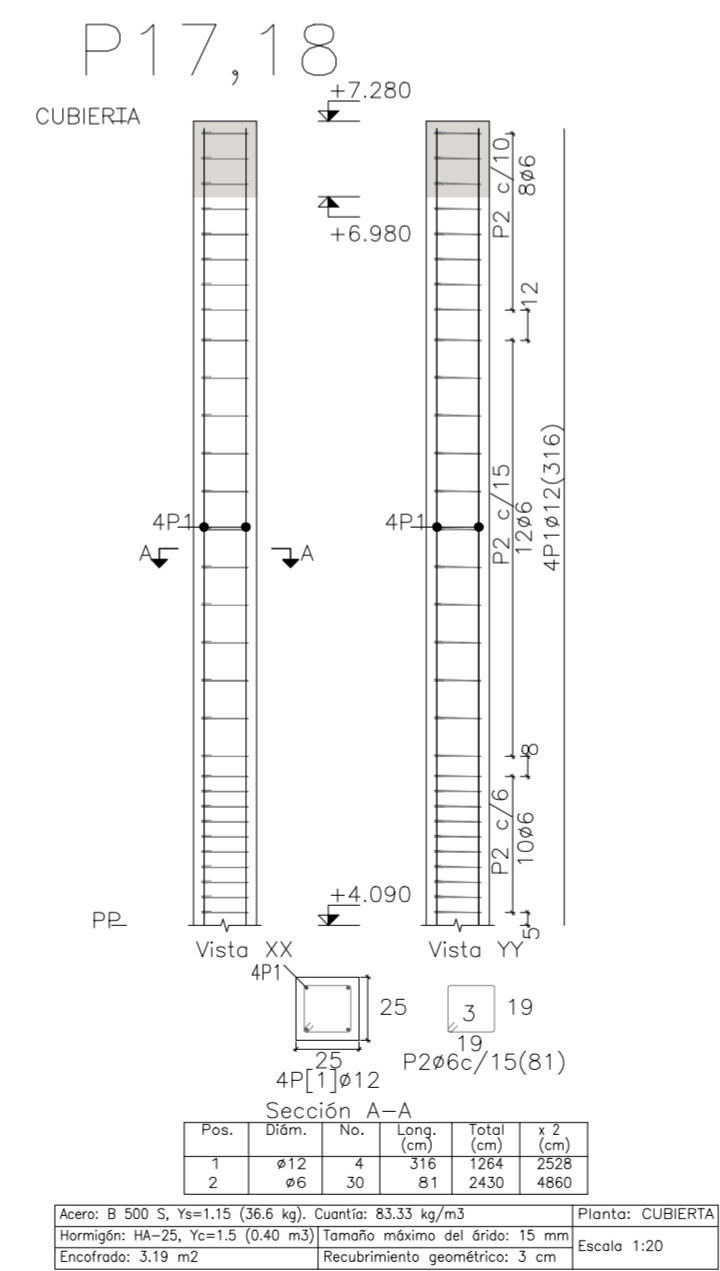
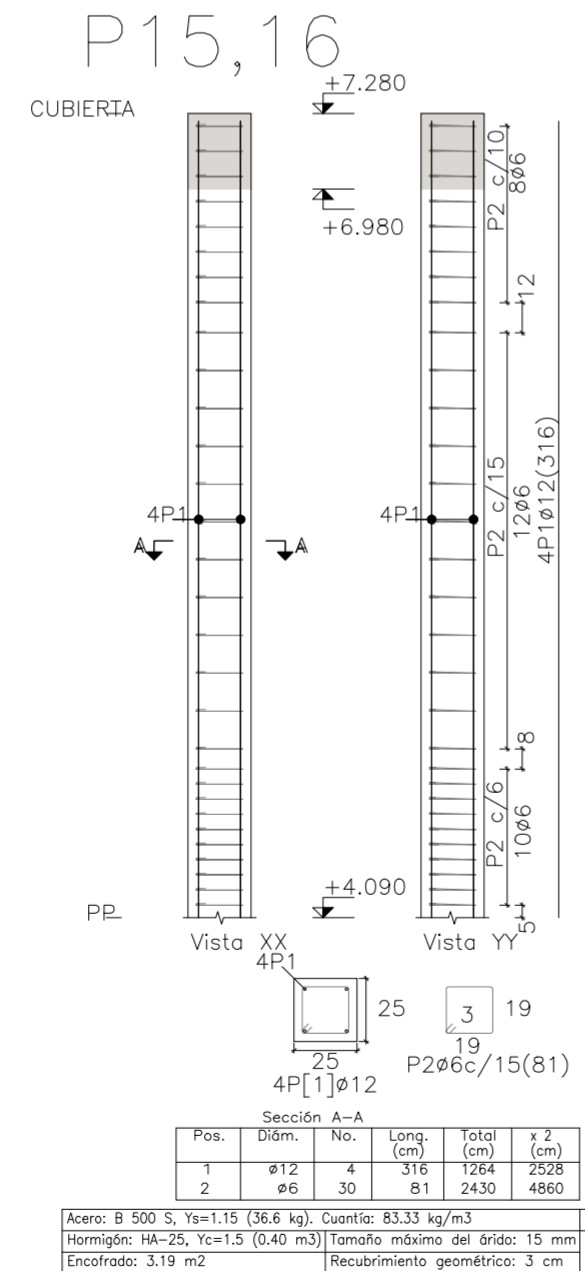
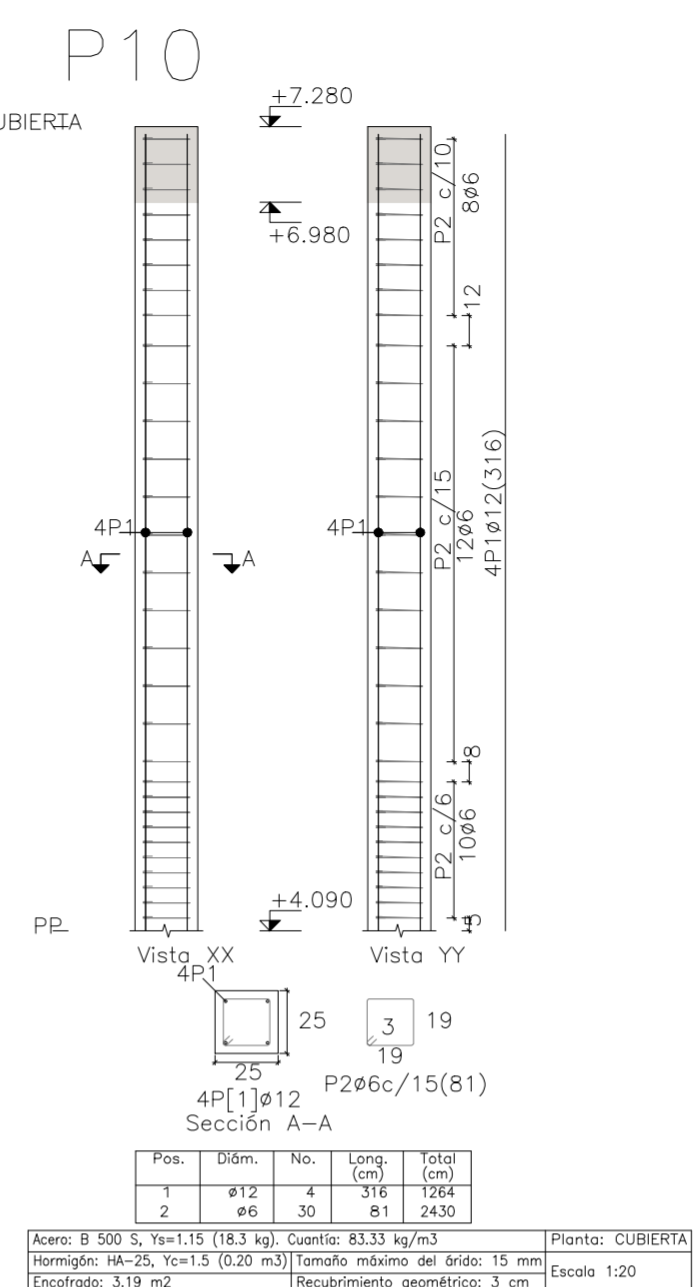
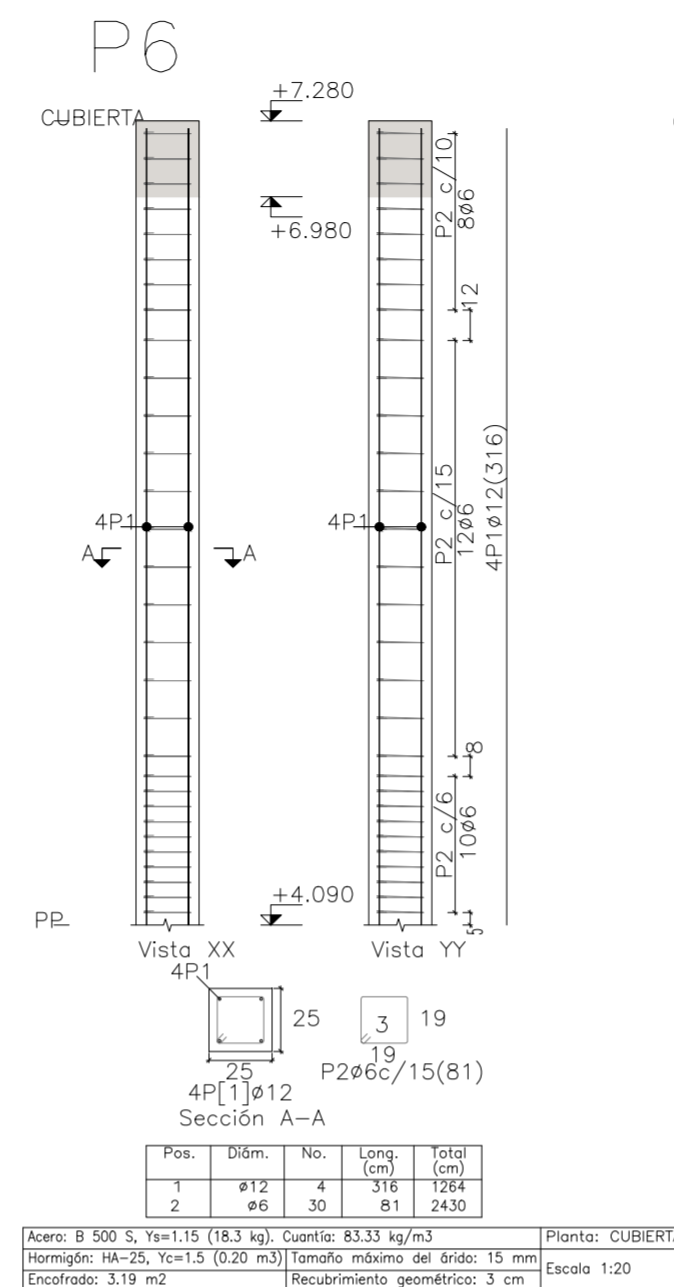
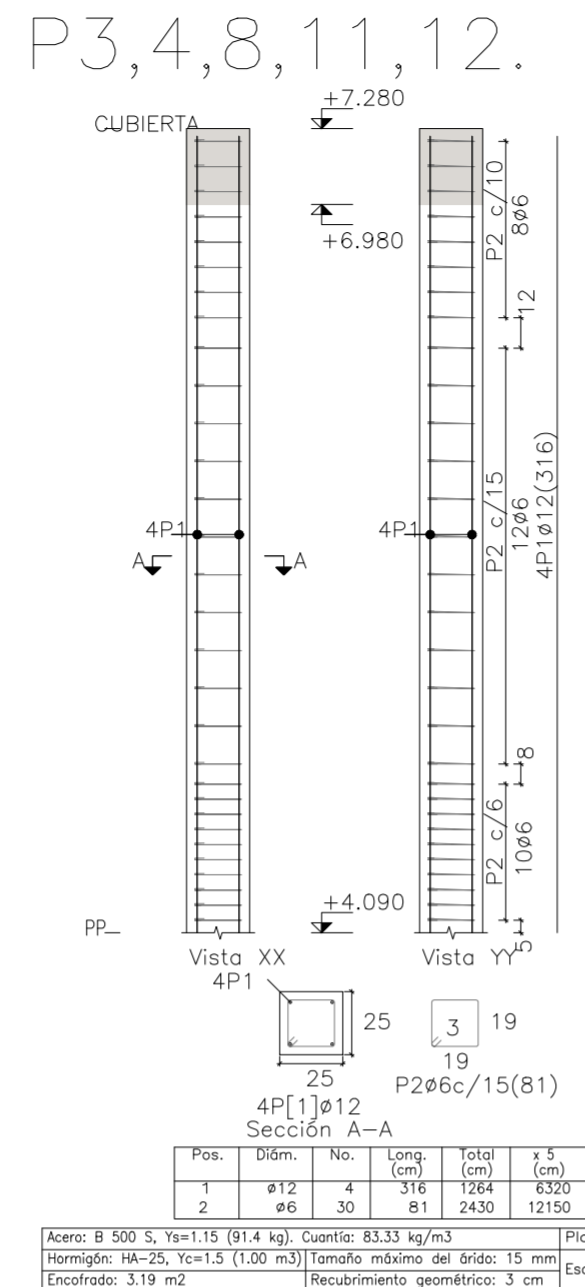
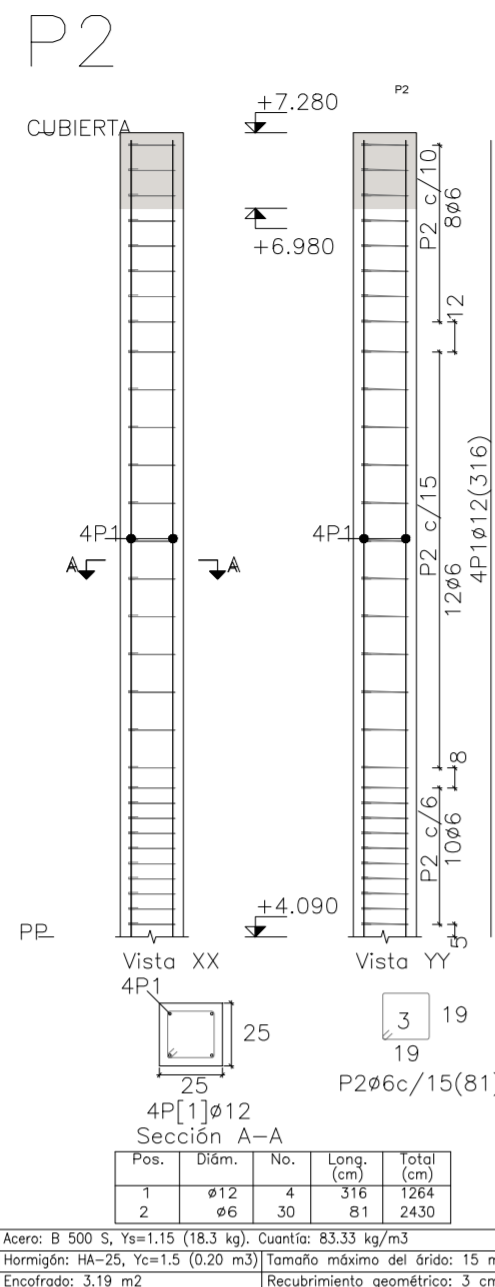
Tipo	Valor
Acero en barras	B-500S; Ys=1.15,
Acero en estribos	B-500S; Ys=1.15,
Cimentación	HA-25; Yc=1.5,
Muros	HA-25; Yc=1.5,
Jacenas	HA-25; Yc=1.5,
Pilares	HA-25; Yc=1.5,
Recubrimiento nominal	30 mm,
Recubrimiento mecánico	150 mm,

MEMORIA FIN DE GRADO
GRADO EN EDIFICACIÓN
AÑO ACADÉMICO 2017-2018

TUTOR: CARLOS RIBAS GONZÁLEZ
 AUTORA: ALBA MARTÍNEZ RODRÍGUEZ

ANÁLISIS URBANÍSTICO Y ESTRUCTURAL EN VIVIENDA UNIFAMILIAR AISLADA

CALLE AGUSTÍN BUADES FRAU, 10. Emplazamiento
 SON VERI, MARRATXI. Municipio
 MEMORIA FIN DE GRADO. Documento
 Detalles 1:20. Escala
 A2. Tamaño de plano.
 14, SEPTIEMBRE, 2018. Edición plano



Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)
P2	1	ø12	4	316	316	1264	11.2
	2	ø6	30	81	81	2430	5.4
Total							18.3
P3,4,8,11,12	1	ø12	4	316	316	1264	11.2
	2	ø6	30	81	81	2430	5.4
Total							18.3
P6	1	ø12	4	316	316	1264	11.2
	2	ø6	30	81	81	2430	5.4
Total							18.3
P7	1	ø12	4	316	316	1264	11.2
	2	ø6	31	81	81	2511	5.6
Total							18.5
P17-P18	1	ø12	4	316	316	1264	11.2
	2	ø6	30	81	81	2430	5.4
Total							18.3
P10	1	ø12	4	316	316	1264	11.2
	2	ø6	30	81	81	2430	5.4
Total							18.3
P15-P16	1	ø12	4	316	316	1264	11.2
	2	ø6	30	81	81	2430	5.4
Total							18.3

Tipo	Valor
Acero en barras	B-500S; Ys=1.15.
Acero en estribos	B-500S; Ys=1.15.
Cimentación	HA-25; Yc=1.5.
Muros	HA-25; Yc=1.5.
Jacenas	HA-25; Yc=1.5.
Pilares	HA-25; Yc=1.5.
Recubrimiento nominal	30 mm.
Recubrimiento mecánico	150 mm.

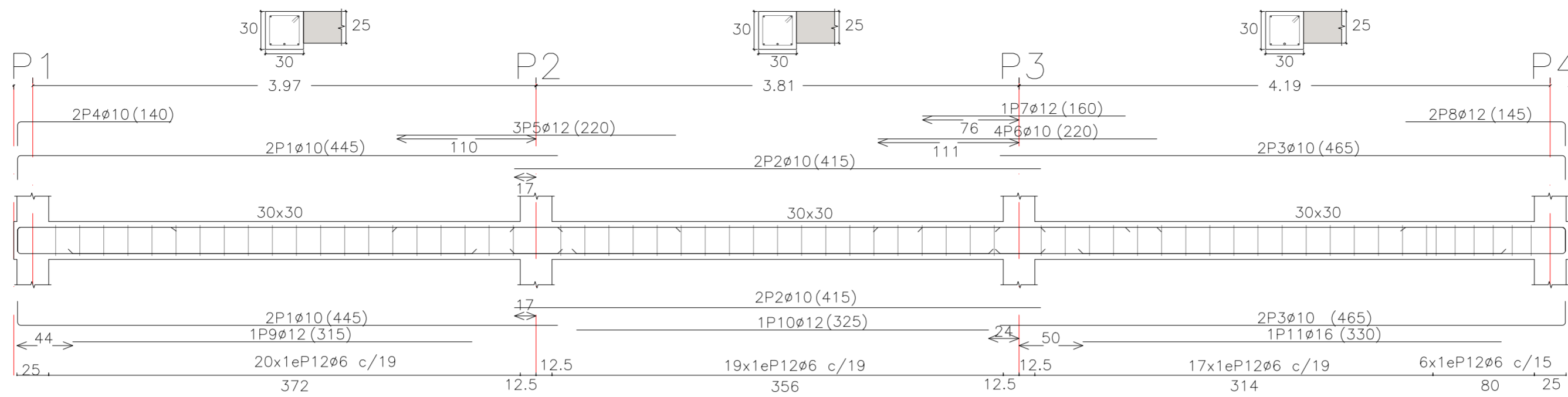
MEMORIA FIN DE GRADO
GRADO EN EDIFICACIÓN
AÑO ACADÉMICO 2017-2018

TUTOR	CARLOS RIBAS GONZÁLEZ
AUTORA	ALBA MARTÍNEZ RODRÍGUEZ

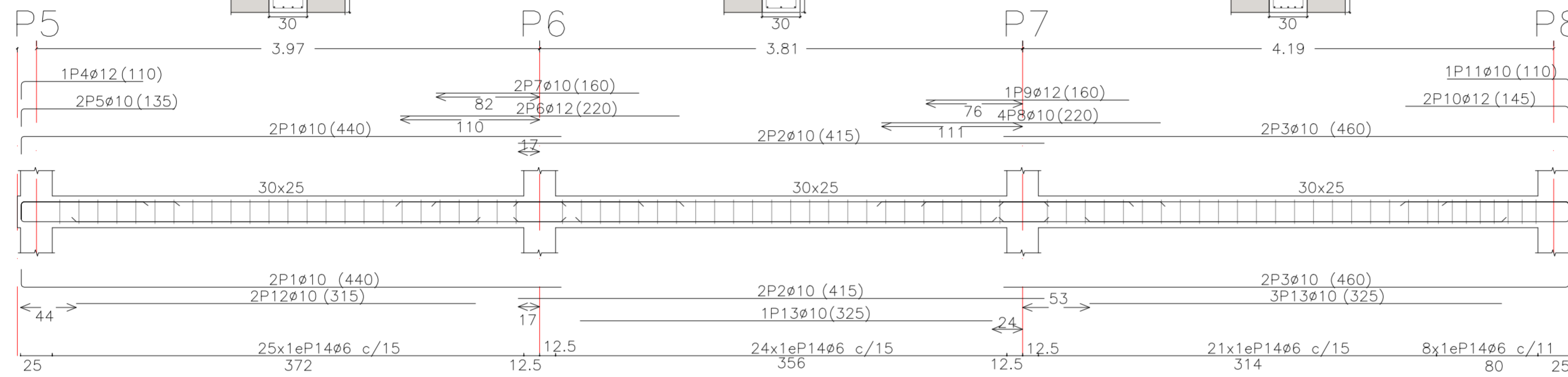
ANÁLISIS URBANÍSTICO Y ESTRUCTURAL EN VIVIENDA UNIFAMILIAR AISLADA

CALLE AGUSTÍN BUADES FRAU, 10.	Emplazamiento
SON VERI, MARRATXI.	Municipio
MEMORIA FIN DE GRADO.	Documento
Detalles 1:30	Escala
A2	Tamaño de plano.
14, SEPTIEMBRE, 2018.	Edición plano

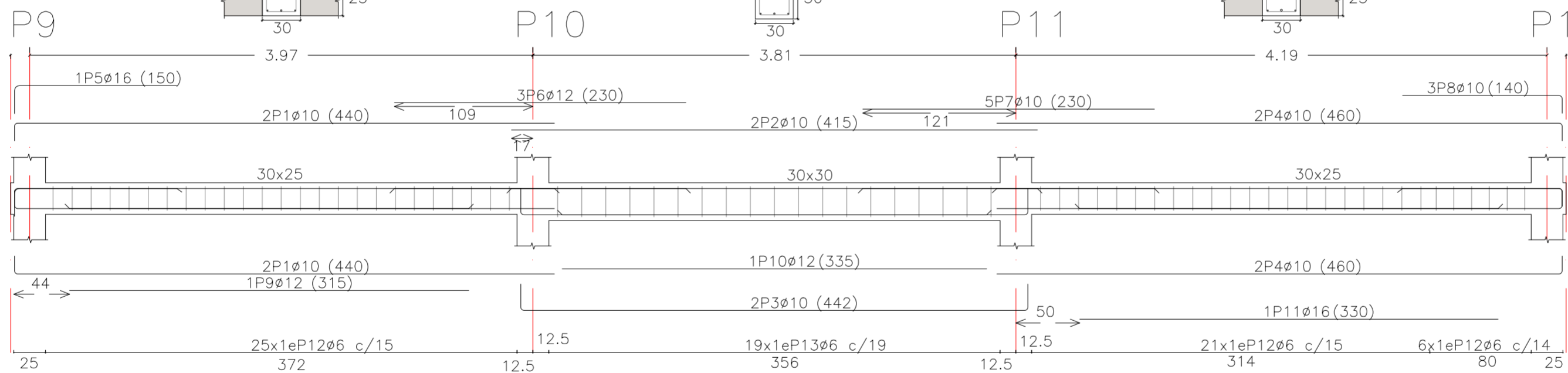
Pórtico 4 PB



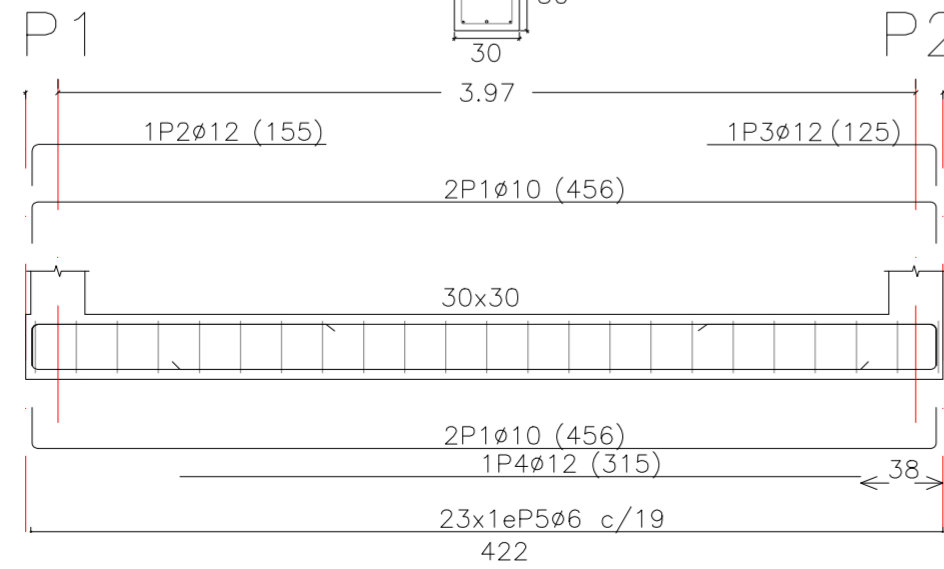
Pórtico 3 PB



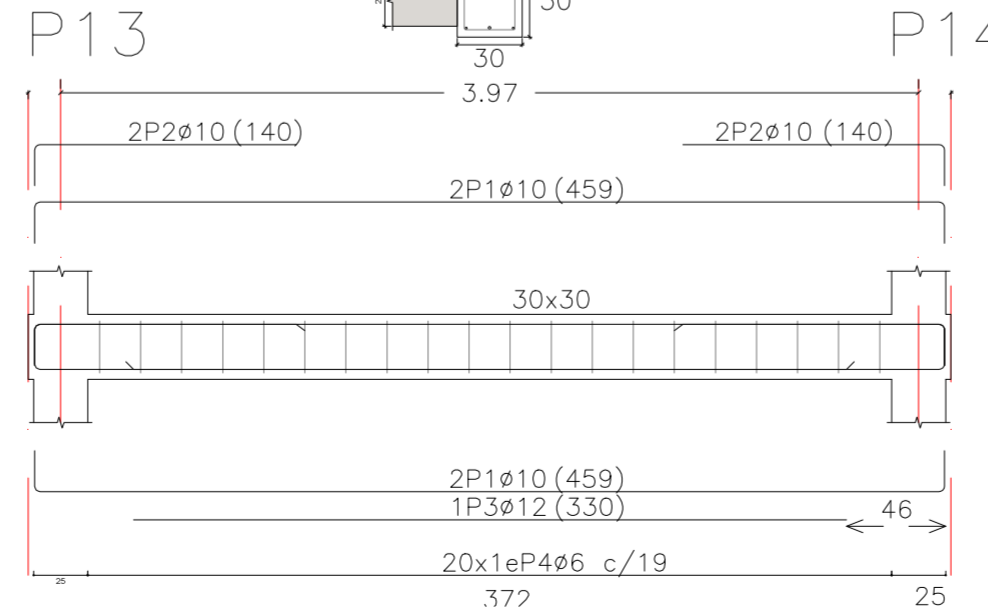
Pórtico 2 PB



Pórtico 1 semisótano



Pórtico 1 PB



Elemento	Pos.	Díam.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)
Pórtico 2	1	ø10	4	426	440	1760	10.9
	2	ø10	2	415	415	830	5.1
	3	ø10	2	400	442	884	5.5
	4	ø10	4	446	460	1840	11.3
	5	ø16	1	128	150	150	2.4
	6	ø12	3	230	230	690	6.1
	7	ø10	5	230	230	1150	7.1
	8	ø10	3	126	140	420	2.6
	9	ø12	1	315	315	315	2.8
	10	ø12	1	335	335	335	3.0
	11	ø16	1	330	330	330	5.2
	12	ø6	52	18	96	4992	11.1
	13	ø6	19	23	106	2014	4.5
Total+10%:							85.4


Elemento	Pos.	Díam.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)
Pórtico 3	1	ø10	4	426	440	1760	10.9
	2	ø10	4	415	415	1660	10.2
	3	ø10	4	446	460	1840	11.3
	4	ø12	1	96	110	110	1.0
	5	ø10	2	121	135	270	1.7
	6	ø12	2	220	220	440	3.9
	7	ø10	2	160	160	320	2.0
	8	ø10	4	220	220	880	5.4
	9	ø12	1	160	160	160	1.4
	10	ø12	2	129	145	290	2.6
	11	ø10	1	96	110	110	0.7
	12	ø10	2	315	315	630	3.9
	13	ø10	4	325	325	1300	8.0
	14	ø6	78	23	96	7488	16.6
Total+10%:							87.6

Elemento	Pos.	Díam.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)
Pórtico 4	1	ø10	4	426	445	1780	11.0
	2	ø10	4	415	415	1660	10.2
	3	ø10	4	446	465	1860	11.5
	4	ø10	2	121	140	280	1.7
	5	ø12	3	220	220	660	5.9
	6	ø10	4	220	220	880	5.4
	7	ø12	1	160	160	160	1.4
	8	ø12	2	126	145	290	2.6
	9	ø12	1	315	315	315	2.8
	10	ø12	1	325	325	325	2.9
	11	ø16	1	330	330	330	5.2
	12	ø6	62	23	106	6572	14.6
Total+10%:							82.7

Elemento	Pos.	Díam.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)
Pórtico 1 SS	1	ø10	4	421	459	1836	11.3
	2	ø10	4	421	140	560	3.5
	3	ø12	1	330	330	330	2.9
	4	ø6	20	23	106	2120	4.7
Total+10%:							24.6

Elemento	Pos.	Díam.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)
Pórtico 1 PB	1	ø10	4	418	456	1824	11.2
	2	ø12	1	136	155	155	1.4
	3	ø12	1	106	125	125	1.1
	4	ø12	1	315	315	315	2.8
	5	ø6	23	23	106	2438	5.4
Total+10%:							24.1

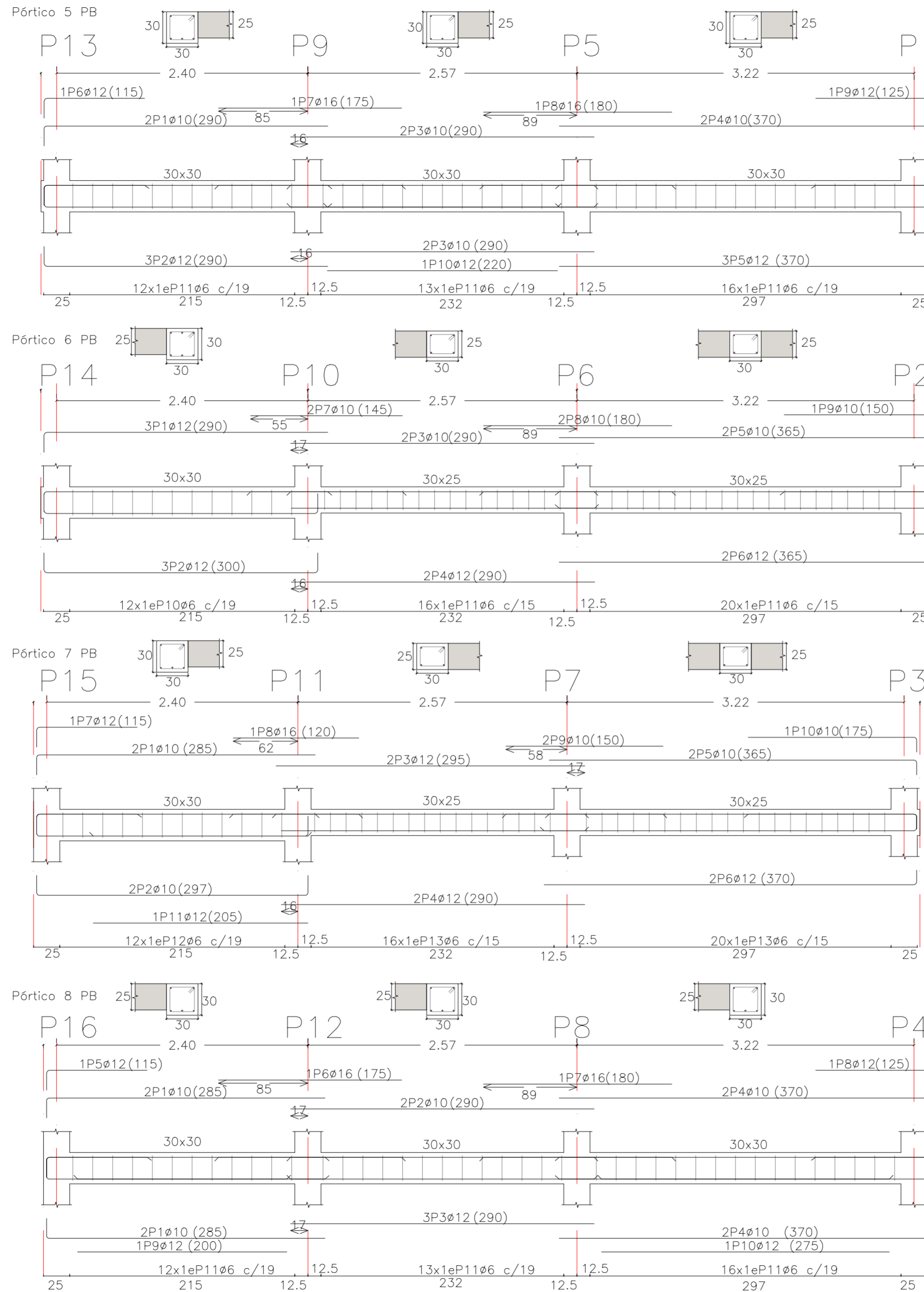
Tipo	Valor
Acero en barras	B-500S; Yc=1.15.
Acero en estribos	B-500S; Yc=1.15.
Cimentación	HA-25; Yc=1.5.
Muros	HA-25; Yc=1.5.
Jácenas	HA-25; Yc=1.5.
Pilares	HA-25; Yc=1.5.
Recubrimiento nominal	30 mm.
Recubrimiento mecánico	150 mm.


MEMORIA FIN DE GRADO
GRADO EN EDIFICACIÓN
AÑO ACADÉMICO 2017-2018

TUTOR	CARLOS RIBAS GONZÁLEZ
AUTORA	ALBA MARTÍNEZ RODRÍGUEZ

ANÁLISIS URBANÍSTICO Y ESTRUCTURAL EN VIVIENDA UNIFAMILIAR AISLADA

CALLE AGUSTÍN BUADES FRAU, 10.	Emplazamiento
SON VERI, MARRATXI.	Municipio
MEMORIA FIN DE GRADO.	Documento
Detalles 1:35	Escala
A2	Tamaño papel
14 SEPTIEMBRE 2018	Edición plano




Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)
Pórtico 5	1	ϕ 10	2	271	290	580	3.6
	2	ϕ 12	3	271	290	870	7.7
	3	ϕ 10	4	290	290	1160	7.2
	4	ϕ 10	2	351	370	740	4.6
	5	ϕ 12	3	351	370	1110	9.9
	6	ϕ 12	1	96	115	115	1.0
	7	ϕ 16	1	175	175	175	2.8
	8	ϕ 16	1	180	180	180	2.8
	9	ϕ 12	1	106	125	125	1.1
	10	ϕ 12	1	220	220	220	2.0
	11	ϕ 6	41	106	106	4346	9.6
Total							57.5
Acero							115
ϕ 10							16.9
ϕ 12							37.9
ϕ 16							5.7
Total							57.5

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)
Pórtico 6	1	ϕ 12	3	271	290	870	7.7
	2	ϕ 12	3	262	300	900	8.0
	3	ϕ 10	2	290	290	580	3.6
	4	ϕ 12	2	290	290	580	5.1
	5	ϕ 10	2	351	365	730	4.5
	6	ϕ 12	2	351	365	730	6.5
	7	ϕ 10	2	145	145	290	1.8
	8	ϕ 10	2	180	180	360	2.2
	9	ϕ 10	1	138	150	150	0.9
	10	ϕ 6	12	106	106	1272	2.8
	11	ϕ 6	36	96	96	3456	7.7
Total							55.9
Acero							114
ϕ 10							16.3
ϕ 12							37.4
ϕ 16							5.2
Total							55.9

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)
Pórtico 7	1	ϕ 10	2	288	285	570	3.5
	2	ϕ 10	2	259	297	594	3.7
	3	ϕ 12	2	295	295	590	5.2
	4	ϕ 12	2	290	290	580	5.1
	5	ϕ 10	2	351	365	730	4.5
	6	ϕ 12	2	356	370	740	6.6
	7	ϕ 12	1	96	115	115	1.0
	8	ϕ 16	1	120	120	120	1.9
	9	ϕ 10	2	150	150	300	1.8
	10	ϕ 10	1	161	175	175	1.1
	11	ϕ 12	1	205	205	205	1.8
	12	ϕ 6	12	106	106	1272	2.8
	13	ϕ 6	36	96	96	3456	7.7
Total							51.4
Acero							114
ϕ 10							16.3
ϕ 12							27.3
ϕ 16							5.7
Total							51.4

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)
Pórtico 8	1	ϕ 10	4	288	285	1140	7.0
	2	ϕ 10	2	290	290	580	3.6
	3	ϕ 12	3	290	290	870	7.7
	4	ϕ 10	4	351	370	1480	9.1
	5	ϕ 12	1	96	115	115	1.0
	6	ϕ 16	1	175	175	175	2.8
	7	ϕ 16	1	180	180	180	2.8
	8	ϕ 12	1	106	125	125	1.1
	9	ϕ 12	1	200	200	200	1.8
	10	ϕ 12	1	275	275	275	2.4
	11	ϕ 6	41	106	106	4346	9.6
Total							53.8
Acero							114
ϕ 10							21.7
ϕ 12							37.1
ϕ 16							5.7
Total							53.8

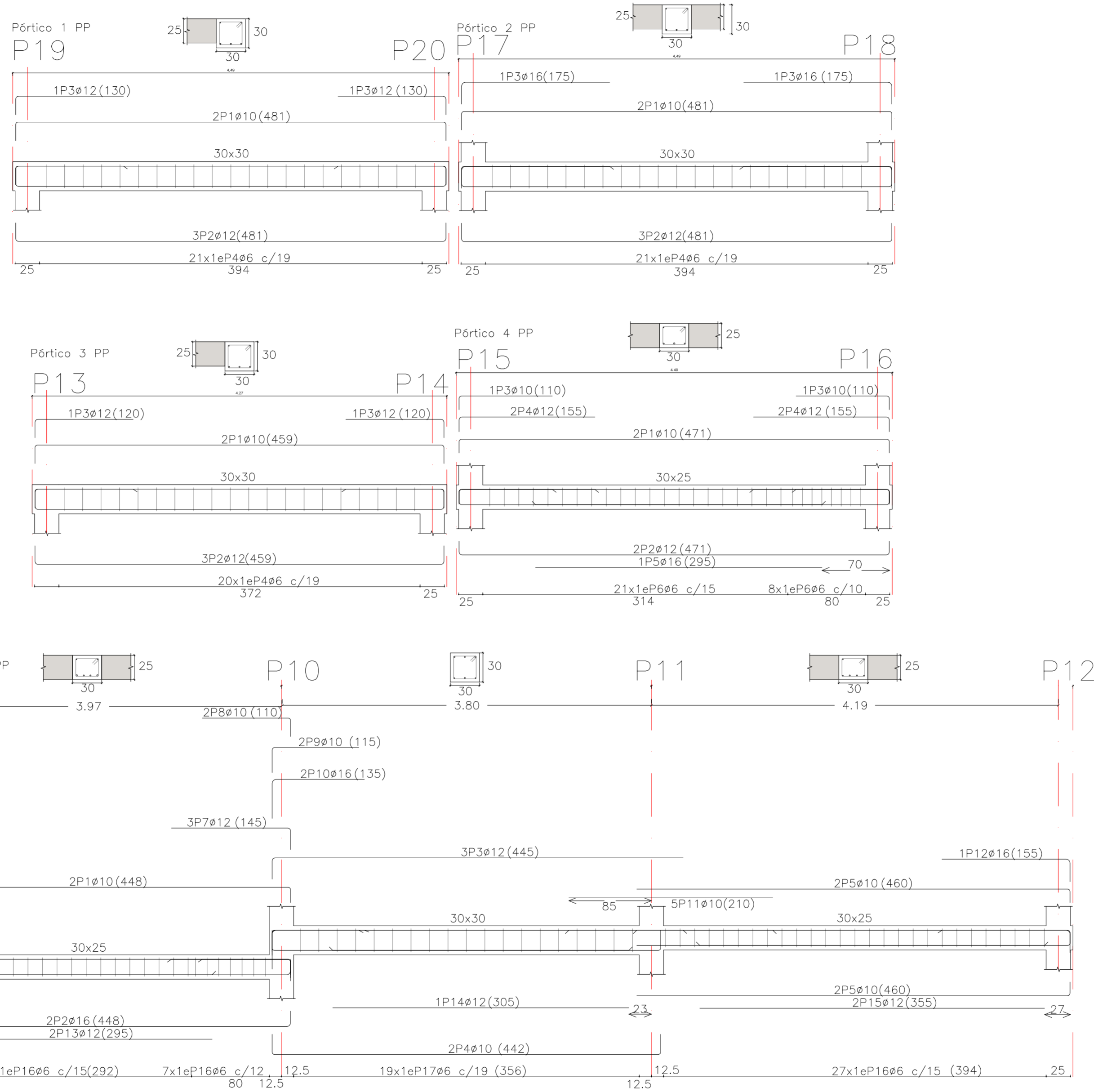
Tipo	Valor
Acero en barras	B-S00S; Yc=1.15.
Acero en estribos	B-S00S; Yc=1.15.
Cimentación	HA-25; Yc=1.5.
Muros	HA-25; Yc=1.5.
Jácenas	HA-25; Yc=1.5.
Pilares	HA-25; Yc=1.5.
Recubrimiento nominal	30 mm.
Recubrimiento mecánico	150 mm.

 **MEMORIA FIN DE GRADO**
GRADO EN EDIFICACIÓN
AÑO ACADÉMICO 2017-2018

TUTOR	CARLOS RIBAS GONZÁLEZ
AUTORA	ALBA MARTÍNEZ RODRÍGUEZ

ANÁLISIS URBANÍSTICO Y ESTRUCTURAL EN VIVIENDA UNIFAMILIAR AISLADA

CALLE AGUSTÍN BUADES FRAU, 10.	Emplazamiento
SON VERI, MARRATXI.	Municipio
MEMORIA FIN DE GRADO.	Documento
Detalles 1:20	Escala
A2	Tamaño de plano.
14 SEPTIEMBRE 2018	Edición plano



Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)
Pórtico 1	1	Ø10	2	443	481	962	5.9
	2	Ø12	3	443	481	1443	12.8
	3	Ø12	2	111	130	260	2.3
	4	Ø6	21	23	106	2226	4.9
Total+10%							28.5
Ø6: 5.4 Ø10: 16.6 Ø12: 16.6 Total: 28.5							

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)
Pórtico 2	1	Ø10	2	443	481	962	5.9
	2	Ø12	3	443	481	1443	12.8
	3	Ø16	2	153	175	350	5.5
	4	Ø6	21	23	106	2226	4.9
Total+10%							32.0
Ø6: 5.4 Ø10: 16.6 Ø12: 16.6 Ø16: 16.0 Total: 32.0							

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)
Pórtico 3	1	Ø10	2	421	459	918	5.7
	2	Ø12	3	421	459	1377	12.2
	3	Ø12	2	101	120	240	2.1
	4	Ø6	20	23	106	2120	4.7
Total+10%							27.2
Ø6: 5.7 Ø10: 16.6 Ø12: 16.6 Total: 27.2							

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)
Pórtico 4	1	Ø10	2	443	471	942	5.8
	2	Ø12	2	443	471	942	8.4
	3	Ø10	2	96	110	220	1.4
	4	Ø12	4	140	155	620	5.5
	5	Ø16	1	295	295	295	4.7
	6	Ø6	29	23	96	2784	6.2
Total+10%							35.2
Ø6: 6.8 Ø10: 7.9 Ø12: 15.3 Ø16: 3.2 Total: 35.2							

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)
Pórtico 5	1	Ø10	2	419	448	896	5.5
	2	Ø16	2	419	448	896	14.1
	3	Ø12	3	423	445	1335	11.9
	4	Ø10	2	400	442	884	5.5
	5	Ø10	4	446	460	1840	11.3
	6	Ø10	1	101	115	115	0.7
	7	Ø12	3	123	145	435	3.9
	8	Ø10	2	91	110	220	1.4
	9	Ø10	2	89	115	230	1.4
	10	Ø16	2	95	135	270	4.3
	11	Ø10	5	210	210	1050	6.5
	12	Ø16	1	132	155	155	2.4
	13	Ø12	2	295	295	590	5.2
	14	Ø12	1	305	305	305	2.7
	15	Ø12	2	355	355	710	6.3
	16	Ø6	54	23	96	5184	11.5
	17	Ø6	19	23	106	2014	4.5
Total+10%							109.0

Tipo	Valor
Acero en barras	B-500S; Ys=1.15.
Acero en estribos	B-500S; Ys=1.15.
Cimentación	HA-25; Yc=1.5.
Muros	HA-25; Yc=1.5.
Jácenas	HA-25; Yc=1.5.
Pilares	HA-25; Yc=1.5.
Recubrimiento nominal	30 mm.
Recubrimiento mecánico	150 mm.

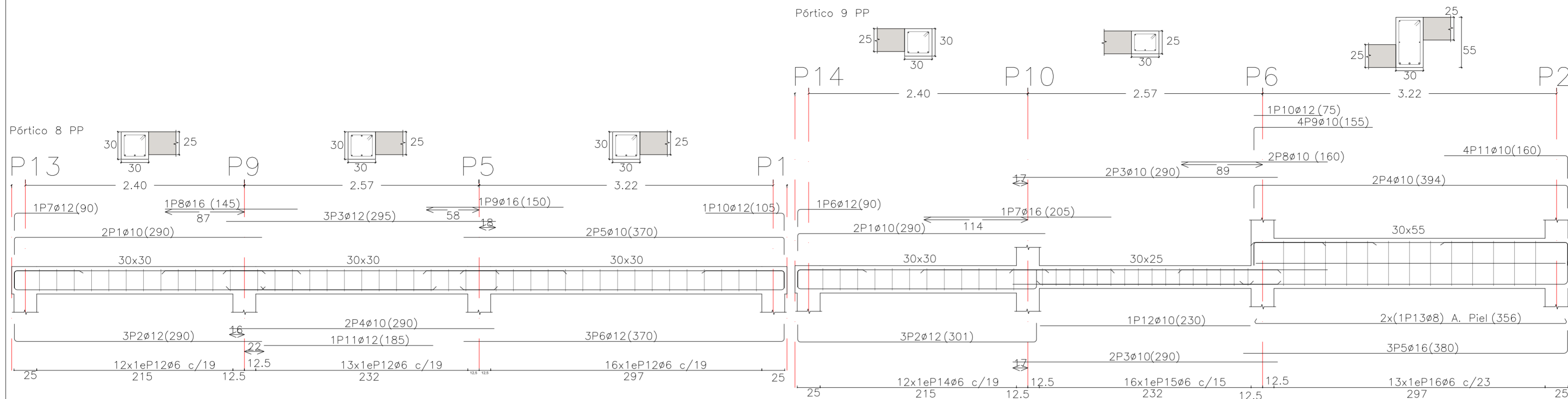
MEMORIA FIN DE GRADO
GRADO EN EDIFICACIÓN
AÑO ACADÉMICO 2017-2018

TUTOR: CARLOS RIBAS GONZÁLEZ

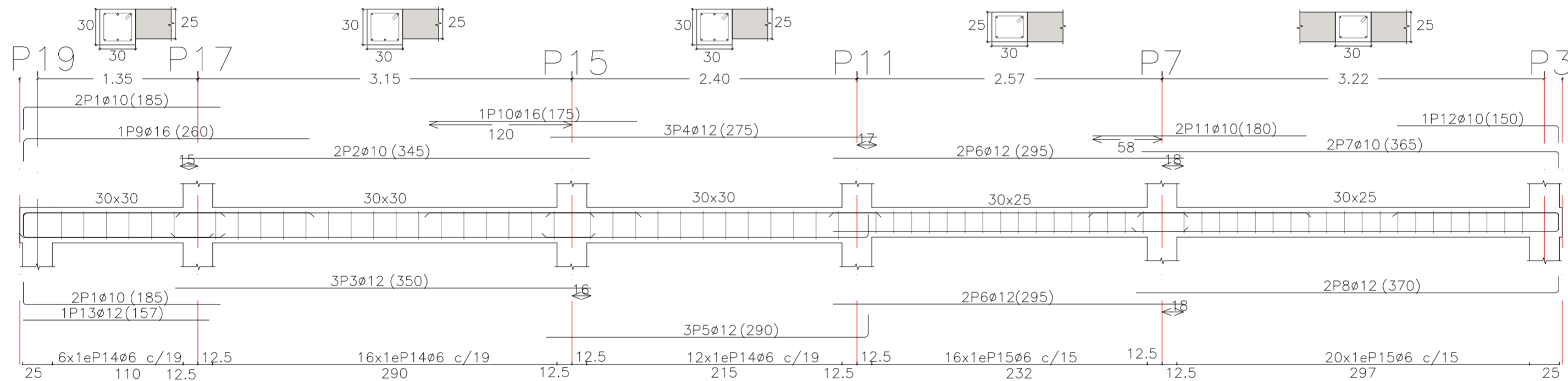
AUTORA: ALBA MARTÍNEZ RODRÍGUEZ

ANÁLISIS URBANÍSTICO Y ESTRUCTURAL EN VIVIENDA UNIFAMILIAR AISLADA

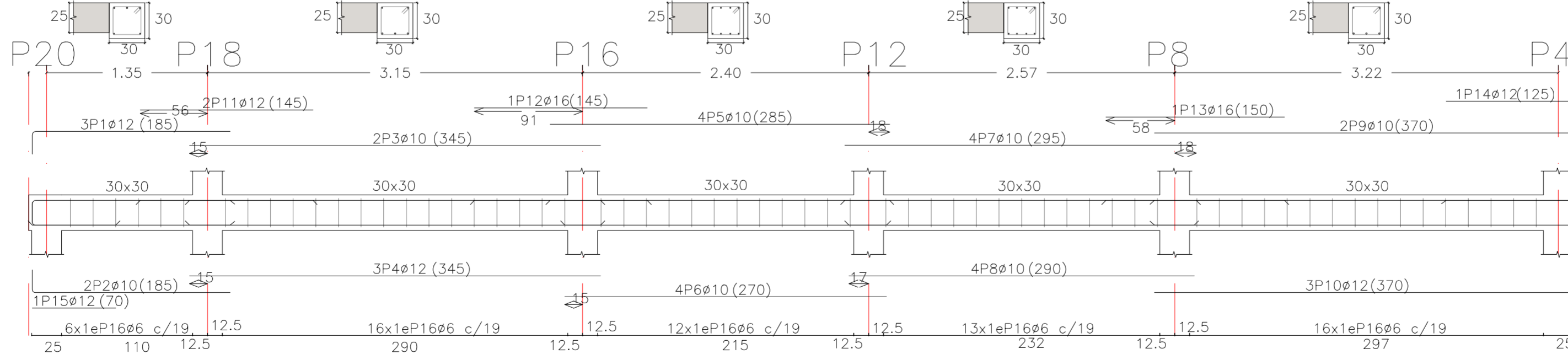
CALLE AGUSTÍN BUADES FRAU, 10.	Emplazamiento
SON VERI, MARRATXI.	Municipio
MEMORIA FIN DE GRADO.	Documento
Detalles 1:20	Escala
A2	Tamaño de plano.
14. SEPTIEMBRE 2018	Edición plano



Pórtico 10 PP



Pórtico 11 PP




Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long (cm)	Totol (cm)	Acero (kg)
Pórtico 8	1	Ø10	2	271	290	561	3.6
	2	Ø12	3	271	290	561	7.7
	3	Ø12	3	295	295	590	7.9
	4	Ø10	2	290	290	580	3.6
	5	Ø10	2	351	370	721	4.6
	6	Ø12	3	351	370	721	9.9
	7	Ø12	1	71	90	161	0.8
	8	Ø16	1	145	145	290	2.3
	9	Ø16	1	150	150	300	2.4
	10	Ø12	1	86	105	191	0.9
	11	Ø12	1	185	185	370	1.6
	12	Ø6	41	Ø23	106	4346	9.6
10Ø110C							85.4
Ø10							26.1
Ø12							92.3
Ø16							103.8

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long (cm)	Totol (cm)	Acero (kg)
Pórtico 9	1	Ø10	2	271	290	561	3.6
	2	Ø12	3	271	290	561	8.0
	3	Ø10	4	290	290	580	7.2
	4	Ø10	2	344	344	688	4.9
	5	Ø16	3	355	360	1140	18.0
	6	Ø12	1	71	90	161	0.8
	7	Ø16	1	205	205	410	3.2
	8	Ø10	2	160	160	320	2.0
	9	Ø10	4	130	155	285	3.8
	10	Ø12	1	75	75	150	0.7
	11	Ø10	4	135	160	295	3.9
	12	Ø10	1	230	230	460	1.4
	13	Ø8	2	344	356	700	2.8
	14	Ø6	12	Ø23	106	1272	2.8
	15	Ø6	16	Ø23	96	1536	3.4
	16	Ø6	13	Ø23	156	2028	4.5
10Ø110C							78.1
Ø10							11.8
Ø12							29.0
Ø16							114.4
Ø20							78.1

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long (cm)	Totol (cm)	Acero (kg)
Pórtico 10	1	Ø10	4	166	185	351	4.8
	2	Ø10	2	145	145	290	4.3
	3	Ø12	3	166	166	332	9.3
	4	Ø12	3	275	275	550	7.3
	5	Ø12	3	211	290	501	7.7
	6	Ø12	4	295	295	1180	10.5
	7	Ø10	2	351	355	706	4.5
	8	Ø12	2	356	370	726	6.6
	9	Ø16	1	241	260	501	4.1
	10	Ø16	1	175	175	350	2.8
	11	Ø10	2	180	180	360	2.2
	12	Ø10	1	136	150	286	0.9
	13	Ø12	1	157	157	314	1.4
	14	Ø6	34	Ø23	106	3604	8.0
	15	Ø6	36	Ø23	96	3456	7.7
10Ø110C							90.1
Ø10							11.8
Ø12							29.0
Ø16							114.4
Ø20							78.1

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long (cm)	Totol (cm)	Acero (kg)
Pórtico 11	1	Ø12	3	166	185	351	4.9
	2	Ø10	2	166	185	351	2.3
	3	Ø10	2	145	145	290	4.3
	4	Ø12	3	145	145	440	9.2
	5	Ø10	4	285	285	1140	7.0
	6	Ø10	4	270	270	1080	6.7
	7	Ø10	4	295	295	1180	7.3
	8	Ø10	4	290	290	1160	7.2
	9	Ø10	2	351	370	721	4.6
	10	Ø12	3	351	370	1110	9.9
	11	Ø12	2	145	145	290	2.6
	12	Ø16	1	145	145	290	2.3
	13	Ø16	1	150	150	300	2.4
	14	Ø12	1	106	125	231	1.1
	15	Ø12	1	70	70	140	0.6
	16	Ø6	63	Ø23	106	6678	14.8
10Ø110C							95.9
Ø10							11.8
Ø12							29.0
Ø16							114.4
Ø20							78.1

Tipo	Valor
Acero en barras	B-500S; Ys=1.15.
Acero en estribos	B-500S; Ys=1.15.
Cimentación	HA-25; Yc=1.5.
Muros	HA-25; Yc=1.5.
Jacenas	HA-25; Yc=1.5.
Pilares	HA-25; Yc=1.5.
Recubrimiento nominal	30 mm.
Recubrimiento mecánico	150 mm.

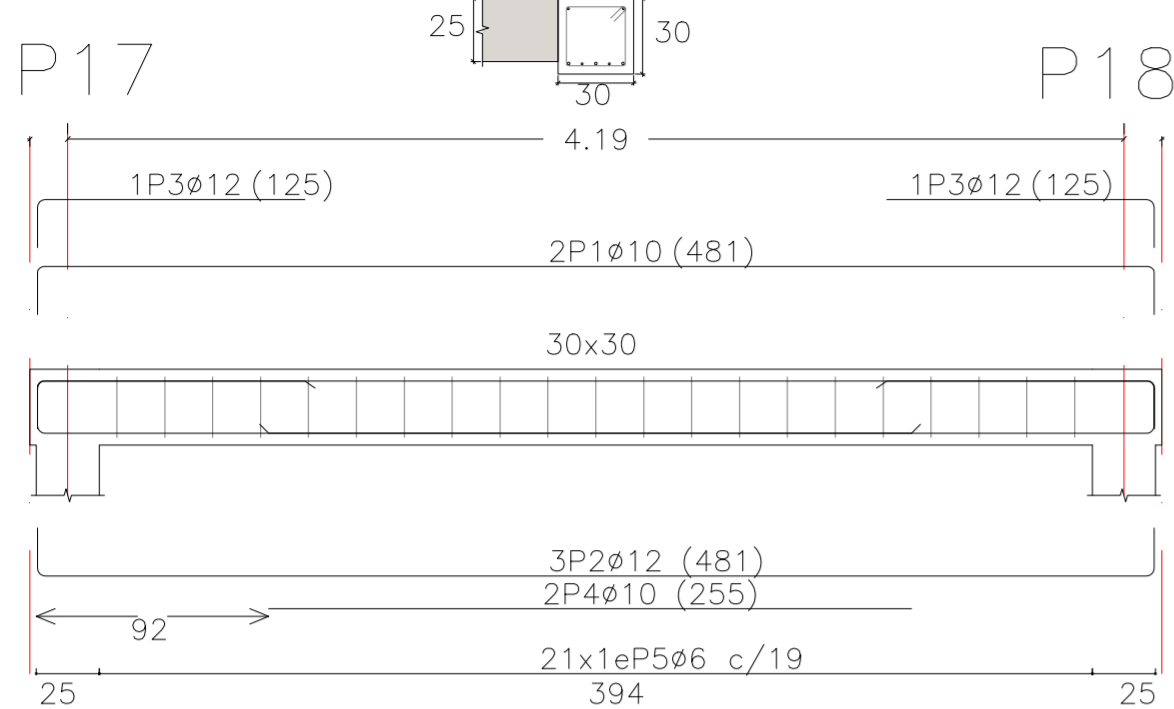

MEMORIA FIN DE GRADO
GRADO EN EDIFICACIÓN
AÑO ACADÉMICO 2017-2018

TUTOR	CARLOS RIBAS GONZÁLEZ
AUTORA	ALBA MARTÍNEZ RODRÍGUEZ

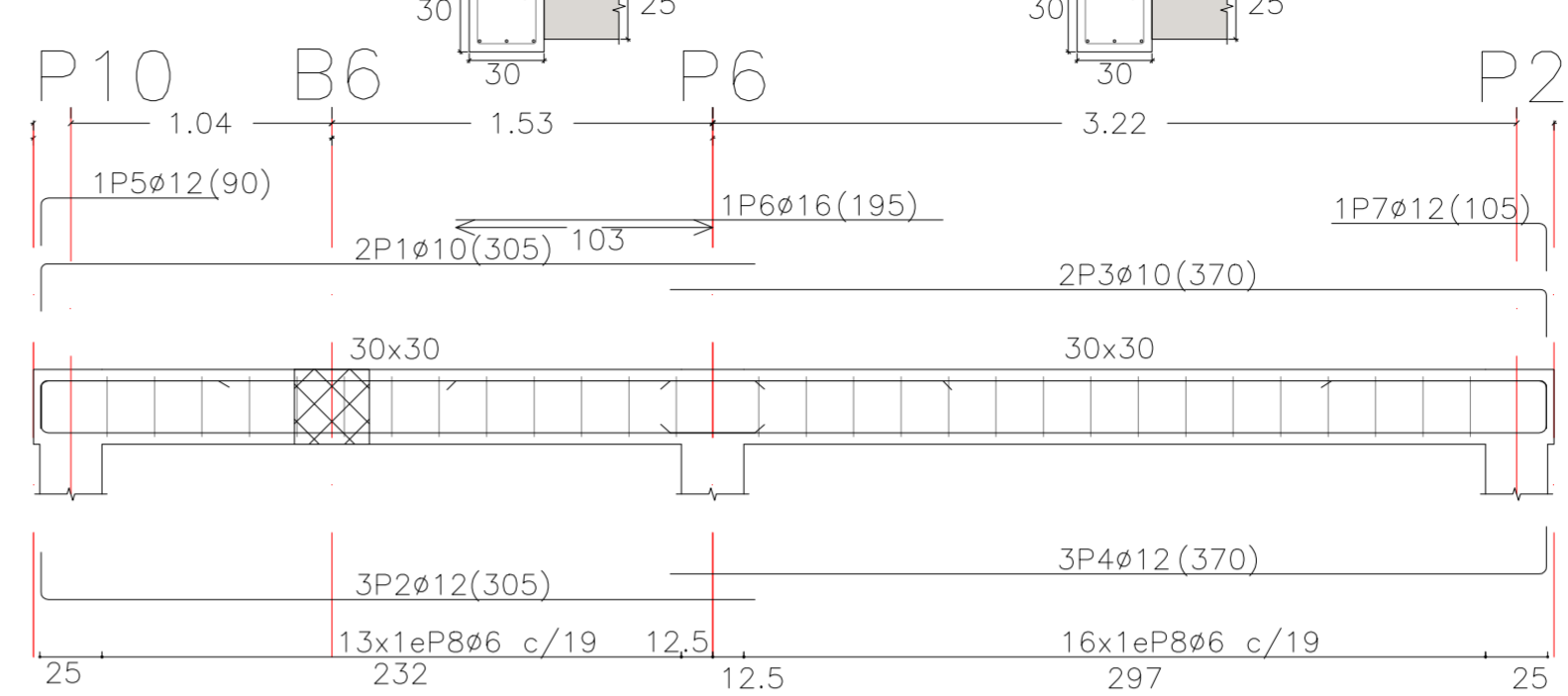
ANÁLISIS URBANÍSTICO Y ESTRUCTURAL EN VIVIENDA UNIFAMILIAR AISLADA

CALLE AGUSTÍN BUADES FRAU, 10.	Emplazamiento
SON VERI, MARRATXI.	Municipio
MEMORIA FIN DE GRADO.	Documento
Detalles 1:20	Escala
A2	Tamaño de plano.
14 SEPTIEMBRE 2018	Edición plano

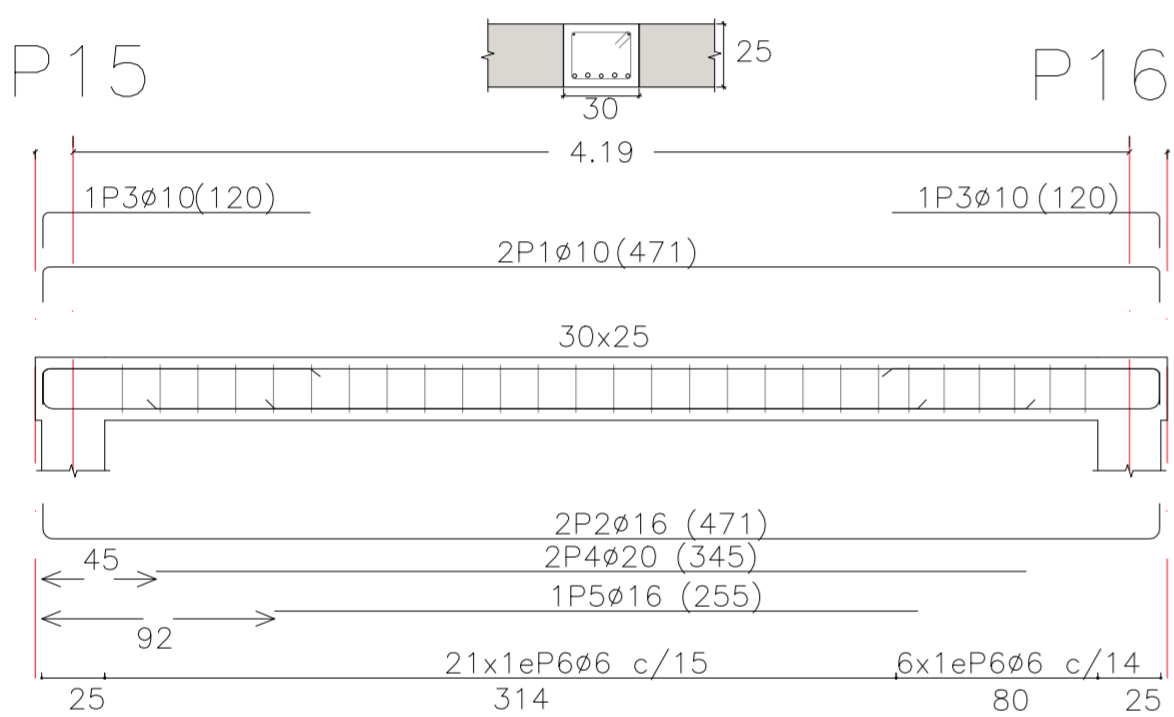
Pórtico 1 Cubierta



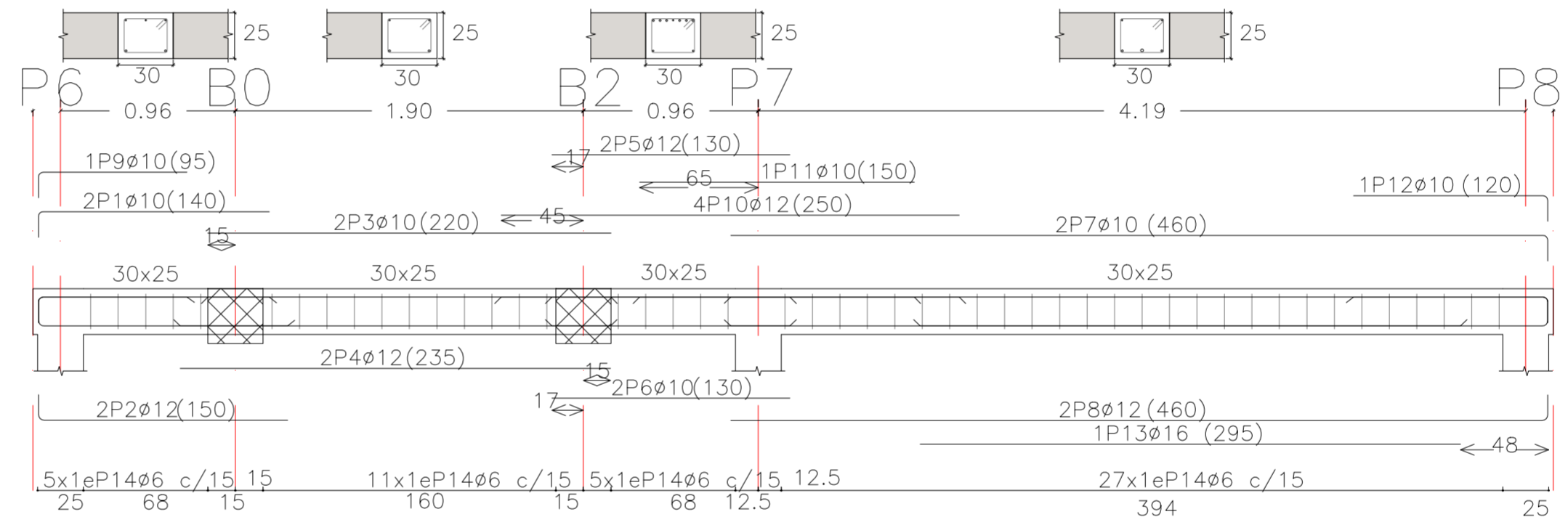
Pórtico 7 Cubierta



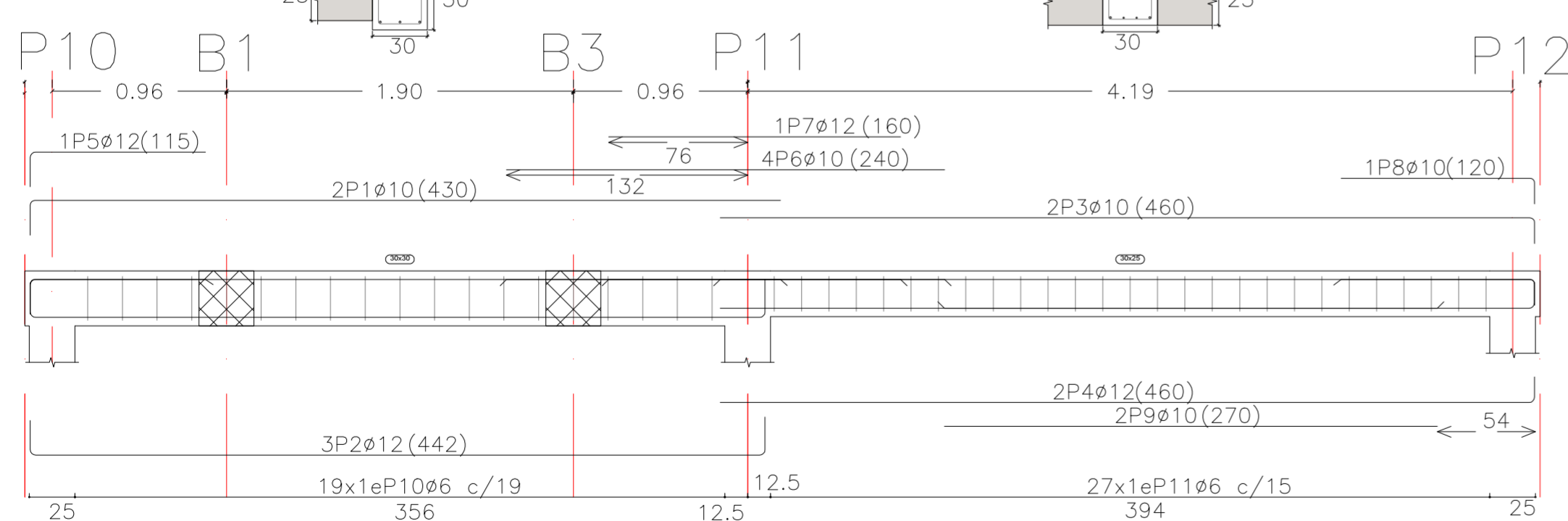
Pórtico 2 Cubierta



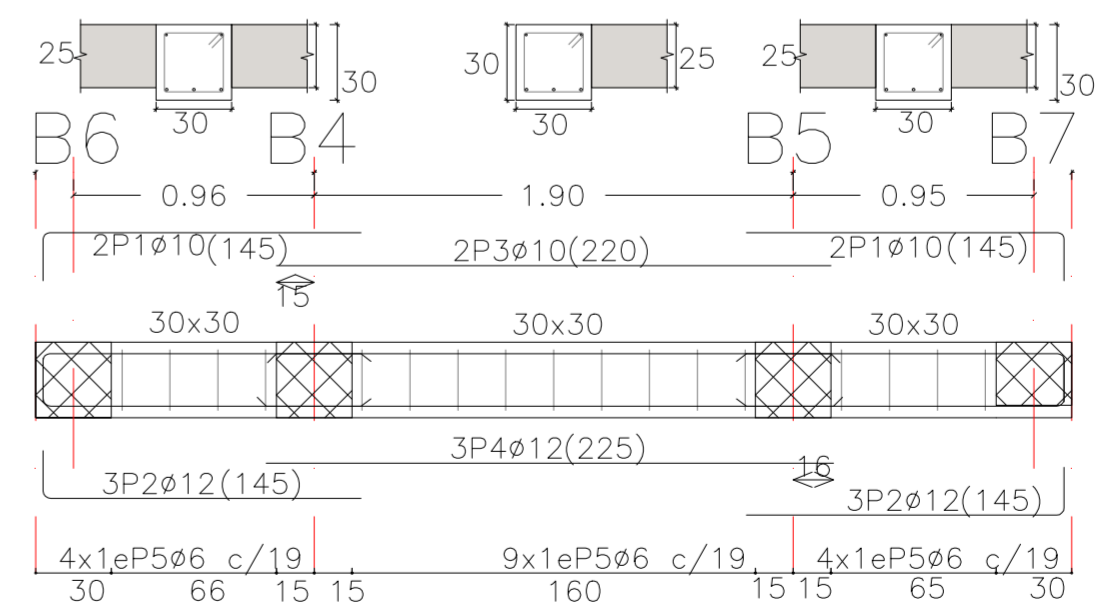
Pórtico 5 Cubierta



Pórtico 3 Cubierta




Pórtico 4 Cubierta



Elemento	Pos.	Díam.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)
Pórtico 1	1	Ø10	2	443	481	962	5.9
	2	Ø12	3	443	481	1443	12.8
	3	Ø12	2	106	125	250	2.2
	4	Ø10	2	255	255	510	3.1
	5	Ø6	21	106	2228	106	4.9
Total Pórtico							31.8
Pórtico 2	1	Ø10	2	443	471	942	5.8
	2	Ø16	2	443	471	942	14.9
	3	Ø10	2	106	120	240	1.5
	4	Ø20	2	345	345	690	17.0
	5	Ø16	1	255	255	255	4.0
Total Pórtico							53.9
Pórtico 3	1	Ø10	2	411	430	860	5.3
	2	Ø12	3	403	443	1336	11.8
	3	Ø10	2	446	460	920	5.7
	4	Ø12	2	446	460	920	8.2
	5	Ø12	1	36	115	115	1.0
	6	Ø10	4	240	240	960	5.3
	7	Ø12	1	160	160	160	1.4
	8	Ø10	1	106	120	120	0.7
	9	Ø10	2	270	270	540	3.3
	10	Ø6	19	106	2014	106	4.5
	11	Ø6	27	96	2592	96	5.8
Total Pórtico							59.0
Pórtico 4	1	Ø10	4	126	145	580	3.6
	2	Ø12	6	126	145	870	7.7
	3	Ø10	2	220	220	440	2.7
	4	Ø12	3	225	225	675	6.0
	5	Ø6	17	106	1802	106	4.0
Total Pórtico							26.4
Pórtico 5	1	Ø10	2	126	140	280	1.7
	2	Ø12	2	136	150	300	2.7
	3	Ø10	2	220	220	440	2.7
	4	Ø12	2	235	235	470	2.7
	5	Ø12	2	130	130	260	2.3
	6	Ø10	2	130	130	260	1.6
	7	Ø10	2	446	460	920	5.7
	8	Ø12	2	446	460	920	8.2
	9	Ø10	1	81	95	95	0.6
	10	Ø12	4	250	250	1000	8.9
	11	Ø10	1	150	150	150	0.9
	12	Ø10	1	106	120	120	0.7
	13	Ø16	1	295	295	295	4.7
	14	Ø6	48	96	4608	96	10.2
Total Pórtico							60.6
Pórtico 7	1	Ø10	2	286	305	610	3.8
	2	Ø12	3	286	305	915	8.1
	3	Ø10	2	351	370	740	4.6
	4	Ø12	3	351	370	1110	9.9
	5	Ø12	1	71	90	90	0.8
	6	Ø16	1	195	195	195	3.1
	7	Ø12	1	86	105	105	0.9
	8	Ø6	29	106	3074	106	6.8
Total Pórtico							47.8

Tipo	Valor
Acero en barras	B-500S; Ys=1.15.
Acero en estribos	B-500S; Ys=1.15.
Cimentación	HA-25; Yc=1.5.
Muros	HA-25; Yc=1.5.
Jácenas	HA-25; Yc=1.5.
Pilares	HA-25; Yc=1.5.
Recubrimiento nominal	30 mm.
Recubrimiento mecánico	150 mm.

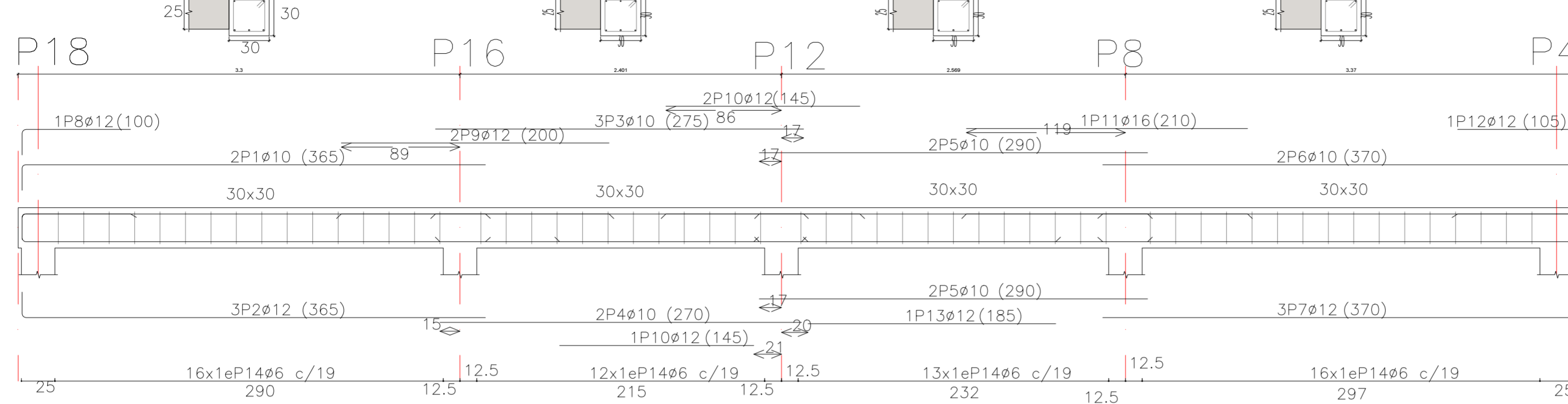

MEMORIA FIN DE GRADO
GRADO EN EDIFICACIÓN
AÑO ACADÉMICO 2017-2018

TUTOR	CARLOS RIBAS GONZÁLEZ
AUTORA	ALBA MARTÍNEZ RODRÍGUEZ

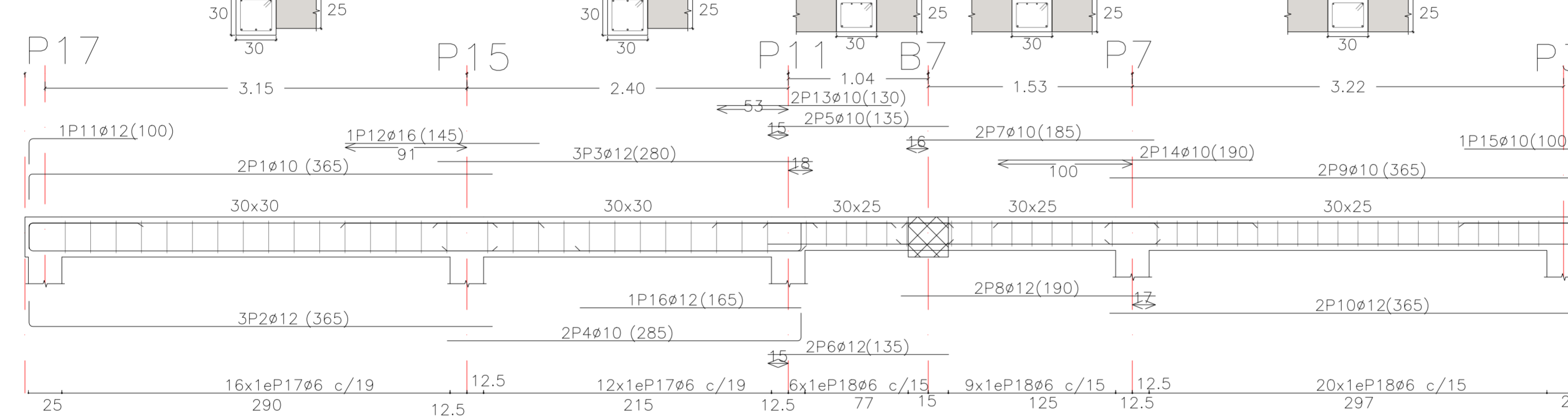
ANÁLISIS URBANÍSTICO Y ESTRUCTURAL EN VIVIENDA UNIFAMILIAR AISLADA

CALLE AGUSTÍN BUADES FRAU, 10.	Emplazamiento
SON VERI, MARRATXI.	Municipio
MEMORIA FIN DE GRADO.	Documento
Detalles 1:30	Escala
A2	Tamaño de plano.
14 SEPTIEMBRE 2018	Edición plano

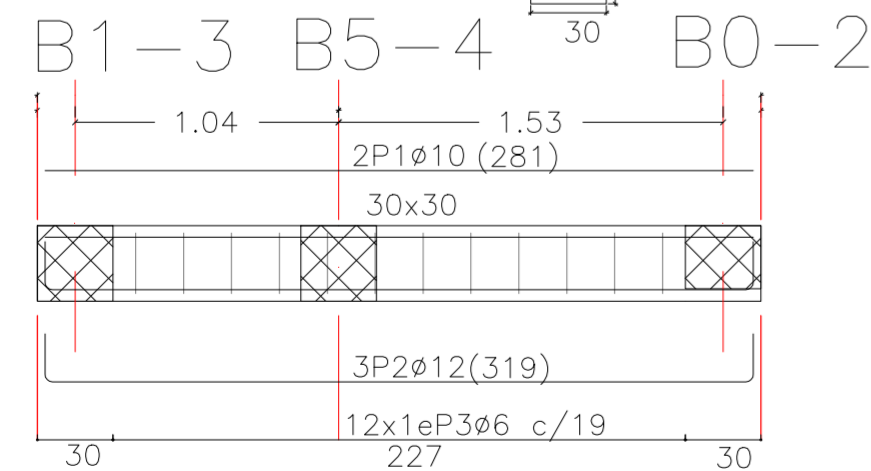
Pórtico 11 Cubierta



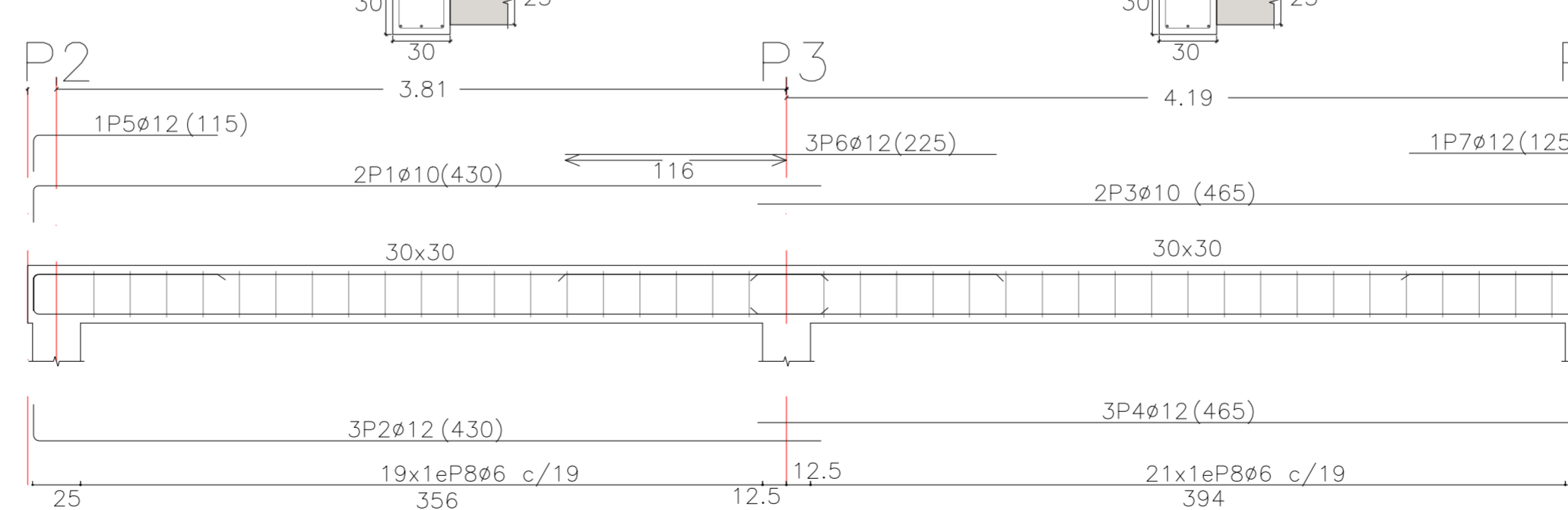
Pórtico 10 Cubierta



Pórtico 9 Cubierta
Pórtico 8 Cubierta



Pórtico 6 Cubierta




Elemento	Pos.	Díam.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)
Pórtico 6	1	Ø10	2	411	430	860	5.3
	2	Ø12	3	411	430	1290	11.5
	3	Ø10	2	446	465	930	5.7
	4	Ø12	3	446	465	1395	12.4
	5	Ø12	1	36	115	115	1.0
	6	Ø12	3	225	225	675	6.0
	7	Ø12	1	106	125	125	1.1
	8	Ø6	40	23	106	4240	9.4
Total Pórtico 6							57.6
Pórtico 8=9	1	Ø10	2	281	281	562	3.5
	2	Ø12	3	281	319	957	8.5
	3	Ø6	12	106	106	1272	2.8
Total Pórtico 8=9							15.2
Total Pórtico 6+8=9							72.8

Elemento	Pos.	Díam.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)
Pórtico 10	1	Ø10	2	346	365	730	4.5
	2	Ø12	3	346	365	1095	9.7
	3	Ø12	3	280	280	840	7.5
	4	Ø10	2	284	285	570	3.5
	5	Ø10	2	135	135	270	1.7
	6	Ø12	2	135	135	270	2.4
	7	Ø10	2	185	185	370	2.3
	8	Ø12	2	190	190	380	3.4
	9	Ø10	2	351	365	730	4.5
	10	Ø12	2	351	365	730	6.5
	11	Ø12	1	81	100	100	0.9
	12	Ø16	1	145	145	145	2.3
	13	Ø10	2	130	130	260	1.6
	14	Ø10	2	190	190	380	2.3
	15	Ø10	1	86	100	100	0.6
	16	Ø12	1	165	165	165	1.5
	17	Ø6	28	23	106	2968	6.6
	18	Ø6	35	23	96	3360	7.5
Total Pórtico 10							76.2

Elemento	Pos.	Díam.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	Acero (kg)
Pórtico 11	1	Ø10	2	346	365	730	4.5
	2	Ø12	3	346	365	1095	9.7
	3	Ø10	3	275	275	825	5.1
	4	Ø10	2	270	270	540	3.3
	5	Ø10	4	290	290	1160	7.2
	6	Ø10	2	351	370	740	4.6
	7	Ø12	3	351	370	1110	9.9
	8	Ø12	1	81	100	100	0.9
	9	Ø12	2	200	200	400	3.6
	10	Ø12	3	145	145	435	3.9
	11	Ø16	1	210	210	210	3.3
	12	Ø12	1	86	105	105	0.9
	13	Ø12	1	185	185	185	1.6
	14	Ø6	57	23	106	6042	13.4
Total Pórtico 11							79.1

Tipo	Valor
Acero en barras	B-500S; Ys=1.15.
Acero en estribos	B-500S; Ys=1.15.
Cimentación	HA-25; Yc=1.5.
Muros	HA-25; Yc=1.5.
Jacenas	HA-25; Yc=1.5.
Pilares	HA-25; Yc=1.5.
Recubrimiento nominal	30 mm.
Recubrimiento mecánico	150 mm.

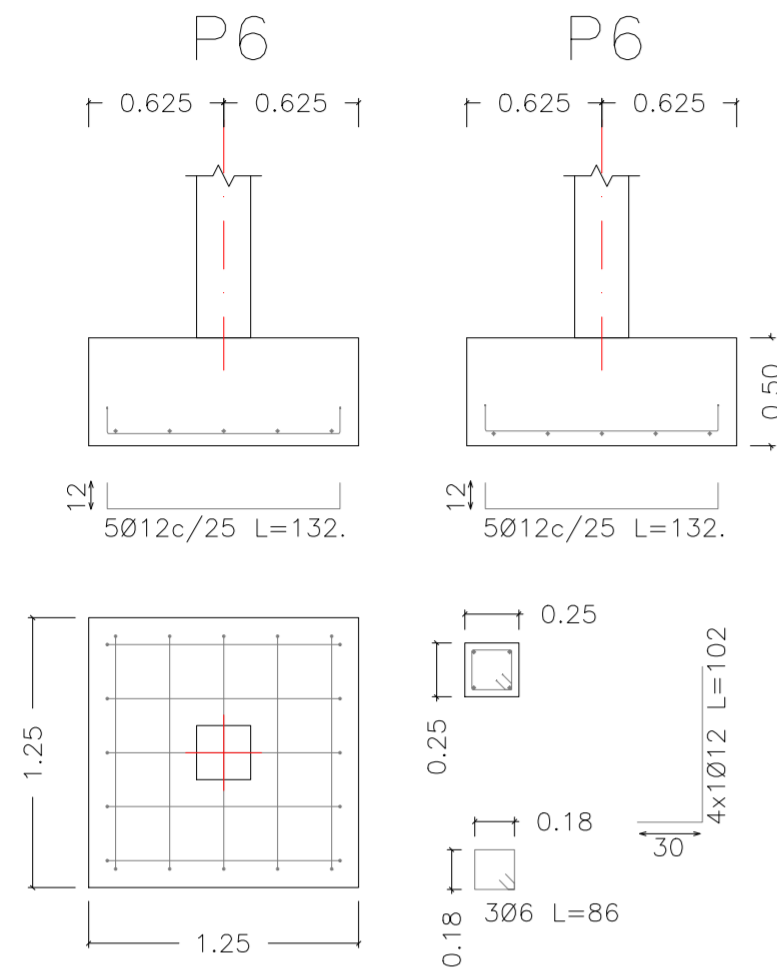

MEMORIA FIN DE GRADO
GRADO EN EDIFICACIÓN
AÑO ACADÉMICO 2017-2018

TUTOR	CARLOS RIBAS GONZÁLEZ
AUTORA	ALBA MARTÍNEZ RODRÍGUEZ

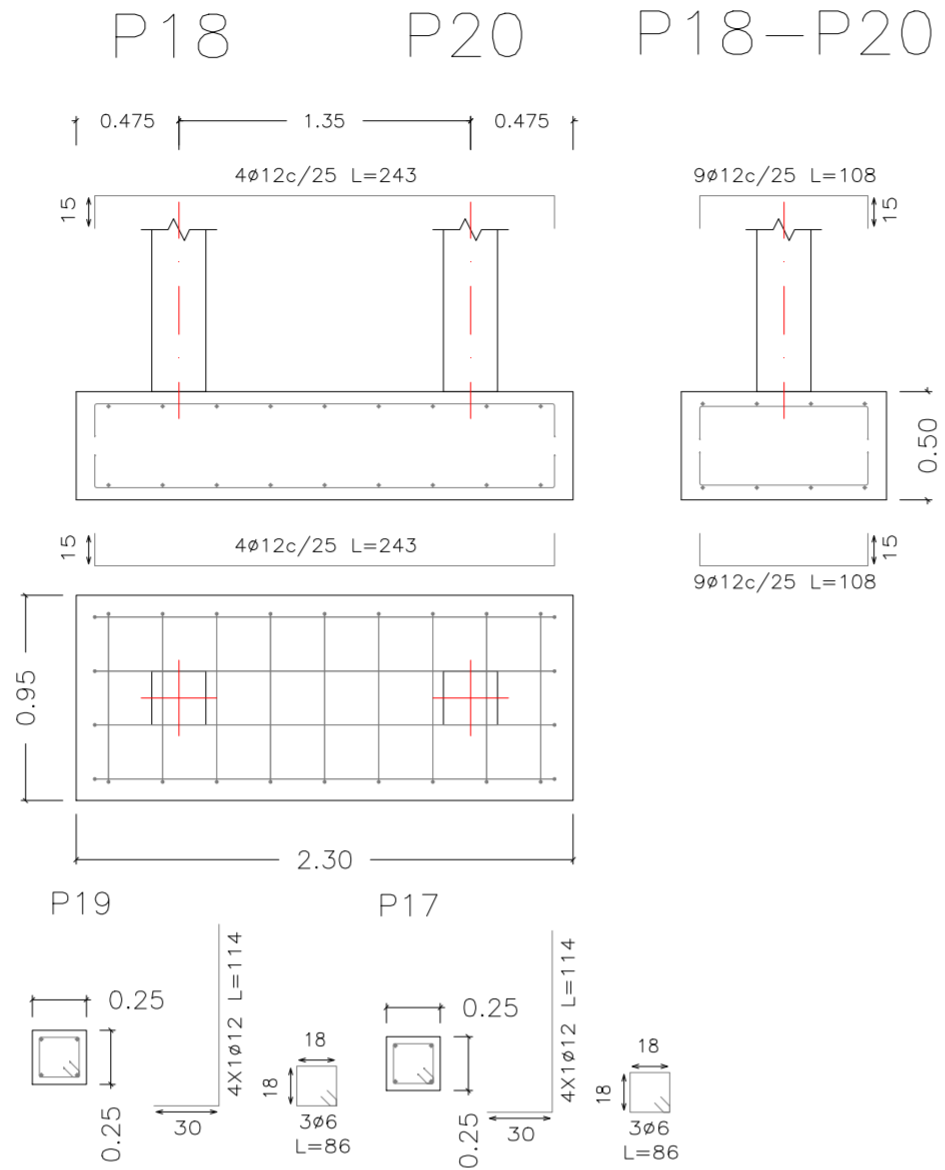
ANÁLISIS URBANÍSTICO Y ESTRUCTURAL EN VIVIENDA UNIFAMILIAR AISLADA

CALLE AGUSTÍN BUADES FRAU, 10.	Emplazamiento
SON VERI, MARRATXI.	Municipio
MEMORIA FIN DE GRADO.	Documento
Detalles 1.30	Escala
A2	Tamaño de plano.
14. SEPTIEMBRE, 2018	Edición plano

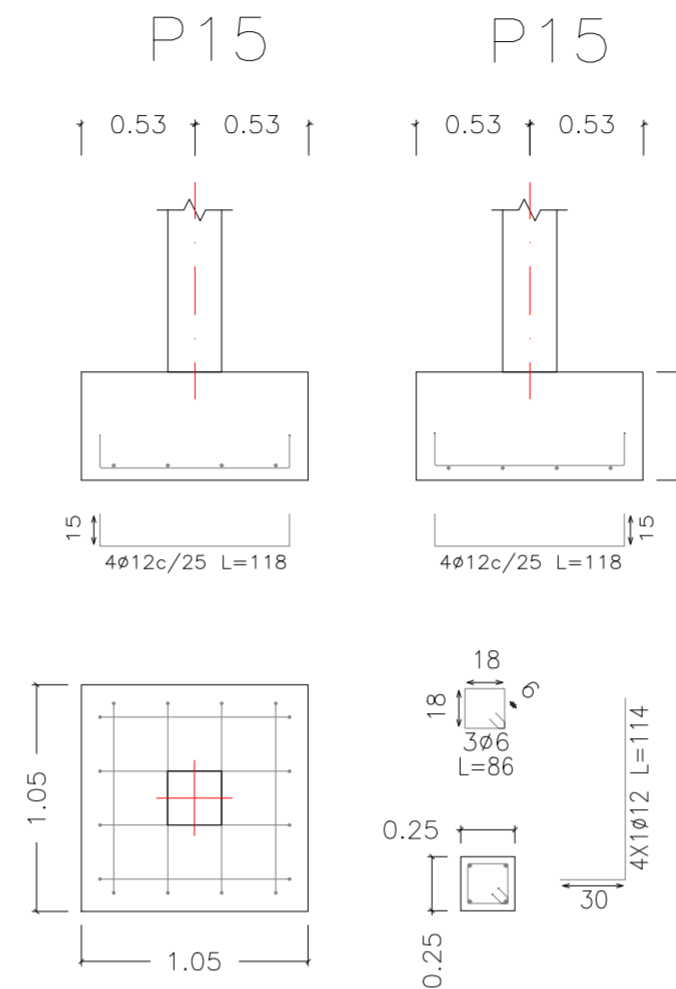
ZAPATA P6



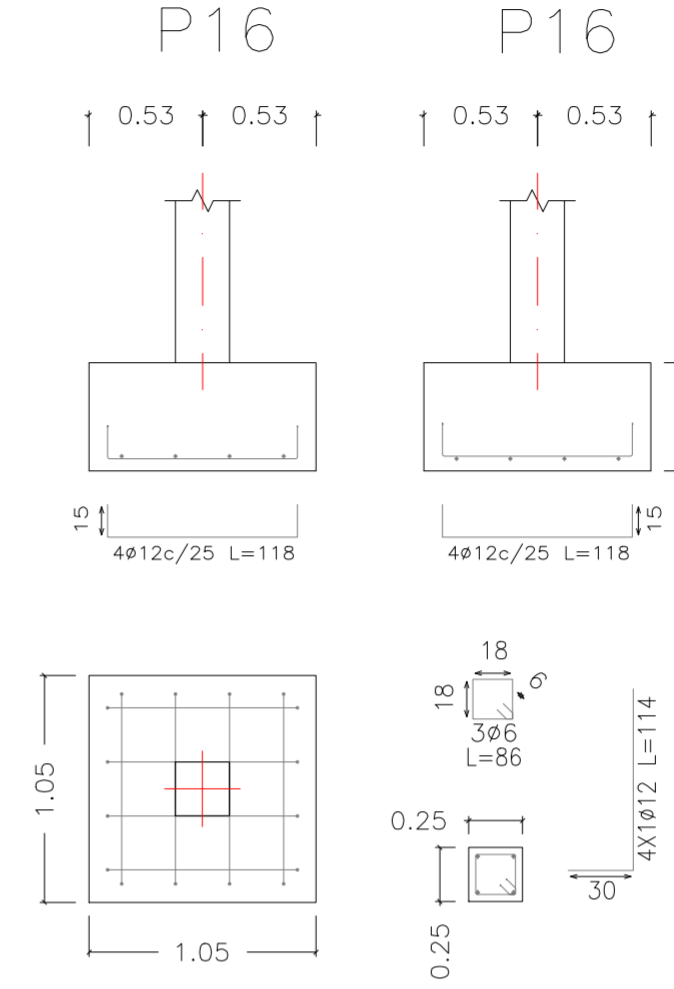
ZAPATA COMBINADA P18-20



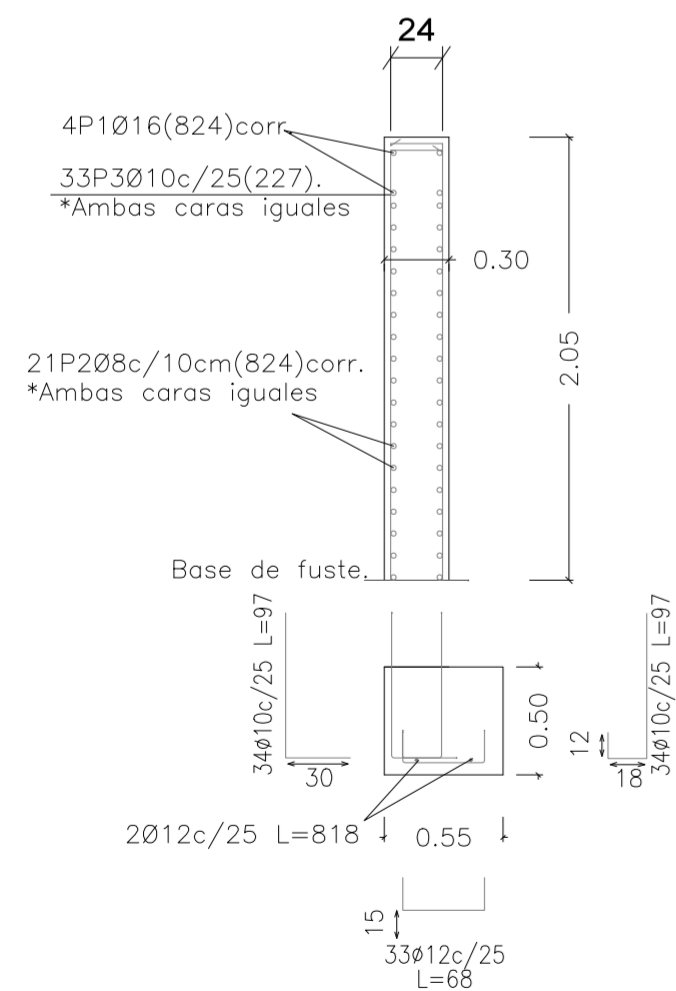
ZAPATA P15



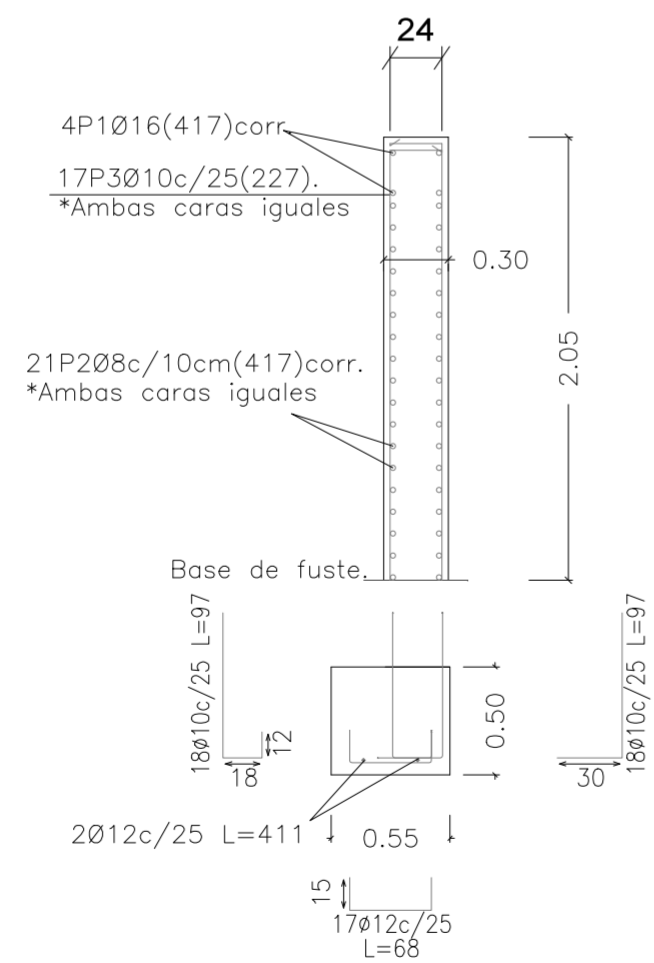
ZAPATA P16



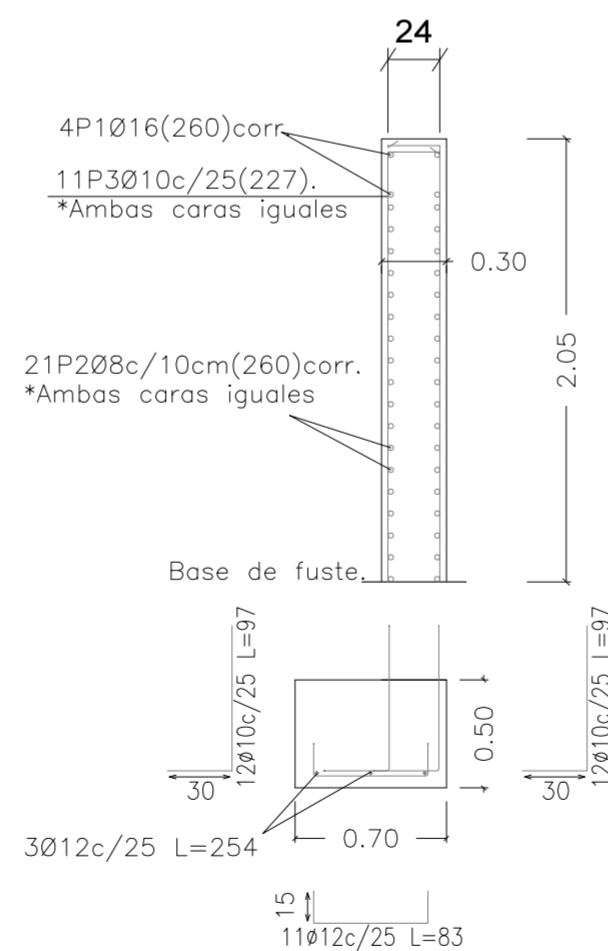
MURO M1



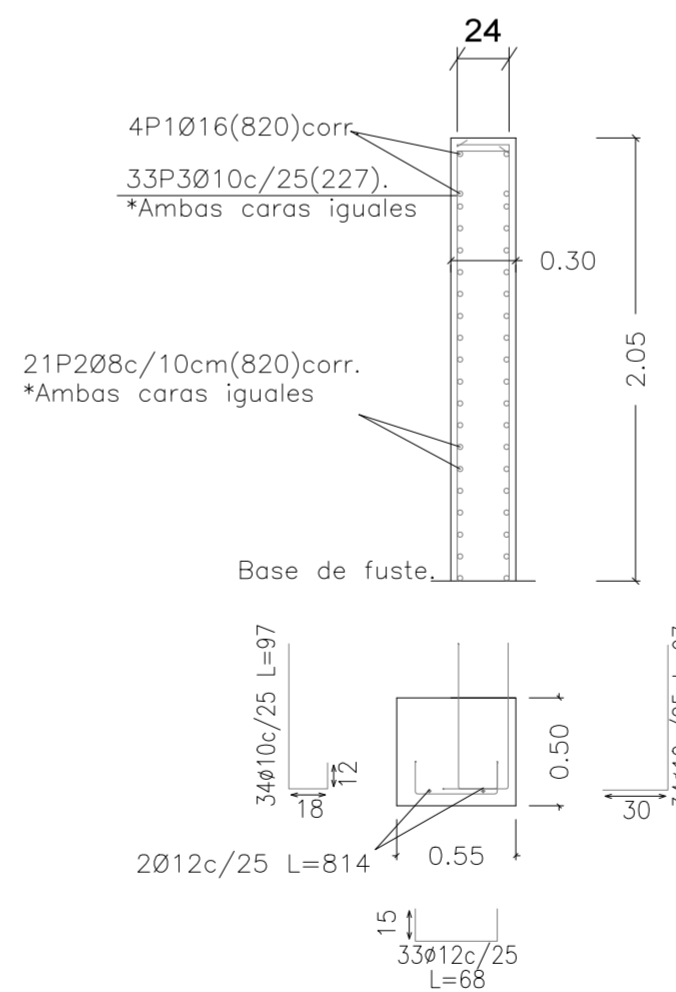
MURO M2



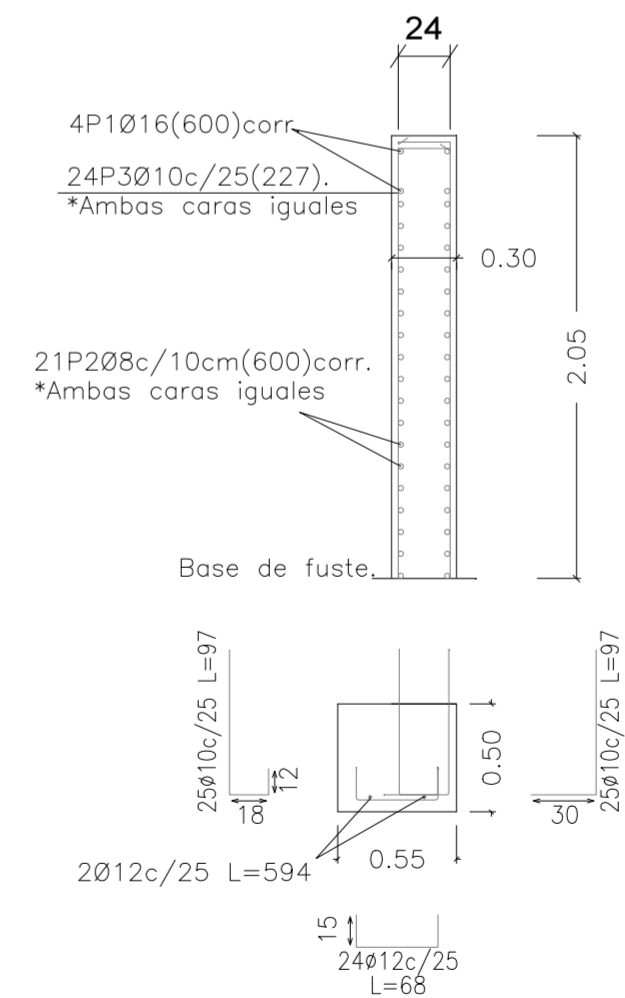
MURO M3




MURO M4



MURO M5



Tipo	Valor
Acero en barras	B-500S; Ys=1.15,
Acero en estribos	B-500S; Ys=1.15,
Cimentación	HA-25; Yc=1.5,
Muros	HA-25; Yc=1.5,
Jácenas	HA-25; Yc=1.5,
Pilares	HA-25; Yc=1.5,
Recubrimiento nominal	30 mm,
Recubrimiento mecánico	50 mm,


MEMORIA FIN DE GRADO
GRADO EN EDIFICACIÓN
AÑO ACADÉMICO 2017-2018

TUTOR	CARLOS RIBAS GONZÁLEZ
AUTORA	ALBA MARTÍNEZ RODRÍGUEZ

ANÁLISIS URBANÍSTICO Y ESTRUCTURAL EN VIVIENDA UNIFAMILIAR AISLADA

CALLE AGUSTÍN BUADES FRAU, 10,	Emplazamiento
SON VERI, MARRATXI,	Municipio
MEMORIA FIN DE GRADO,	Documento
Detalles 1:30	Escala
A2	Tamaño de plano
14 SEPTIEMBRE 2018	Edición plano