



Universitat
de les Illes Balears

2018

Reforma de vivienda unifamiliar entre medianeras: Análisis estructural de un apeo



Alumno:
Ismael Cabeza Leonés

Tutor:
Carlos Ribas González



**Universitat de les
Illes Balears**

Escuela Politécnica Superior

Memoria del Trabajo de Fin de Grado

Reforma de vivienda unifamiliar entre medianeras: Análisis estructural de un apeo

Ismael Cabeza Leonés

Grado de Edificación

Año académico 2017-18

DNI del alumno: 43.146.662 -L

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:
Pórtico, apeo, momentos, cortantes, fuerzas.

INDICE

1	INTRODUCCIÓN	14
2	OBJETIVO del TFG.....	16
2.1	Objetivos docentes.....	16
2.2	Objetivos técnicos	16
3	CÁLCULO ESTRUCTURAL	18
3.1	Descripción de la vivienda actual	18
3.2	Descripción de la actuación.....	21
4	MEMORIA DE CÁLCULO	23
4.1	Cuestiones Previas.....	23
4.1.1	Antecedentes	23
4.1.2	Descripción de la solución propuesta para el apeo	24
4.2	Análisis del pórtico	25
4.2.1	Análisis de Cargas.....	25
4.2.2	Análisis del pórtico.....	30
4.2.3	Cálculo manual estructural.....	31
4.3	Proceso constructivo.....	93
4.4	Presupuesto estimado	102
5	CONCLUSIONES	122
6	BIBLIOGRAFÍA.....	124
7	PLANOS	126
7.1	PLANTAS. ESTADO ACTUAL.	126
7.2	ALZADOS Y SECCIÓN A-A'. ESTADO ACTUAL.....	126
7.3	SECCION B-B' Y C-C'. ESTADO ACTUAL	126
7.4	PLANTAS. ESTADO RESULTANTE.....	126
7.5	SECCIONES. ESTADO RESULTANTE.....	126
7.6	APUNTALAMIENTO.....	126
7.7	CIMENTACIÓN.....	126
7.8	APEO ESTRUCTURAL.....	126

ACRÓNIMOS

TFG	Trabajo Final de Grado
HA	Hormigón Armado
ELU	Estado Límite Último
ELS	Estado Límite de Servicio
DB SE-A	Documento Básico de Seguridad Estructural- Acero
CTE	Código Técnico de la Edificación
EHE	Instrucción de Hormigón Estructural
GHE	Grado de Hiperestatismo Externo
EAE	Instrucción de Acero Estructural
IDEIB	Infraestructura de Dades Espacials de les Illes Balears
NCSE	Norma de Construcción Sismo-Resistente

NOTACIONES y UNIDADES

A_r	Margen de recubrimiento en función del nivel de control de ejecución de la obra.
A_v	Área necesaria para resistir el cortante obtenido de cálculo (área del alma).
A_w	Área a cortante del alma de la pieza de estudio.
A_α	Área de la armadura a cortante.
b_0	Ancho de la viga.
C_{m_y}, C_{m_z}	Factores de momento flector uniforme equivalente.
C	Distancia a la que se encuentra el área portante de la placa del perfil.
d	Canto útil de la zapata.
e	Espesor.
e_{tw}	Espesor del alma.
E	Módulo de elasticidad del acero= 210000 N/mm ² .
$e_{N,y}, e_{N,z}$	Desplazamientos del centro de gravedad de la sección transversal efectiva con respecto a la posición del centro de gravedad de la sección transversal bruta, en piezas de clase 4.
e_{placa}	<i>Espesor de la placa.</i>
f_c	Resistencia del hormigón a compresión.
f_{cd}	Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.
f_{ck}	Resistencia de proyecto del hormigón a compresión.
f_{cm}	Resistencia media del hormigón a compresión.
$f_{ct,m}$	Resistencia media a tracción del hormigón.
f_{cv}	Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm ² .
F_{db}	Factor de distribución de la barra analizada.
F_{jd}	Resistencia del hormigón confinado, corresponde al hormigón que hay debajo de la placa.
f_y	Tensión de límite elástico.
$f_{y\alpha,d}$	Resistencia de cálculo de la armadura A_α .
f_{yd}	Coefficiente de cálculo, es el cociente de la tensión límite elástico y el coeficiente de seguridad del material.
f_{yk}	Límite elástico garantizado del acero en N/mm ² .
I	Inercia.
K	Coefficiente de rigidez.
K_b	Rigidez de la barra analizada.
ΣK_c	Rigidez de las barras contiguas en el sentido en el que se está analizando la barra.
K_j	Factor de concentración.
K_y, k_z, k_{yLT}	Coefficientes de interacción según peor clase de sección en la pieza.
k_y	Coefficiente de interacción según la clase de sección.
L	Luz del vano analizado.

l_b	Longitud básica de anclaje.
L_k	Longitud de pandeo.
m	Coefficiente numérico, de valor indicado en la tabla 69.5.1.2.a en función del tipo de acero.
M	Momento flector.
$M_{c,Rd}$	Resistencia de cálculo de la sección a flexión.
M_d	Momento flector de cálculo.
M_{Ed}	Valor de cálculo del momento flector.
$M_{el,Rd}$	Momento de resistencia elástica.
$M_{pl,Rdy}$	Momento de resistencia plástica en el eje y.
$M_{pl,Rdz}$	Momento de resistencia plástica en el eje z.
M_{yEd}	Momento del pilar existente en el eje y.
M_{zEd}	Momento del pilar existente en el eje z.
N_{Ed}	Axil de fuerza.
$N_{pl,Rd}$	Axil de resistencia plástica.
n_1, n_2	Coefficientes de distribución que corresponden con los nudos de cada extremo del pilar donde se produce la unión con las jácenas y los pilares correspondientes.
N_{cr}	Axil crítico.
N_k	Axil característico que recibe la zapata.
q	Carga lineal soportada por el vano analizado.
q_n	Carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal.
R_{min}	Recubrimiento mínimo según las clases generales de exposición I y II definido en la tabla 37.2.4.1.a de la EHE08.
R_{nom}	Recubrimiento nominal.
R_{1d}	Resultante a un lado de la zapata.
S_k	El valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal según 3.5.2.
t	Espesor de la placa de anclaje.
T_d	Tracciones que sufre la zapata en la parte inferior.
V_{cu}	Cortante que resiste el hormigón.
V_{cu2}	Cortante total resistido.
V_{Ed}	Esfuerzo de cortante de cálculo.
$V_{pl,Rd}$	Esfuerzo de cortante plástico resistido.
V_{rd}	Cortante solicitante.
V_{su}	Cortante que resiste el acero.
$V_{wp,Ed}$	Cortante solicitado en alma de la viga.
W_{el}	Módulo resistente elástico correspondiente a la fibra con mayor tensión.
W_{pl}	Módulo resistente plástico.
$W_{wp,Rd}$	Cortante resistido por el alma no rigidizada de la viga.
X	Coefficiente de reducción por pandeo.
X_y	Coefficiente de pandeo en dirección y.
X_{LT}	El coeficiente de pandeo lateral.
X_1	Distancia desde el eje de la zapata a la resultante.

z	Distancia entre los ejes de las alas del pilar, que actúa como brazo de palanca.
α	Coefficiente de imperfección elástica ó Ángulo que forman los estribos respecto al eje de la viga.
β	Longitud de pandeo de un tramo del pilar de longitud L.
β_j	Coefficiente de junta.
σ_{adm}	Tensión admisible del terreno.
σ_{max}/C	Tensión máxima bajo la zapata, ubicada en el extremo
σ_{med}/c	Tensión en el punto medio de la zapata
μ	Coefficiente de forma de la cubierta.
ρ_1	Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.
ψ_0	Coefficiente de simultaneidad.
γ_{M0}	Coefficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material.
λ	Esbeltez reducida.
γ	Coefficiente parcial (de seguridad).

ÍNDICE FIGURAS

ILUSTRACIÓN 1. ORTOFOTO DE IDEIB 1956.....	18
ILUSTRACIÓN 2. ESTADO ACTUAL. PLANTA BAJA	19
ILUSTRACIÓN 3. ESTADO ACTUAL. PLANTA PISO.....	19
ILUSTRACIÓN 4. MURO A DEMOLER.	21
ILUSTRACIÓN 5. SECCIÓN DE VIVIENDA. MURO DE CARGA A ELIMINAR.	23
ILUSTRACIÓN 6. PROPUESTA DE REFORMA.....	24
ILUSTRACIÓN 7. ESQUEMA DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA.	24
ILUSTRACIÓN 8. TABLA C.1. PESO ESPECÍFICO APARENTE DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.....	25
ILUSTRACIÓN 9. TABLA C.3. PESO POR UNIDAD DE SUPERFICIE DE ELEMENTOS DE PAVIMENTACIÓN.	26
ILUSTRACIÓN 10. TABLA C.5. PESO PROPIO DE ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS.	26
ILUSTRACIÓN 11. TABLA 3.1. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS SOBRECARGAS DE USO.	27
ILUSTRACIÓN 12. TABLA 3.8 SOBRECARGA DE NIEVE EN CAPITALES DE PROVINCIA Y CIUDADES AUTÓNOMAS.	28
ILUSTRACIÓN 13. TABLA 4.1 COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD (γ) PARA LAS ACCIONES.	28
ILUSTRACIÓN 14. TABLA 4.2 COEFICIENTES DE SIMULTANEIDAD (ψ).	29
ILUSTRACIÓN 15. DIMENSIONES DEL PÓRTICO.	33
ILUSTRACIÓN 16. RIGIDEZ DE CADA BARRA.	34
ILUSTRACIÓN 17. FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE LOS NUDOS EN CADA SENTIDO DE LA BARRA.....	35
ILUSTRACIÓN 18. MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO EN EL PRIMER VANO.....	36
ILUSTRACIÓN 19. MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO EN EL SEGUNDO VANO.....	36
ILUSTRACIÓN 20. TRANSMISIÓN DE MOMENTOS MEDIANTE EL MÉTODO DE CROSS.	37
ILUSTRACIÓN 21. MOMENTO TRANSMITIDO Y RESPUESTA.....	38
ILUSTRACIÓN 22. DIAGRAMA DE MOMENTOS RESULTANTE.	39
ILUSTRACIÓN 23. REACCIONES DE LOS NUDOS DEL PÓRTICO.....	40
ILUSTRACIÓN 24. REACCIONES RESULTANTES DEL PÓRTICO.	41
ILUSTRACIÓN 25. DIAGRAMA DE CORTANTES RESULTANTE.....	42
ILUSTRACIÓN 26. DIAGRAMA DE DEFORMACIÓN (WINÉVA).....	42
ILUSTRACIÓN 27. DIAGRAMA DE MOMENTOS (WINÉVA).....	43
ILUSTRACIÓN 28. DIAGRAMA DE CORTANTES (WINÉVA).....	43
ILUSTRACIÓN 29. COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA.....	44
ILUSTRACIÓN 30. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS MÍNIMAS DE LOS ACEROS UNE EN 10025.....	45
ILUSTRACIÓN 31. MOMENTOS EN EL VANO 4-5.....	47
ILUSTRACIÓN 32. ESQUEMA DE MOMENTOS, CORTANTES Y AXILES DEL PÓRTICO.....	49
ILUSTRACIÓN 33. TABLA 6.8 TÉRMINOS DE COMPROBACIÓN, SEGÚN PEOR CLASE DE SECCIÓN EN LA PIEZA.....	52
ILUSTRACIÓN 34. TABLA 6.9 COEFICIENTES DE INTERACCIÓN SEGÚN PEOR CLASE DE SECCIÓN EN LA PIEZA.....	52
ILUSTRACIÓN 35. TABLA 6.5 COEFICIENTES DE DISTRIBUCIÓN.....	53
ILUSTRACIÓN 36. TABLA 6.5 COEFICIENTE DE RIGIDEZ EFICAZ PARA UNA VIGA EN COMPORTAMIENTO ELÁSTICO.....	53
ILUSTRACIÓN 37. TABLA 6.2 CURVA DE PANDEO EN FUNCIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL.....	55
ILUSTRACIÓN 38. TABLA 6.3 VALORES DEL COEFICIENTE DE PANDEO.....	55
ILUSTRACIÓN 39. FIGURA 6.3. CURVAS DE PANDEO.....	56
ILUSTRACIÓN 40. DIAGRAMA DE MOMENTOS VIGAS HEB 320, PILARES HEB 260 (WINÉVA).....	58
ILUSTRACIÓN 41. DIAGRAMA DE CORTANTES DE VIGAS HEB 320, PILARES HEB 260 (WINÉVA).....	58
ILUSTRACIÓN 42. CURVA DE PANDEO EN FUNCIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL.....	59
ILUSTRACIÓN 43. SOLDADURA A TOPE Y FORMAS DE PREPARACIÓN.....	60
ILUSTRACIÓN 44. UNIÓN DE VIGAS A TOPE.....	61
ILUSTRACIÓN 45. DEFORMACIONES SUFRIDAS EN LA CABEZA DEL PILAR.....	61
ILUSTRACIÓN 46. UNIÓN A TOPE PILAR 2 CON RIGIDIZADORES.....	62
ILUSTRACIÓN 47. DEFORMACIONES EN LA UNIÓN EXTREMA DE VIGA Y PILAR.....	62
ILUSTRACIÓN 48. UNIÓN EXTREMA CON RIGIDIZADORES VERTICALES.....	63

ILUSTRACIÓN 49. UNIÓN EXTREMA CON RIGIDIZADOR DIAGONAL.	64
ILUSTRACIÓN 50. SOLICITACIONES RECIBIDAS EN LA PLACA DE ANCLAJE.	65
ILUSTRACIÓN 51. DIMENSIONES DE LAS PLACAS DE ANCLAJE.	66
ILUSTRACIÓN 52. ESPESOR DEL MONTERO BASE DE LA PLACA DE ANCLAJE.	67
ILUSTRACIÓN 53. HORMIGÓN CONFINADO.	68
ILUSTRACIÓN 54. ÁREA PORTANTE DE LAS PLACAS DE ANCLAJE.	71
ILUSTRACIÓN 55. PLACA DE ANCLAJE SOMETIDA A FLEXOCOMPRESIÓN.	72
ILUSTRACIÓN 56. TABLA 69.5.1.2.A COEFICIENTE NUMÉRICO EN FUNCIÓN DEL TIPO DE ACERO.	76
ILUSTRACIÓN 57. MODELO DE BIELAS Y TIRANTES.	80
ILUSTRACIÓN 58. RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS (MM) PARA LAS CLASES GENERALES DE EXPOSICIÓN I Y II.	81
ILUSTRACIÓN 59. TABLA 42.3.5 CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MÍNIMA.	83
ILUSTRACIÓN 60. CIMENTACIÓN CON VIGA CENTRADORA.	85
ILUSTRACIÓN 61. SOLICITACIONES EN LA CIMENTACIÓN DEL PRIMER VANO.	85
ILUSTRACIÓN 62. DIAGRAMA DE CORTANTES DE LA VIGA CENTRADORA.	86
ILUSTRACIÓN 63. DIAGRAMA DE MOMENTOS DE LA VIGA CENTRADORA.	87
ILUSTRACIÓN 64. DISPOSICIÓN DE ANCLAJE.	91
ILUSTRACIÓN 65. TABLA 69.8.2 DISPOSICIÓN DE SEPARADORES.	92
ILUSTRACIÓN 66. MARTILLO NEUMÁTICO.	94
ILUSTRACIÓN 67. MODELOS DE PUNTALES MARCA FERMAR.	95
ILUSTRACIÓN 68. CARGAS DE ROTURA DE PUNTALES FERMAR.	95
ILUSTRACIÓN 69. APUNTALAMIENTO.	97
ILUSTRACIÓN 70. EJECUCIÓN PRIMER VANO.	98
ILUSTRACIÓN 71. SEPARADORES.	98
ILUSTRACIÓN 72. DETALLE TIPO DE PLACA DE ANCLAJE Y ZAPATA.	99
ILUSTRACIÓN 73. CORDÓN DE SOLDADURA EN ÁNGULO.	100
ILUSTRACIÓN 74. UNIONES ENTRE VIGAS Y PILARES.	100
ILUSTRACIÓN 75. APOYO PARA SOLDAR VIGAS.	101

ÍNDICE TABLAS

TABLA 1. CUADRO DE SUPERFICIES CONSTRUIDAS.....	20
TABLA 2. CUADRO DE SUPERFICIES ÚTILES	20
TABLA 3. CARGAS PERMANENTES.	29
TABLA 4. CARGAS PERMANENTES LINEALES.	30
TABLA 5. SOBRECARGAS DE USO.....	30
TABLA 6. CARGA TOTAL. CARACTERÍSTICA Y DE CÁLCULO.....	30
TABLA 7. RIGIDEZ DE LAS BARRAS.	34
TABLA 8. FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE LOS NUDOS EN CADA SENTIDO DE LA BARRA.	35
TABLA 9. MOMENTOS EN CADA NUDO DE CADA VANO.....	36
TABLA 10. INTRODUCCIÓN DE DATOS PARA LA TABLA DEL MÉTODO DE CROSS.	37
TABLA 11. TABLA MÉTODO DE CROSS - COMPENSACIÓN DE MOMENTO.	37
TABLA 12. TABLA DEL MÉTODO DE CROSS- DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS.	38
TABLA 13. TABLA DE MÉTODO DE CROSS. PREDIMENSIONADO.....	38
TABLA 14. TABLA DEL MÉTODO DE CROSS CON CARGAS CARACTERÍSTICAS.....	47

Reforma de vivienda unifamiliar entre medianeras: Análisis estructural de un apeo



ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE UN APEO

1

1 INTRODUCCIÓN

En el presente proyecto de final de carrera se trata un caso real en el que se ha encargado realizar un apeo estructural en una vivienda entre medianeras. El propietario es un familiar que quiere hacer una reforma y está interesado en saber qué gasto supone generar una planta baja diáfana y solicita una propuesta. De esta manera, podrá decantarse por una obra menor en la que solo cambiaría algunos tabiques, o una mayor en la que incluiría además dicho apeo.

Para ello se realiza el levantamiento de planos del estado actual de la vivienda así como una propuesta de distribución de concepto abierto y la solución estructural que esta conlleva. Posteriormente se estudia y analiza dicha solución junto con su proceso constructivo y finalmente se comprueba si es factible económicamente ejecutar el pórtico propuesto.

Con ello, se pretende unificar y utilizar todo lo aprendido de estructuras durante estos años de formación, diseñando, estudiando y calculando cada uno de los elementos que componen un pórtico, así como sus encuentros. Además se ha querido complementar con métodos de cálculo no estudiados en el Grado para disponer de más recursos.

Por otra parte, puesto que en la actualidad muchas de las intervenciones que se realizan en rehabilitación son apeos estructurales, se ha considerado una buena opción tener un ejemplo de guía para poder realizar el cálculo íntegro uno mismo sin tener que acudir a un consultor de estructuras o poder comprobar si lo que se está ejecutando en obra es correcto.

Se ha decidido realizar el apeo completamente de acero ya que en este tipo de intervención se ha considerado la mejor opción para facilitar el proceso constructivo. El acero es un material que entra en carga de forma inmediata, no hay que esperar 28 días como es el caso del hormigón para que consiga la resistencia necesaria para aguantar dicha carga y además, el control del material es más preciso. Por otro lado, con este material se reduce considerablemente el canto de la viga a colocar ya que el módulo elástico del acero es muy superior a otros materiales estructurales.

Los pasos que se seguirán para realizar el cálculo estructural son:

- Descripción completa de la vivienda y sus elementos constructivos.
- Descenso de cargas para conocer exactamente las solicitaciones que se deben tener en cuenta para el apeo.
- Análisis del tipo del pórtico: traslacional, intraslacional, isostático, hiperestático, etc.
- Diagrama de momentos y cortantes.
- Dimensionado de los elementos horizontales del pórtico.
- Dimensionado de pilares.
- Cálculo y comprobación de uniones entre vigas y pilares.
- Cálculo y comprobación de rigidizadores.
- Cálculo y comprobación de placas de anclaje.
- Cálculo y comprobación de cimentación.

Una vez dimensionado y definido completamente el apeo se realizará una pequeña descripción del proceso constructivo necesario para ejecutarlo así como una evaluación económica. De esta manera se puede dar una aproximación real a un cliente que quiera reformar una vivienda y esté considerando la posibilidad de abrir el espacio, sabiendo así qué aumento de presupuesto supondría dicho apeo en estas viviendas tradicionales.

2 OBJETIVO del TFG

2

5

El presente trabajo final de grado se plantea con unos objetivos de carácter docente enfocados al aprendizaje del alumno que lo desarrolla; y unos objetivos de carácter técnico enfocados a un proyecto real en que se precisa un cálculo estructural.

2.1 Objetivos docentes

El objetivo del Trabajo Final de Grado es unificar y utilizar todos los conocimientos asimilados en varios cursos y asignaturas de la carrera así como en formaciones complementarias, en una aplicación práctica real y sencilla utilizada muy comúnmente en reformas.

Desarrollar todos los cálculos necesarios para la ejecución de un apeo y que sirvan de guía para futuros proyectos de esta tipología.

Ser capaz de utilizar y buscar las herramientas de las que se dispone tanto informáticas como bibliográficas para hallar la mejor solución en la elección de cada elemento del pórtico.

Estudiar y aplicar el método de Cross para comprobar la adecuación de los esfuerzos obtenidos mediante software de análisis matricial de barras.

2.2 Objetivos técnicos

Conseguir obtener toda la planta diáfana con una mejor distribución y mayor aprovechamiento del espacio disponible con un único pórtico de luz entre pilares mayor o igual a 5m.

Evaluar mediante el análisis y la búsqueda de soluciones la forma más adecuada de realizar dicha intervención teniendo en cuenta todos los factores que pueden condicionar los trabajos o pueden repercutir en ellos.

Obtener una previsión del valor económico de un pórtico de acero para conocer su coste real y saber si es rentable su ejecución o sólo se puede considerar como un ejemplo teórico.

3 CÁLCULO ESTRUCTURAL

3

3.1 Descripción de la vivienda actual

La vivienda en la que se realizará el apeo fue construida antes del año 1956 como puede observarse en la fotografía adjunta obtenida de la ortofoto de 1956 del IDEIB, Infraestructura de Dades Espacials de les Illes Balears.

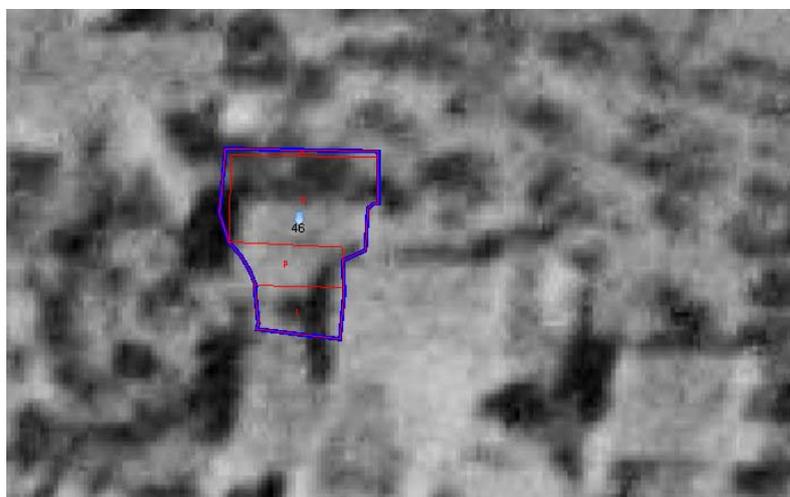


Ilustración 1. Ortofoto de IDEIB 1956.

La edificación se construyó originalmente en un solar, con una superficie de 305m^2 . Disponía de una vivienda y un garaje con una superficie de 403m^2 adosada a otra ya existente. Posteriormente, la construcción sufrió una pequeña reforma para dividirla en dos viviendas y dos garajes.

La intervención mostrada a continuación y base para el desarrollo de este proyecto se realizará en una de ellas, en la actualidad comparten las terrazas existentes, una situada en planta baja de $50,37\text{m}^2$ y otra situada sobre los garajes de $37,82\text{m}^2$.

La vivienda objeto de estudio se divide en dos alturas. En planta baja se encuentra la cocina, el salón comedor, un estudio, un aseo, un patio y el recibidor. Parte del garaje está destinado a lavadero.

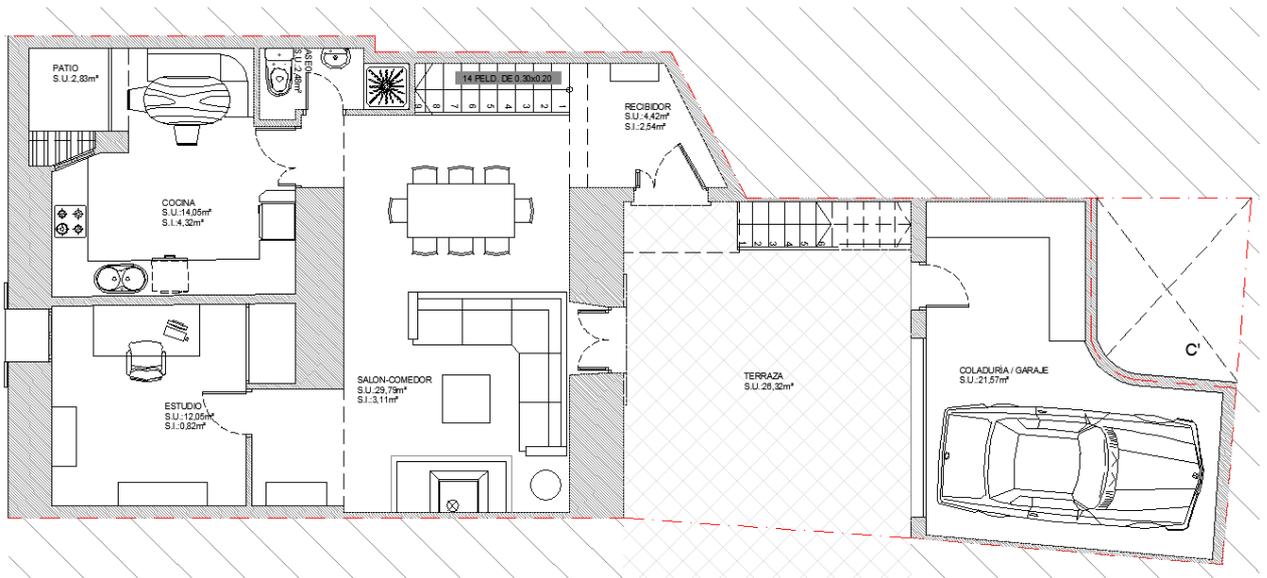


Ilustración 2. Estado Actual. Planta Baja

En planta piso existen tres dormitorios dobles, dos cuartos de baño y un distribuidor.

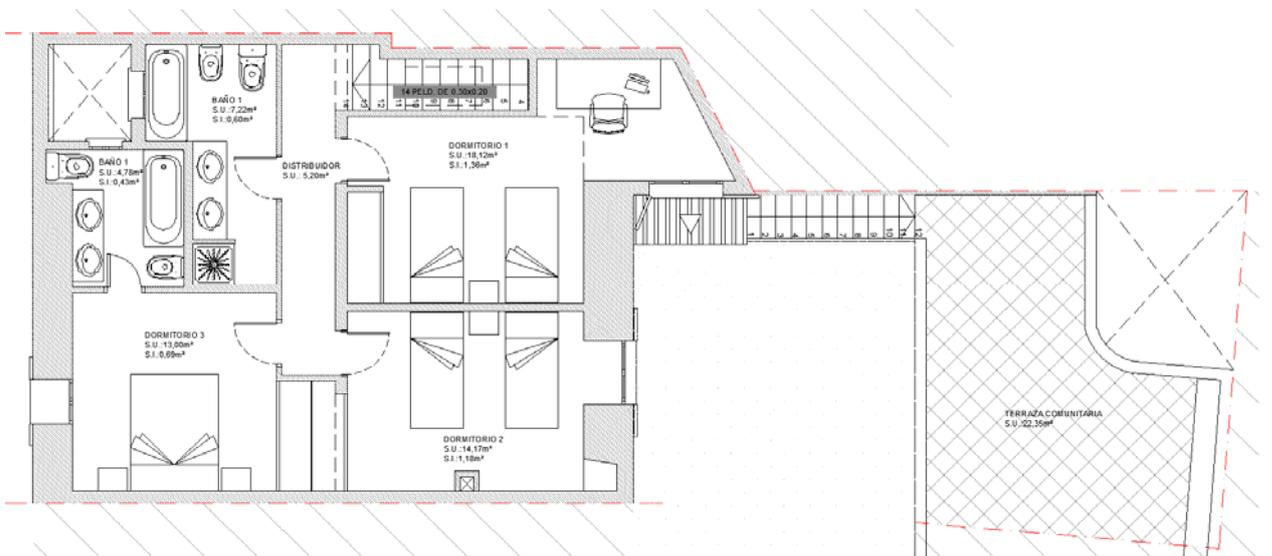


Ilustración 3. Estado Actual. Planta Piso

Se adjunta cuadro de superficies construidas y superficies útiles del estado actual.

CUADRO DE SUPERFICIES CONSTRUIDAS ESTADO ACTUAL			
	SUPERFICIES CONSTRUIDAS m²		
	SUP.CERRADA	PORCHES 50%	TOTAL
PLANTA BAJA	80,68	--	80,68
PLANTA PISO	85,78	--	85,78
GARAJE	25,09	--	25,09
TOTAL SUPERFICIE CONSTRUÍDA VIVIENDA			191,55

Tabla 1. Cuadro de Superficies Construidas

DEPENDENCIAS ESTADO ACTUAL	Superficie Útil (m²)
Estudio	12,05
Salón-Comedor	29,79
Cocina	14,05
Aseo	2,48
Patio	2,83
Recibidor	4,42
Dormitorio Doble 1	18,12
Dormitorio Doble 2	14,17
Dormitorio Doble 3	13
Cuarto de Baño 1	4,78
Cuarto de Baño 1	7,22
Distribuidor	5,2
Lavadero	7,34
Garaje	14,23
S. ÚTIL TOTAL	149,68

Tabla 2. Cuadro de Superficies Útiles

3.2 Descripción de la actuación

Se pretende realizar un apeo estructural para sustituir el muro de carga existente en el centro de planta baja y así poder modificar la distribución actual. De esta manera, se ganan metros cuadrados de superficie útil, pues el muro ocupa $2,72\text{m}^2$, pero sobretodo se mejora la calidad del espacio en planta baja en la que se dispondrá, después de la intervención, de un espacio más diáfano.

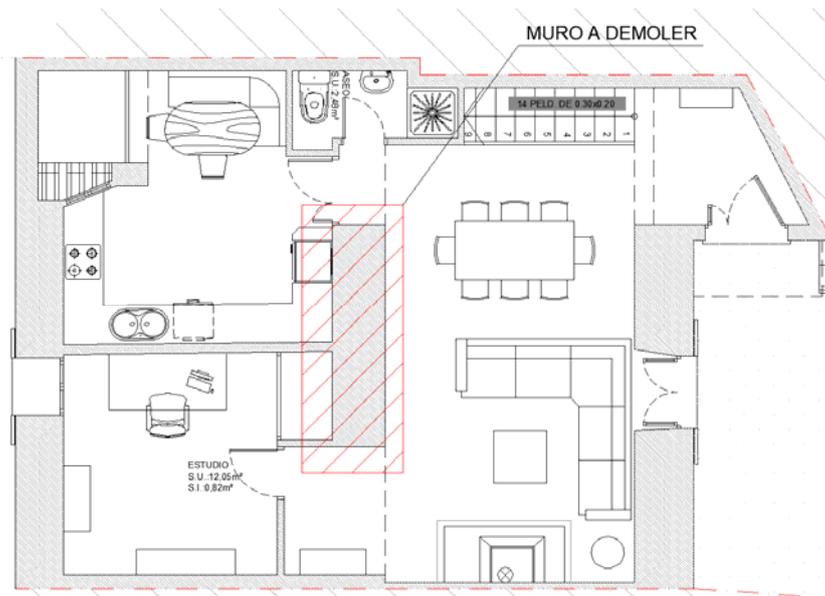


Ilustración 4. Muro a demoler.

El muro de mampostería que se pretende eliminar es de piedra caliza. La mayoría de las casas mallorquinas de esa época se construían con muros de piedra ya que resultaba un material muy compacto, resistente, abundante y que proporcionaba una gran durabilidad a las viviendas. En muchos casos, incluso se utilizaba este material para construir íntegramente el grueso de la edificación.

Los tipos de piedra más destacados en Mallorca son la piedra viva y el marés. La piedra viva o piedra caliza, se concentraba principalmente en la Serra de Tramuntana y el Raiguer, aunque también se encuentran en diferentes lugares de la isla. Se trata de una variedad de piedra de extracción dificultosa y muy dura para un corte adecuado.

4

4 MEMORIA DE CÁLCULO

4.1 Cuestiones Previas

4.1.1 Antecedentes

Lo más importante antes de realizar un apeo es el análisis previo de todos los elementos estructurales y el sistema constructivo (tipo de forjado, cubierta, cerramientos, etc.) que forman la vivienda ya que es necesario saber con exactitud cuáles son los elementos portantes y dónde se localizan. Igual de importante es saber los materiales utilizados para su construcción para asegurar la capacidad portante del nuevo apeo.

Tras inspección visual y contacto con el constructor que realizó la última reforma, se sabe que el techo de planta baja está formado por dos crujiás de forjados unidireccionales compuestos por viguetas semi-resistentes de hormigón armado y bovedillas de hormigón apoyados en muros de carga de mampostería que van directamente a suelo firme por lo que están desprovistos de cimentación. El techo de planta piso es de la misma tipología que el de planta baja pero su apoyo intermedio descansa sobre un muro de carga ejecutado con bloques de hormigón. Pese a conocer estos datos, en la realidad se debería que comprobar que efectivamente corresponde con lo descrito mediante catas.

A continuación se adjunta sección de la vivienda donde puede apreciarse el muro a demoler.

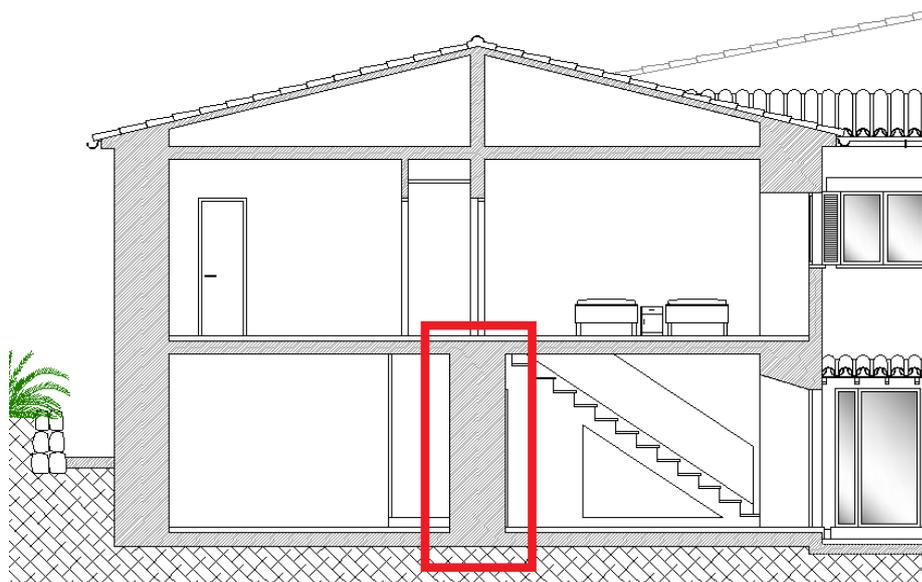


Ilustración 5. Sección de vivienda. Muro de carga a eliminar.

Antes de nada se debe tener en cuenta que el pórtico soporta, de arriba abajo, el peso de la cubierta inclinada de teja árabe, el forjado techo de planta piso, el muro de carga de bloques de hormigón que lo sostiene, la tabiquería, el pavimento y el forjado techo de planta baja.

4.1.2 Descripción de la solución propuesta para el apeo

Se ha decidido realizar un pórtico de acero compuesto por dos vanos desiguales con el fin de aprovechar al máximo la superficie útil en las estancias. Nótese en comparación con la Ilustración 2. Estado Actual. Planta Baja, la mejora de la calidad espacial.

A pesar de que no es objeto de este proyecto la reforma íntegra de la vivienda, se adjunta una posible distribución de planta abierta una vez ejecutado el apeo.

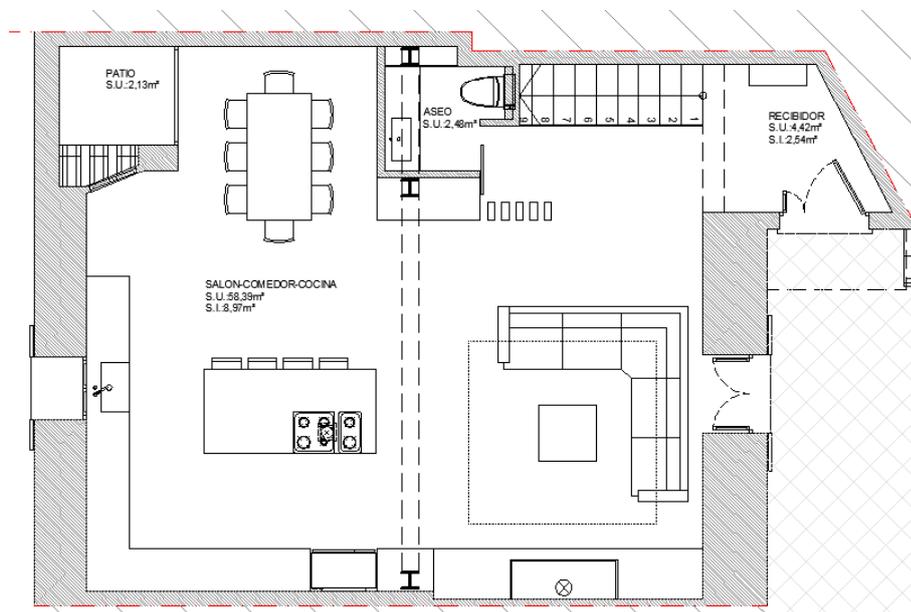


Ilustración 6. Propuesta de reforma.

Como se aprecia, se han situado tres pilares dando lugar a dos vanos, uno de 1,85 m y otro de 5,55 m. Integrando así la estructura de manera que queda oculta completamente en las medianeras y dentro de mobiliario quedando un esquema de las siguientes dimensiones:

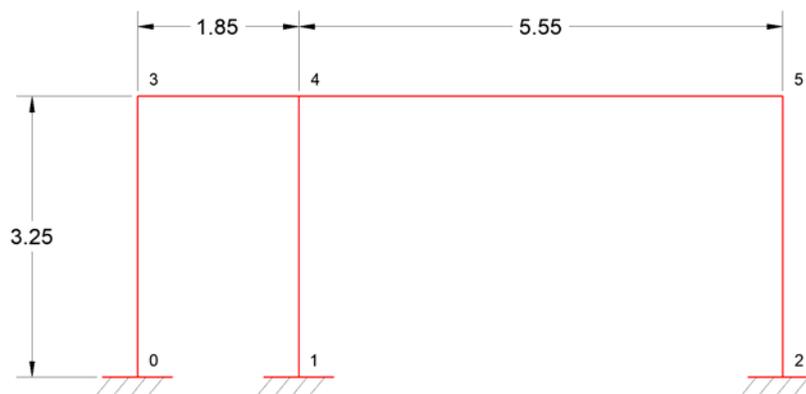


Ilustración 7. Esquema de la solución adoptada.

Los pilares y las vigas que componen el apeo son de acero S275JR. La cimentación sobre la que se sustentarán será de hormigón armado HA-25-B-40-IIa.

4.2 Análisis del pórtico

4.2.1 Análisis de Cargas

Para un correcto dimensionado se procede a analizar las cargas que soporta el pórtico de estudio. Al tratarse de una edificación existente de la que se conocen los materiales y elementos constructivos utilizados, se toman del anejo C del CTE DB-SE-AE Acciones en la edificación, los valores característicos del peso propio para el cálculo de las acciones permanentes.

Tabla C.1 Peso específico aparente de materiales de construcción

Materiales y elementos	Peso específico aparente kN/m ³	Materiales y elementos	Peso específico aparente kN/m ³
Materiales de albañilería		Madera	
Arenisca	21,0 a 27,0	Aserrada, tipos C14 a C40	3,5 a 5,0
Basalto	27,0 a 31,0	Laminada encolada	3,7 a 4,4
Calizas compactas, mármoles	28,0	Tablero contrachapado	5,0
Diorita, gneis	30,0	Tablero cartón gris	8,0
Granito	27,0 a 30,0	Aglomerado con cemento	12,0
Sienita, diorita, pórfido	28,0	Tablero de fibras	8,0 a 10,0
Terracota compacta	21,0 a 27,0	Tablero ligero	4,0
Fábricas		Metales	
Bloque hueco de cemento	13,0 a 16,0	Acero	77,0 a 78,5
Bloque hueco de yeso	10,0	Aluminio	27,0
Ladrillo cerámico macizo	18,0	Bronce	83,0 a 85,0
Ladrillo cerámico perforado	15,0	Cobre	87,0 a 89,0
Ladrillo cerámico hueco	12,0	Estaño	74,0
Ladrillo silicocalcáreo	20,0	Hierro colado	71,0 a 72,5
Mampostería con mortero		Hierro forjado	76,0
de arenisca	24,0	Latón	83,0 a 85,0
de basalto	27,0	Plomo	112,0 a 114,0
de caliza compacta	26,0	Zinc	71,0 a 72,0
de granito	26,0	Plásticos y orgánicos	
Sillería		Caucho en plancha	17,0
de arenisca	26,0	Lámina acrílica	12,0
de arenisca o caliza porosas	24,0	Linóleo en plancha	12,0
de basalto	30,0	Mástico en plancha	21,0
de caliza compacta o mármol	28,0	Poliestireno expandido	0,3
de granito	28,0	Otros	
Hormigones y morteros		Adobe	16,0
Hormigón ligero	9,0 a 20,0	Asfalto	24,0
Hormigón normal ⁽¹⁾	24,0	Baldosa cerámica	18,0
Hormigón pesado	> 28,0	Baldosa de gres	19,0
Mortero de cemento	19,0 a 23,0	Papel	11,0
Mortero de yeso	12,0 a 28,0	Pizarra	29,0
Mortero de cemento y cal	18,0 a 20,0	Vidrio	25,0
Mortero de cal	12,0 a 18,0		

⁽¹⁾ En hormigón armado con armados usuales o fresco aumenta 1 kN/m³

Ilustración 8. Tabla C.1. Peso específico aparente de materiales de construcción.

Tabla C.3 Peso por unidad de superficie de elementos de pavimentación

Materiales y elementos	Peso kN/m ²	Materiales y elementos	Peso kN/m ²
Baldosa hidráulica o cerámica (incluyendo material de agarre) 0,03 m de espesor total	0,50	Linóleo o loseta de goma y mortero 20 mm de espesor total	0,50
0,05 m de espesor total	0,80	Parque y tarima de 20 mm de espesor sobre rastreles	0,40
0,07 m de espesor total	1,10	Tarima de 20 mm de espesor rastreles recibidos con yeso	0,30
Corcho aglomerado tarima de 20 mm y rastrel	0,40	Terrazo sobre mortero, 50 mm espesor	0,80

Ilustración 9. Tabla C.3. Peso por unidad de superficie de elementos de pavimentación.

Tabla C.5 Peso propio de elementos constructivos

Elemento	Peso
Forjados	kN / m ²
Chapa grecada con capa de hormigón; grueso total < 0,12 m	2
Forjado unidireccional, luces de hasta 5 m; grueso total < 0,28 m	3
Forjado uni o bidireccional; grueso total < 0,30 m	4
Forjado bidireccional, grueso total < 0,35 m	5
Losa maciza de hormigón, grueso total 0,20 m	5
Cerramientos y particiones (para una altura libre del orden de 3,0 m) incluso enlucido	kN / m
Tablero o tabique simple; grueso total < 0,09 m	3
Tabicón u hoja simple de albañilería; grueso total < 0,14 m	5
Hoja de albañilería exterior y tabique interior; grueso total < 0,25 m	7
Solados (incluyendo material de agarre)	kN / m ²
Lámina pegada o moqueta; grueso total < 0,03 m	0,5
Pavimento de madera, cerámico o hidráulico sobre plastón; grueso total < 0,08 m	1,0
Placas de piedra, o peldañeado; grueso total < 0,15 m	1,5
Cubierta, sobre forjado (peso en proyección horizontal)	kN / m ²
Faldones de chapa, tablero o paneles ligeros	1,0
Faldones de placas, teja o pizarra	2,0
Faldones de teja sobre tableros y tabiques palomeros	3,0
Cubierta plana, recrecido, con impermeabilización vista protegida	1,5
Cubierta plana, a la catalana o invertida con acabado de grava	2,5
Rellenos	kN / m ³
Agua en aljibes o piscinas	10
Terreno, como en jardinerías, incluyendo material de drenaje ⁽¹⁾	20

⁽¹⁾ El peso total debe tener en cuenta la posible desviación de grueso respecto a lo indicado en planos.

Ilustración 10. Tabla C.5. Peso propio de elementos constructivos.

Como se ha descrito en el apartado anterior, el techo de la planta baja se compone de forjado unidireccional de viguetas semi-resistentes, de 20+5, y bovedilla de hormigón, sobre el que se apoyan particiones interiores de fábrica de ladrillo hueco (tabique simple) de 8 cm, junto con el solado de baldosas cerámicas tomadas con mortero de cemento portland, con un grueso total aproximado de 3 cm. Sobre el muro a demoler, descansa un muro de carga de bloque de hormigón de 20 cm de espesor que sustenta, junto con los cerramientos de fachada, el forjado techo de planta piso, del mismo tipo que el de la planta inferior. Finalmente la edificación dispone de una cubierta inclinada de teja árabe formada por viguetas apoyadas en un muro de carga central de bloques de hormigón, ver Ilustración 5. Sección de vivienda. Muro de carga a eliminar.

Además de las cargas permanentes, se deben contemplar las acciones variables que soporta la estructura. Los valores característicos de dichas acciones se obtienen de la tabla 3.1 del mismo CTE DB-SE-AE.

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁵⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin torzado) ⁽⁶⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Ilustración 11. Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso.

Al tratarse de una vivienda, se toma un valor de sobrecarga de uso en zonas residenciales de 2 kN/m² en planta piso. Al tratarse de una cubierta accesibles únicamente para conservación se opta por utilizar un valor de 1 N/m² por seguridad.

Además de las cargas anteriormente contempladas, se debe determinar la sobrecarga de nieve en cubierta. Al contar con cubierta inclinada, como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, q_n , puede tomarse:

$$q_n = \mu \cdot S_k$$

Siendo,

q_n Carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal.

μ Coeficiente de forma de la cubierta.

S_k El valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal.

El coeficiente de forma de la cubierta vale 1, pues se trata de un faldón limitado inferiormente por cornisas o limatesas, en el que no hay impedimento al deslizamiento de la nieve y cuenta con una inclinación menor o igual a 30°.

El valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal se obtiene de la tabla 3.8 del CTE DB-SE-AE en función de la ciudad en la que se ubica la vivienda.

Tabla 3.8 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas

Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebas-	0	0,3
Ávila	1.130	1,0	Jaén	570	0,4	tián/Donostia	0	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Santander	1.000	0,7
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	150	0,5	Segovia	10	0,2
Bilbao / Bilbo	0	0,3	Logroño	380	0,6	Sevilla	1.090	0,2
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,6	Soria	0	0,9
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,7	Tarragona	0	0,4
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,6	Tenerife	950	0,2
Castellón	0	0,2	Málaga	40	0,2	Teruel	550	0,9
Ciudad Real	640	0,6	Murcia	130	0,2	Toledo	0	0,5
Córdoba	100	0,2	Orense / Ourense	230	0,4	Valencia/València	690	0,2
Coruña / A Coruña	0	0,3	Oviedo	740	0,5	Valladolid	520	0,4
Cuenca	1.010	1,0	Palencia	0	0,4	Vitoria / Gasteiz	650	0,7
Gerona / Girona	70	0,4	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	210	0,4
Granada	690	0,5	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	0	0,5
			Pamplona/Iruña	450	0,7	Ceuta y Melilla	0	0,2

Ilustración 12. Tabla 3.8 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas.

Por tanto, en base a lo anteriormente citado, la sobrecarga de nieve en cubierta será:

$$q_n = 1 \cdot 0,2 = 0,2 \text{ KN/m}^2$$

A la hora de hacer combinaciones para el análisis de los ELU se mayorarán las cargas teniendo en cuenta los coeficientes de seguridad de la tabla 4.1 del DB-SE del CTE en cuanto a resistencia, considerando siempre la situación más desfavorable.

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	1,35	0,80
	Peso propio, peso del terreno		
	Empuje del terreno		
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente	1,10	0,90
	Peso propio, peso del terreno		
	Empuje del terreno		
	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

Ilustración 13. Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones.

De dicha tabla se entiende que el coeficiente de mayoración para acciones permanentes en situación desfavorable es de 1,35 y para acciones variables en la misma situación es de 1,50.

Para realizar el cálculo correcto se deben considerar las distintas hipótesis de carga del pórtico de estudio. Para simplificar, se ha considerado directamente la hipótesis más desfavorable, es decir, cargando el pórtico completo al máximo, para el predimensionado a ELU, y descargando el

vano corto de acciones variables en la comprobación a ELS, para tener en cuenta la alternancia de cargas.

Además, al combinar acciones variables independientes (sobrecarga de uso con sobrecarga de nieve), será necesario utilizar el coeficiente de simultaneidad para aquella carga que se considera secundaria en cada caso. En este caso, se considera en todo momento la sobrecarga de uso como la carga variable principal ya que la sobrecarga de nieve es muy pequeña y su afección es casi despreciable en la estructura.

Los coeficientes de simultaneidad se obtienen de la tabla 4.2 del DB-SE del CTE.

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 F)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría G)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría H)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes \leq 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.

Ilustración 14. Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ).

Se adjuntan las cargas resultantes obtenidas según lo explicado:

	KN/m ²		KN/m ²
Forjado Techo Planta Baja	3	1,35	4,05
Pavimento Planta Piso	0,5		0,675
Tabiques Planta Piso	1		1,35
Forjado Techo Planta Piso	3		4,05
Cubierta	2		2,70
Subtotal	9,5		

Tabla 3. Cargas permanentes.

Cargas Permanentes Lineales	h(m)	KN/m ³	e(m)	KN/ml		KN/ml
Muro carga Planta Piso	2,5	13	0,2	6,5	1,35	8,775
Muro carga Cubierta	1,35	13	0,2	3,51		4,7385
Subtotal				10,01		13,5135

Tabla 4. Cargas Permanentes Lineales.

Sobrecargas de USO	KN/m ²		KN/m ²
Nieve	0,2	1,5	0,3
En cubierta	1		1,5
En Planta Piso	2		3
Subtotal	3,2		4,8

Tabla 5. Sobrecargas de Uso.

	CARACTERÍSTICA	CÁLCULO
CARGA TOTAL (kN/m)	67,58	113,98

Tabla 6. Carga Total. Característica y de cálculo.

4.2.2 Análisis del pórtico.

En primer lugar, atendiendo a lo establecido en estructuras I se analiza si el apeo responde a un sistema isostático, hipostático o hiperestático, esto permitirá saber si la estructura es más o menos estática.

Un sistema es externamente isostático o sistema isostático externo cuando se tiene el caso en que el número de incógnitas es igual al número de ecuaciones por lo que se puede resolver con las ecuaciones de la Estática.

Se dice que un sistema es externamente hipostático o sistema hipostático externo cuando las incógnitas que se tienen son inferiores al número de ecuaciones. Esto da lugar a una estructura inestable y no se utiliza en construcción.

Por último, se dice que una estructura es hiperestática o sistema hiperestático externo cuando el número de incógnitas es mayor al número de ecuaciones de la Estática por lo que resultan insuficientes para determinar todas las fuerzas internas o las reacciones.

Es muy común cuando se tiene una estructura hiperestática definir el Grado de Hiperestatismo Externo. Se define como el número de incógnitas introducidas de las ligaduras externas menos las ecuaciones de la estática. También se puede calcular como el número de apoyos más dos veces el número de articulaciones más tres veces el número de empotramientos menos 3, que es el número de las ecuaciones de la estática en el sistema bidimensional.

$$GHE = R+2A+3E-3$$

- Si $GHE=0$, se tiene una estructura externamente isostática.
- Si $GHE<0$, se tiene una estructura externamente hipostática.
- Si $GHE>0$, se tiene una estructura externamente hiperestática.

Analizando el pórtico se puede comprobar que se tienen tres ecuaciones de la estática con nueve incógnitas por lo que no se puede resolver el sistema, se dice que es un sistema hiperestático de grado 6 (indeterminado) ya que se necesitarían seis ecuaciones para resolverlo.

$$GHE = 0+0+3\cdot3-3= 6$$

Sabiendo que el sistema a calcular es hiperestático también se debe analizar si es un pórtico intraslacional o traslacional. En este caso en particular la estructura no se encuentra arriostrada por lo que se considera por el lado de la seguridad como traslacional y se tendrán en cuenta los efectos de segundo orden producidos por el pandeo.

4.2.3 Cálculo manual estructural.

4.2.3.1 Diagrama de momentos del pórtico. Método de Cross

El pórtico que se quiere proyectar es hiperestático por lo que se debe recurrir al estudio de las deformaciones de los elementos que lo componen para poder llegar a conocer las tensiones que lo solicitan.

En este caso particular al encontrarse con más incógnitas que ecuaciones para la resolución de las solicitaciones y no ser posible resolverlas mediante las ecuaciones de la estática se utilizará el Método de Cross que se puede aplicar tanto en vigas, en pórticos o losas, con una o muchas incógnitas y que permitirá obtener manualmente un diagrama de momentos flectores muy aproximado al obtenido mediante un software de análisis matricial de barras. Con él se resolverá el diagrama de cortantes y las reacciones para finalmente determinar qué perfiles serán los más adecuados para la solución del apeo.

Nótese que para poder aplicar el Método de Cross es necesario disponer de una relación entre las inercias (rigideces) de las barras que componen el pórtico. A modo de predimensionado se considerarán todas las barras con la misma inercia. Más adelante en este documento se evaluará la adecuación de esta simplificación.

Método de Cross

El método de Cross o Método de redistribución de momentos, del cual se ha obtenido información del libro [4] *C. Prenzlow, Cálculo de estructuras por el método de Cross*, es un método de análisis estructural para vigas o pórticos hiperestáticos desarrollado por Hardy Cross, un Ingeniero estadounidense de estructuras durante los años 30. Este Método extensamente, utilizado entre el año 1935 y el 1960, permite calcular los momentos flectores en los apoyos de las vigas continuas o bien en los nudos de las estructuras aporticadas usando medios teóricos simples, pero ignora los efectos cortantes y axiales. Se trata de un procedimiento de los llamados “procedimientos de interacción”, que consiste en un cálculo progresivo, paso a paso, en el cual en cada fase de cálculo se corrige el resultado de la operación anterior, convergiendo el error a cero. Esta es la razón de que se considere un procedimiento riguroso, puesto que es posible obtener con él una aproximación suficientemente adecuada.

Con la aparición de los ordenadores este procedimiento fue sustituido por otros métodos de cálculo como por ejemplo el método matricial de la rigidez, el Método de Flexibilidad o el Método de los elementos Finitos.

Resumiendo, este método consiste en distribuir gradualmente los momentos existentes en los nudos de los pórticos a los miembros adyacentes tantas veces sea necesario hasta alcanzar el equilibrio natural de la estructura.

Para ello se considera en primer lugar que cada nudo es fijo (empotramiento perfecto). A continuación en una segunda etapa el nudo se considera liberado por lo que en ese instante produce un desequilibrio que hace que el momento se distribuya a las barras adyacentes hasta que se vuelve a conseguir el equilibrio.

Para poder obtener el diagrama de momentos resultante del pórtico el método tiene tres fases que se describen a continuación:

Fase 1: En primer lugar se debe analizar la **rigidez** que los nudos, que existen en la estructura, transmiten a las barras para determinar cuánta deformación van a sufrir estas cuando se le aplique un giro o momento.

Fase 2: En segundo lugar, al haberse producido un giro y la estructura estar desequilibrada estos producen en su apoyo contrario un momento elástico de respuesta que se opone al giro de sentido contrario al anterior y de la mitad del valor (si la pieza está unida de forma rígida a ambos extremos). Esto se calcula distribuyendo dicho momento de desequilibrio entre las barras adyacentes mediante coeficientes de reparto o **factor de distribución** que dependen de las rigideces obtenidas en la primera fase. Cuanto más rígido sea el elemento más momento de desequilibrio absorberá.

Fase 3: Finalmente se realiza la **transmisión del momento**. En la fase anterior los nudos se han equilibrado parcialmente mediante la aparición de fuerzas elásticas que se oponen a los giros. Esto significa que si un nudo extremo se deforma, el nudo opuesto de la misma barra también sufrirá una variación de esfuerzos conocida como transmisión de esfuerzos. En este punto se determinan los momentos que se transmiten al resto de nudos conectados a los que en la fase anterior se les distribuyó un momento.

Una vez finalizada la fase tres, al realizar una nueva transmisión de momentos hacia los nudos adyacentes esto vuelve a desequilibrar los nudos por lo que debe repetirse la etapa 2. De esta manera deberá realizarse el mismo ciclo y se comprobará que en cada iteración los momentos de desequilibrio son cada vez menores. Finalmente la suma de los momentos de todas las iteraciones en cada uno de los extremos de las barras adyacentes a un mismo nudo será 0.

El valor del momento final en los extremos de cada barra corresponde a la suma de todos los momentos que fueron resultando en cada uno de los ciclos de equilibrio, desequilibrio y traspasos de momentos.

Antes de comenzar con el cálculo se debe conocer el tipo de nudo que se tiene en la estructura para determinar su rigidez. Se distinguen dos tipos de nudos, apoyos o nudos libres.

Los apoyos son aquellos en los que algún o algunos de los movimientos están restringidos teniendo como máximo 3 restricciones (giro, desplazamiento en el eje x y desplazamiento en el eje

y). Entre este tipo de apoyos se pueden encontrar los empotramientos que restringen tanto los movimientos de desplazamiento como los de giros, los apoyos articulados que únicamente permiten el giro, el apoyo con deslizamiento en uno de sus ejes, apoyo articulado-deslizante en uno de sus ejes y los apoyos elásticos o semirrígidos los cuales restringen parcialmente el movimiento.

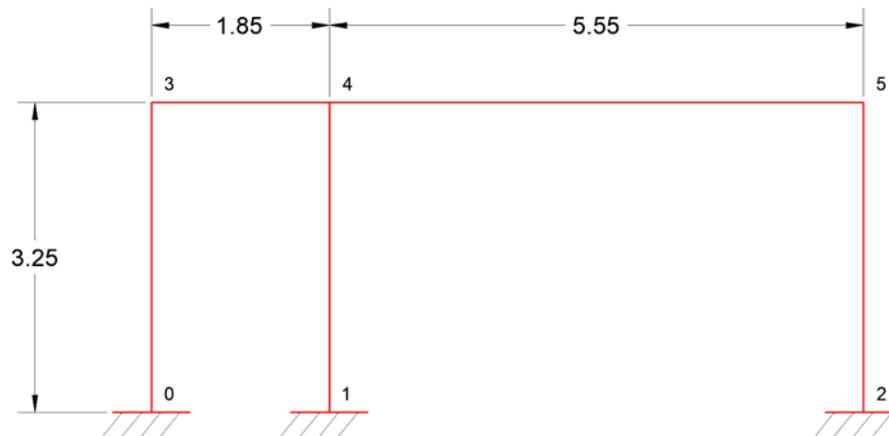


Ilustración 15. Dimensiones del Pórtico.

Los nudos 0, 1 y 2 son empotrados, impiden cualquier tipo de desplazamiento y giro, por lo que generan un momento y dos reacciones (una en el eje x y la otra en el eje y). Este método considera los nudos 3, 4 y 5 como empotramientos perfectos para calcular el momento inicial.

A continuación se realizarán las fases explicadas del Método de Cross. En primer lugar se calcula la rigidez que los nudos proporcionan a cada barra. Seguidamente se obtendrá el factor de distribución de los esfuerzos de cada barra y se calculará el momento resultante en cada uno de los vanos del pórtico. Con ello se desarrollará una tabla en la que se irá realizando el ciclo de equilibrio y desequilibrio de las barras y se obtendrá finalmente el momento resultante en cada nudo de la suma de los traspasos.

4.2.3.1.1 Fase 1: Cálculo de rigidez de cada barra de forma simplificada

El grado de rigidez que se tiene en cada barra viene determinado por los nudos a los que acomete. Se utilizará la ecuación para la obtención de K_b para todas las barras.

Puesto que se va a utilizar el mismo material en todo el pórtico (acero S275JR) y en esta fase se desconoce el perfil resultante para las barras se considerarán iguales, por lo que se puede simplificar con $EI=1$.

$$K_b = \frac{E \cdot I}{L}$$

En la que,

K_b Rigidez de la barra analizada.

Tras desarrollar los cálculos se obtienen las rigideces de cada barra:

BARRA	LONGITUD	K_b
3-0	3,25	0,31
3-4	1,85	0,54
4-1	3,25	0,31
4-5	5,55	0,18
5-2	3,25	0,31

Tabla 7. Rigidez de las barras.

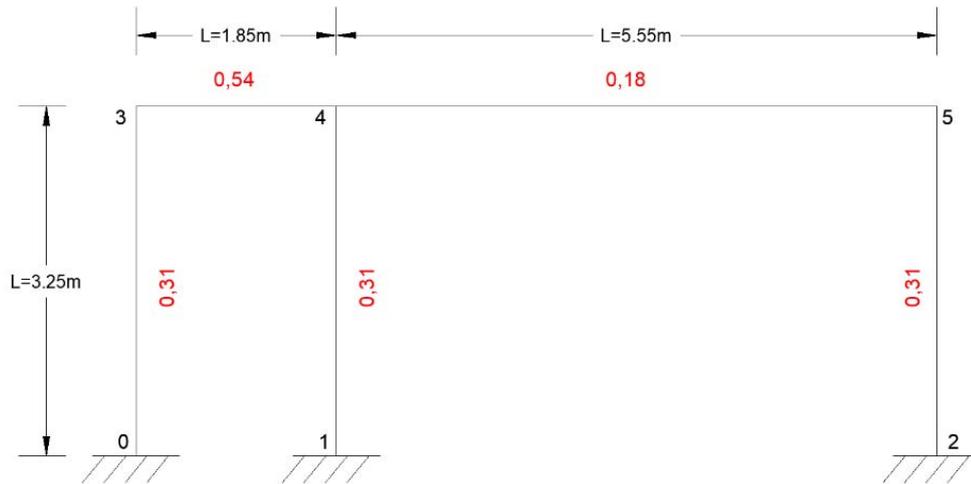


Ilustración 16. Rigidez de cada barra.

4.2.3.1.2 Fase 2: Cálculo de los factores de distribución de los momentos en cada nudo

A continuación se debe calcular el factor de distribución de los momentos que llegan a cada uno de los nudos en ambos sentidos de la barra, y para ello se analizará la rigidez de cada barra con la rigidez del tramo que le es contiguo en el sentido que se está analizando, para ello se utilizará la ecuación mostrada a continuación. Los nudos 0,1 y 2 al ser empotrados tienen un factor de distribución de 0.

$$F_{db} = \frac{K_b}{K_b + \sum K_c} \quad (2)$$

En la que,

F_{db} Factor de distribución de la barra analizada.

K_b Rigidez de la barra analizada.

$\sum K_c$ Rigidez de las barras contiguas que se entregan con el nudo analizado.

Una vez obtenidos todos los factores de distribución el valor del sumatorio de las barras que convergen a un mismo nudo debe ser 1. Se adjunta la tabla con el factor de distribución obtenido de cada tramo de todas las barras y de sus nudos.

BARRA	K	Fd	
0-3		0,00	EMPOTRADO
3-0	0,31	0,36	NUDO 3=1
3-4	0,54	0,64	
4-3	0,54	0,52	NUDO 4=1
4-1	0,31	0,30	
4-5	0,18	0,18	
1-4		0,00	EMPOTRADO
5-4	0,18	0,37	NUDO 5=1
5-2	0,31	0,63	
2-5		0,00	EMPOTRADO

Tabla 8. Factor de distribución de los nudos en cada sentido de la barra.

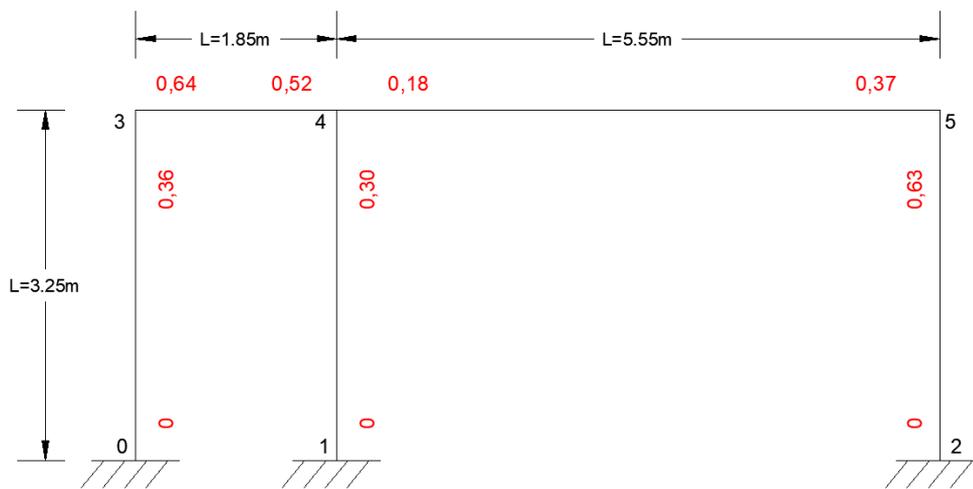


Ilustración 17. Factor de distribución de los nudos en cada sentido de la barra.

Para poder desarrollar el procedimiento se tiene que analizar las cargas que interactúan en el pórtico y así obtener el momento que originan en cada vano. Como ya se ha explicado, los nudos que componen las vigas de cada vano se consideran de empotramiento perfecto.

Puesto que se están buscando los diagramas de momentos que se originan en el pórtico para poder dimensionar los perfiles a Estado Límite Último (ELU) se utilizarán las cargas mayoradas obtenidas en el apartado de análisis de cargas.

El pórtico tiene que soportar una carga lineal de 113,98 KN/ml (se realiza la simplificación de considerar el peso propio de las vigas ni de los pilares para la resolución de las reacciones del pórtico, se realizará el cálculo completo en la comprobación del pórtico a Estado Límite de Servicio (ELS) más adelante, una vez se haya pre dimensionado cada perfil).

Al considerar inicialmente las vigas de cada vano como biempotradas se obtendrán los momentos de empotramiento mediante la siguiente expresión:

$$M = \frac{q \cdot L^2}{12}$$

En la que,

M Momento en el nudo.

Q Carga lineal soportada por el vano analizado.

L Luz del vano analizado.

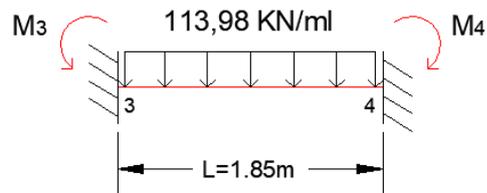


Ilustración 18. Momento de empotramiento perfecto en el primer vano.

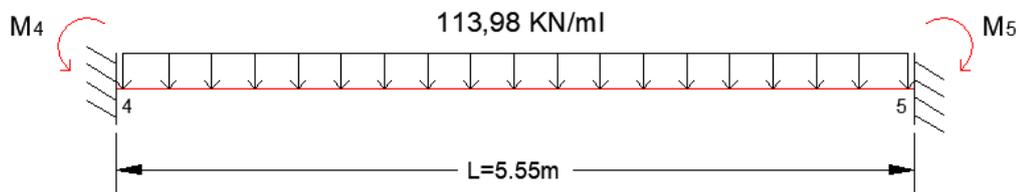


Ilustración 19. Momento de empotramiento perfecto en el segundo vano.

Se obtienen los siguientes momentos en cada una de las barras analizadas de los dos vanos. Obsérvese que los momentos obtenidos en cada nudo generan un momento de respuesta igual pero de signo contrario en el nudo opuesto de la barra.

BARRA		MOMENTO (kN·m)
3-4	3-4	-32,51
	4-3	32,51
4-5	4-5	-292,57
	5-4	292,57

Tabla 9. Momentos en cada nudo de cada vano.

4.2.3.1.3 Fase 3: Transmisión de momentos. Tabla del Método de Cross

Una vez obtenidos todos los datos para desarrollar el Método de Cross a continuación se detallará paso a paso cómo se debe proceder para ir equilibrando los momentos con los factores de distribución de esfuerzos.

Para ello, en primer lugar se rellena una tabla en la que aparezcan los nudos y bajo estos las barras que acometen a él. A continuación se introducen los factores de distribución que se han obtenido para cada tramo de barra y los momentos resultantes del apartado anterior.

Recordar que los nudos 0, 1 y 2 al ser empotrados no transmiten momento a otras barras por lo que su factor de distribución es igual a 0.

NUDO	0	3		4			5		2	1
BARRA	0-3	3-0	3-4	4-3	4-1	4-5	5-4	5-2	2-5	1-4
Fd	0,00	0,36	0,64	0,52	0,30	0,18	0,37	0,63	0,00	0,00
Momento			-32,51	32,51		-292,57	292,57			

Tabla 10. Introducción de datos para la Tabla del Método de Cross.

A partir de aquí se inicia el ciclo de equilibrio y desequilibrio de momentos. Puesto que a los nudos 3, 4 y 5 se les ha transmitido un momento se debe obtener qué momento resultante les llega a cada barra adyacente al nudo. Esto se hace en orden empezando por el nudo 3, se multiplica el momento que se tiene inicialmente en la barra 3-4 por el factor de distribución de la barra 3-0 y se anotará el resultado justo debajo pero cambiando su signo y lo mismo con la barra 3-4. El procedimiento es idéntico para el nudo 5.

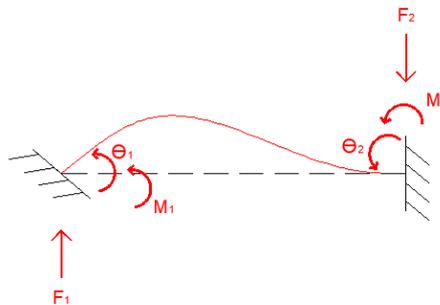


Ilustración 20. Transmisión de momentos mediante el Método de Cross.

Siendo,

$$M_1 = \frac{4 \cdot EI}{l} \cdot \theta_1 \quad M_2 = \frac{2 \cdot EI}{l} \cdot \theta_2 \quad F_1 = \frac{6 \cdot EI}{l^2} \cdot \theta_1 \quad F_2 = -\frac{6 \cdot EI}{l^2} \cdot \theta_2$$

El nudo 4, al tener tres barras que convergen en él y al coincidir dos momentos distintos, el resultado se obtiene sumando los dos momentos que llegan al nudo y multiplicando la resultante de ello por el factor de distribución en cada tramo de barra, anotándose justo debajo como ya se ha explicado.

NUDO	0	3		4			5		2	1
BARRA	0-3	3-0	3-4	4-3	4-1	4-5	5-4	5-2	2-5	1-4
Fd	0,00	0,36	0,64	0,52	0,30	0,18	0,37	0,63	0,00	0,00
Momento			-32,51	32,51		-292,57	292,57			
		11,79	20,72	136,69	77,81	45,56	-108,05	-184,52		

Tabla 11. Tabla Método de Cross - Compensación de momento.

Una vez realizada la distribución de momentos a las barras afectadas por los nudos, estos provocan un momento de respuesta del nudo opuesto de la mitad de su valor. Esto quiere decir que el momento 11,79 KN·m transmitido por la barra 3-0 provoca un momento de respuesta de la barra 0-3 de la mitad de su valor, 5,90 KN·m. Se repite el mismo procedimiento con el resto de barras. Recordar que el momento transmitido a las barras 0-3, 2-5 y 1-4 no transmiten momento.

$$M_2 = M_1 \cdot 0,5$$

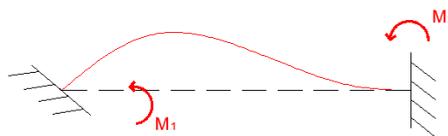


Ilustración 21. Momento transmitido y respuesta.

Para facilitar su comprensión se han coloreado las celdas de la tabla de manera que quede claro la compensación del momento hacia qué barra iba dirigido.

NUDO	0	3		4			5		2	1
BARRA	0-3	3-0	3-4	4-3	4-1	4-5	5-4	5-2	2-5	1-4
Fd	0,00	0,36	0,64	0,53	0,30	0,18	0,37	0,63	0,00	0,00
Momento			-32,51	32,51		-292,57	292,57			
Iteración 1		11,79	20,72	136,69	77,81	45,56	-108,05	-184,52		
	5,90		68,35	10,36		-54,03	22,78		-92,26	38,90

Tabla 12. Tabla del Método de Cross- Distribución de Momentos.

De esta manera se ha realizado un primer ciclo de disequilibrio, equilibrio y transmisión de los momentos. Ahora hay que continuar realizando el mismo procedimiento hasta obtener los valores mínimos de los esfuerzos y se obtiene finalmente el momento resultante en cada nudo de cada barra de la suma de todos los traspasos.

NUDO	0	3		4			5		2	1	
BARRA	0-3	3-0	3-4	4-3	4-1	4-5	5-4	5-2	2-5	1-4	
Fd	0,00	0,36	0,64	0,53	0,30	0,18	0,37	0,63	0,00	0,00	
Momento			-32,51	32,51		-292,57	292,57				
ITERACIONES	1		11,79	20,72	136,69	77,81	45,56	-108,05	-184,52		
		5,90		68,35	10,36		-54,03	22,78		-92,26	38,90
	2		-24,79	-43,55	22,95	13,07	7,65	-8,41	-14,37		
		-12,40		11,48	-21,78		-4,21	3,83		-7,18	6,53
	3		-4,16	-7,31	13,66	7,77	4,55	-1,41	-2,41		
		-2,08		6,83	-3,66		-0,71	2,28		-1,21	3,89
	4		-2,48	-4,35	2,29	1,31	0,76	-0,84	-1,44		
		-1,24		1,15	-2,18		-0,42	0,38		-0,72	0,65
5		-0,42	-0,73	1,36	0,78	0,45	-0,14	-0,24			
	-0,21		0,68	-0,37		-0,07	0,23		-0,12	0,39	
6		-0,25	-0,43	0,23	0,13	0,08	-0,08	-0,14			
	-0,12		0,11	-0,22		-0,04	0,04		-0,07	0,07	
7		-0,04	-0,07	0,14	0,08	0,05	-0,01	-0,02			
	-0,02		0,07	-0,04		-0,01	0,02		-0,01	0,04	
8		-0,02	-0,04	0,02	0,01	0,01	-0,01	-0,01			
TOTAL	-10,17	-20,37	20,37	191,98	100,95	-292,94	203,16	-203,16	-101,57	50,47	
		0,00		0,00		0,00		0,00			

Tabla 13. Tabla de Método de Cross. Predimensionado.

Para comprobar que se ha realizado correctamente, debe coincidir que en cada nudo el sumatorio de momentos sea igual a 0, es decir, que está en equilibrio.

Una vez obtenidos los resultados, para usar este método, debe tenerse en cuenta que la convención de signos asignados a los momentos va en sentido opuesto al habitualmente utilizado en ingeniería, es decir, se considera el momento positivo en sentido horario y negativo en caso contrario. Por lo que, los resultados deben “trasponerse” y representarse con los signos normalmente considerados. El diagrama de momentos flectores resultante es el siguiente:

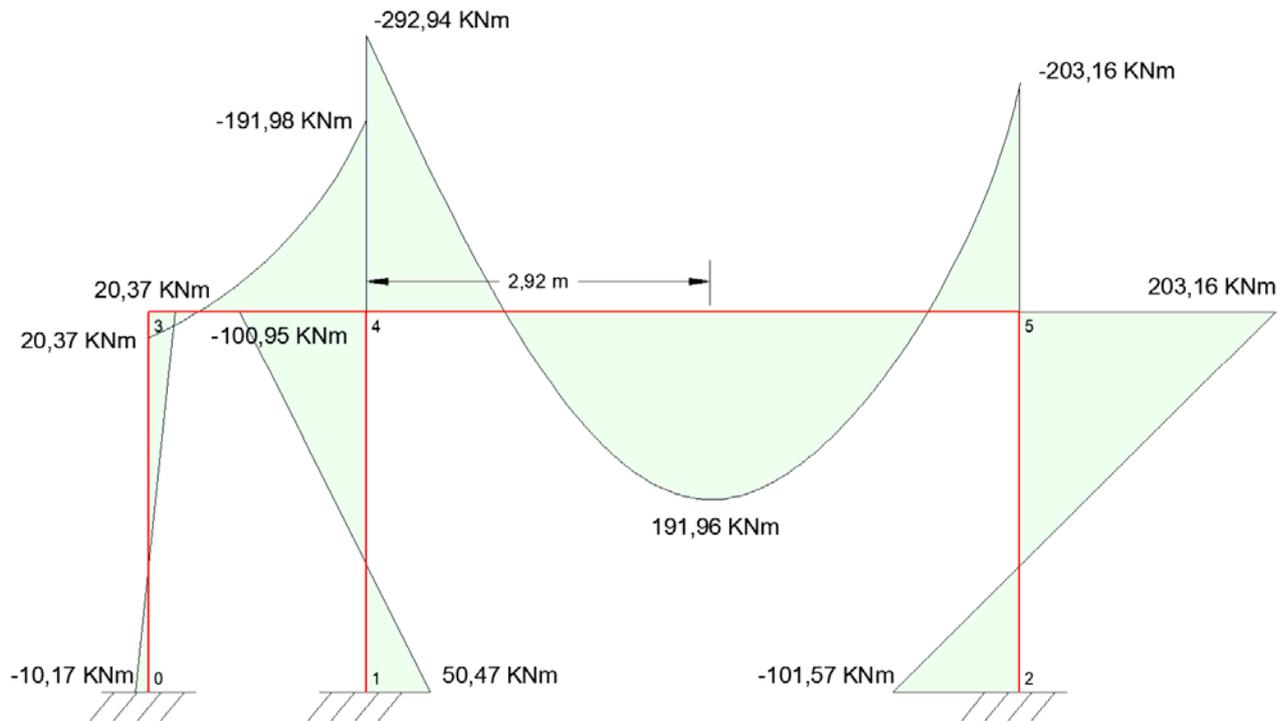


Ilustración 22. Diagrama de Momentos resultante.

4.2.3.2 Cálculo de reacciones y cortantes del pórtico.

Una vez calculados todos los momentos en los nudos ya se puede obtener las reacciones y cortantes que se originan en cada uno de los nudos, para ello de nuevo se irá analizando tramo a tramo el pórtico para obtener la suma de todas las reacciones que acontecen en cada nudo y desarrollar una ecuación con una única incógnita a resolver. Para mayor claridad véase el pórtico detallado con todas las reacciones existentes en cada uno de los nudos para así obtener dichos datos.

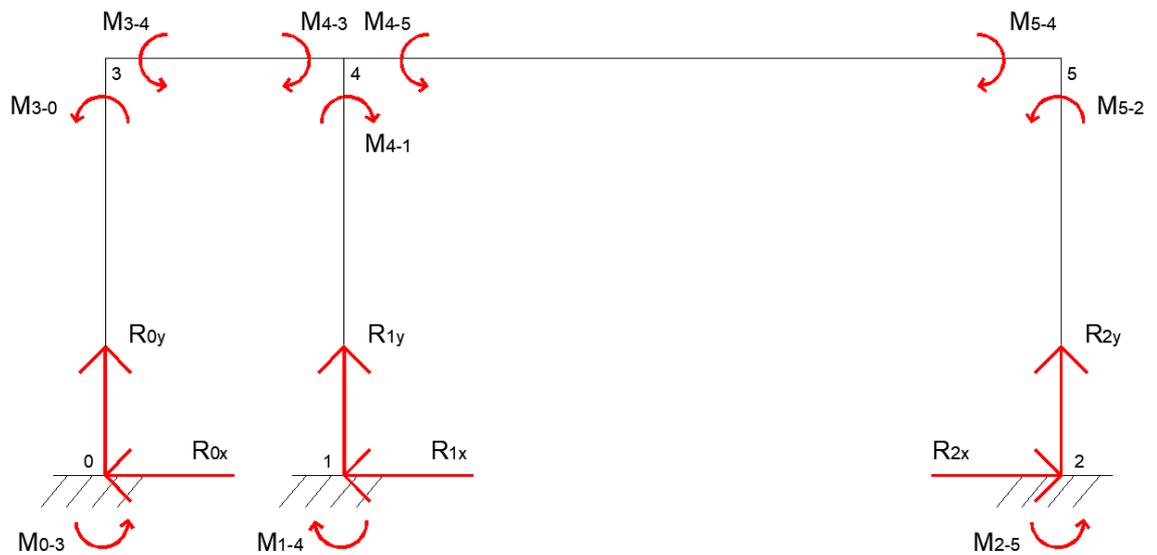


Ilustración 23. Reacciones de los nudos del pórtico.

($\Sigma M_3=0$) → Tramo 0-3

$$M_{3-0} + M_{0-3} + 3,25 \cdot R_{0x} = 0$$

($\Sigma M_4=0$) → Tramo 3-4

$$M_{4-3} + M_{3-4} - 1,85 \cdot R_{0y} - q \cdot L_1 \cdot (L_1/2) = 0$$

($\Sigma M_3=0$) → Tramo 1-4

$$M_{4-3} + M_{3-4} + 1,85 \cdot R_{1y} - q \cdot L_1 \cdot (L_1/2) = 0$$

($\Sigma M_5=0$) → Tramo 1-4

$$M_{5-4} + M_{4-5} + 5,55 \cdot R_{1y} + q \cdot L_2 \cdot (L_2/2) = 0$$

($\Sigma M_4=0$) → Tramo 2-5

$$M_{5-4} + M_{4-5} + 5,55 \cdot R_{2y} + q \cdot L_2 \cdot (L_2/2) = 0$$

($\Sigma M_4=0$) → Tramo 4-1

$$M_{4-1} + M_{1-4} + 3,25 \cdot R_{1x} = 0$$

($\Sigma M_2=0$) → Tramo 5-2

$$M_{5-2} + M_{2-5} + 3,25 \cdot R_{2x} = 0$$

Si se trasladan todas las reacciones y momentos obtenidos tras realizar todos los cálculos finalmente se obtiene el pórtico mostrado a continuación:

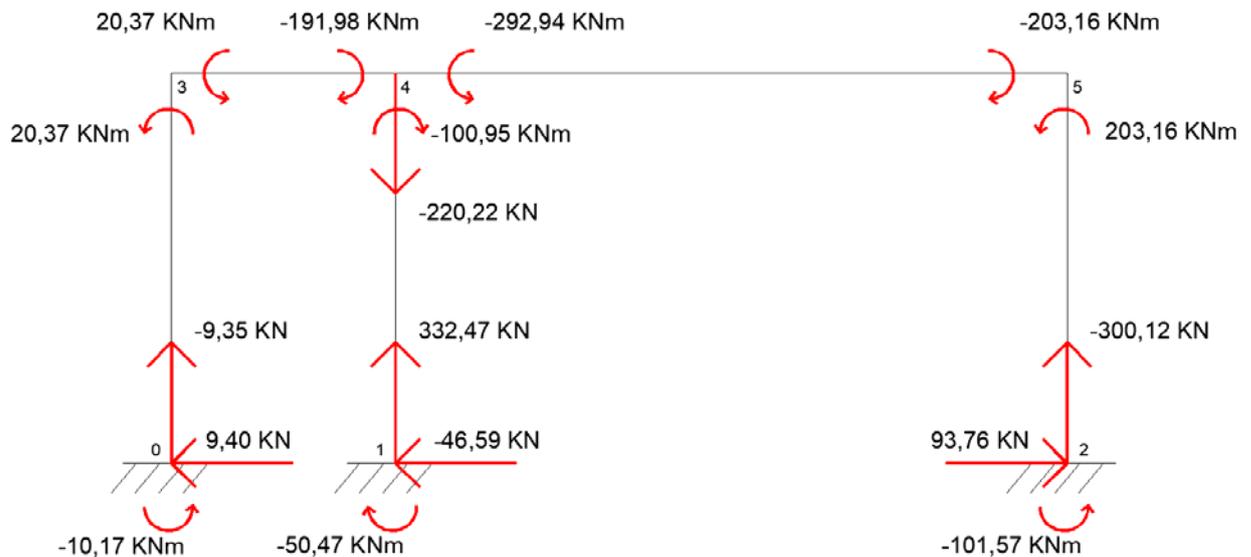


Ilustración 24. Reacciones resultantes del pórtico.

El último dato que falta por obtener para poder desarrollar el diagrama de momentos completo sería el momento máximo positivo que se genera en el vano con mayor luz. Para obtenerlo se sabe que la posición donde el momento es máximo coincide en el punto donde el cortante es nulo (se le llamará X), por lo tanto, se obtendrá en primer lugar esta posición.

$$X = \frac{R_{1y}}{q} = \frac{332,47}{113,98} = 2,92m$$

$$M_{max+} = R_{1y} \cdot X - q \cdot X^2 \cdot 0,5 + M_{4-5}$$

El momento positivo máximo en el vano 4-5 es de:

$$M_{max+} = 191,96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ahora sí, ya se puede obtener el diagrama de cortantes del pórtico resultante, ver Ilustración 22. Diagrama de Momentos resultante.

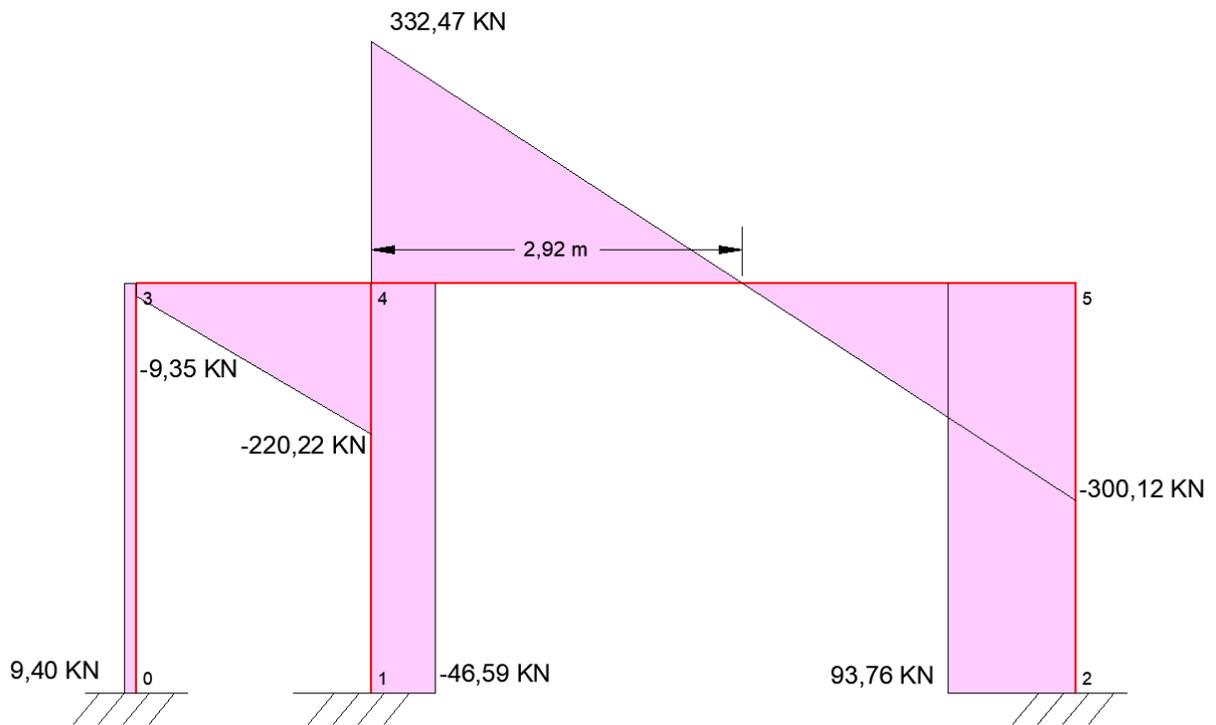


Ilustración 25. Diagrama de cortantes resultante.

4.2.3.3 Comprobación del análisis de esfuerzos mediante el Método de Cross

Con el fin de revisar los resultados obtenidos con este método, el alumno ha realizado un cálculo mediante un software de análisis matricial de barras (WinEva) y ha comprobado que la solución obtenida es la solución exacta para el siguiente pórtico (exceptuando los axiles, que se deducen de las reacciones del mismo).

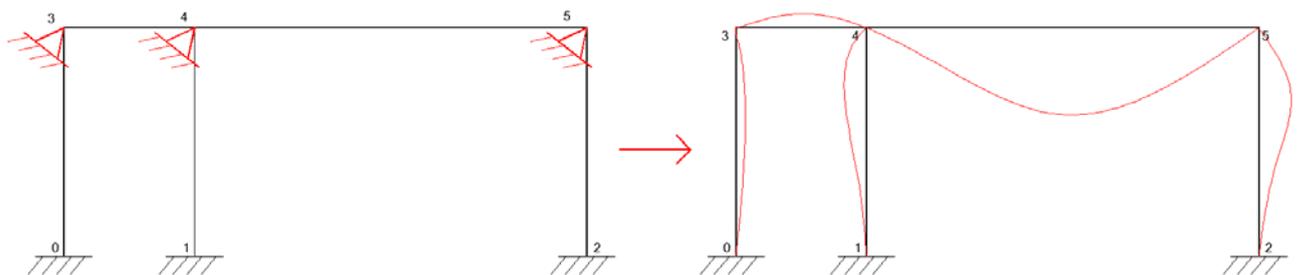


Ilustración 26. Diagrama de deformación (WinEva).

Esto supone una aproximación excelente del diagrama de momentos y cortantes del pórtico real. Se adjuntan los diagramas de momentos y cortantes obtenidos con el software mencionado.

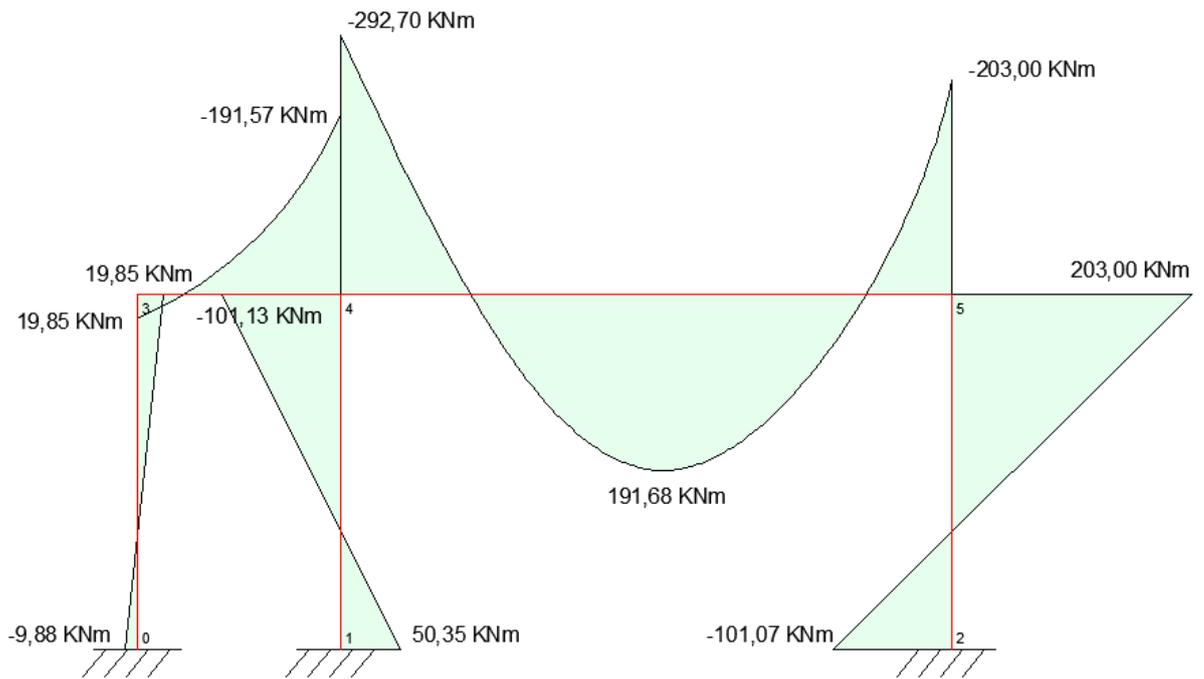


Ilustración 27. Diagrama de momentos (WinEva).

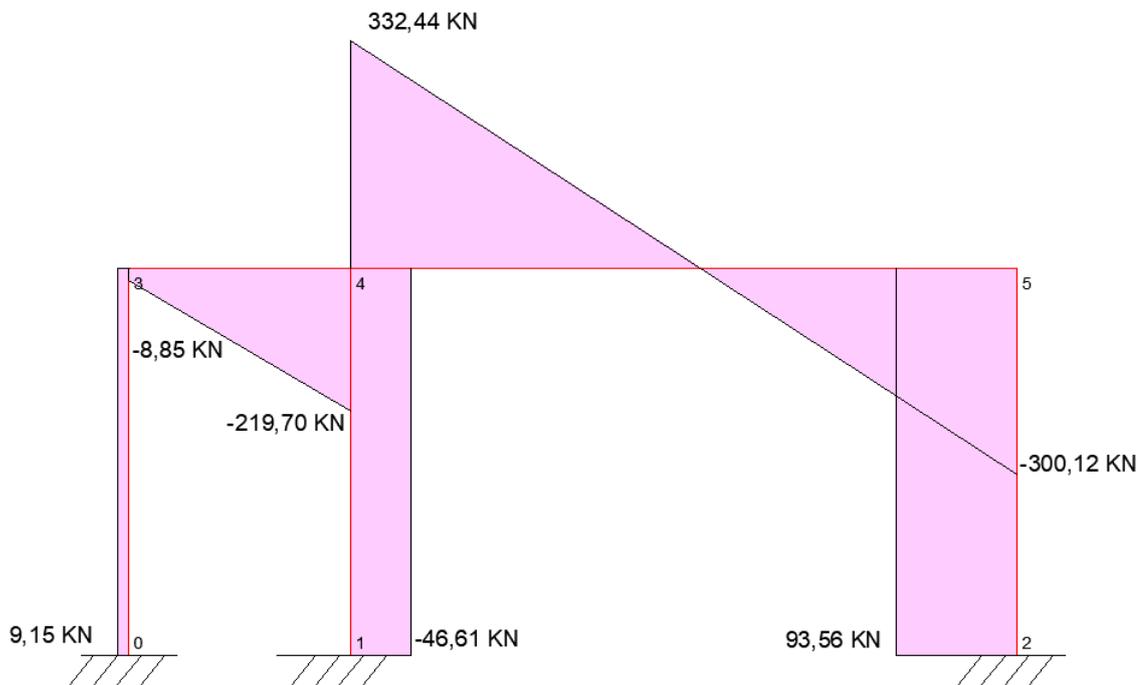


Ilustración 28. Diagrama de cortantes (WinEva).

4.2.3.4 Predimensionado de elementos horizontales del pórtico (vigas) (ELU)

Para hacer un predimensionado de los elementos horizontales del pórtico (vigas), se debe dimensionar a ELU de flexión y a ELU de cortante.

- ELU de flexión:

Para el método de los Estados Límite Últimos se considera que el perfil deberá resistir un momento mayor al solicitado por el cálculo: S (solicitación) $\leq R$ (resistencia), por lo que el valor de cálculo del momento flector M_{Ed} deberá cumplir para cualquier sección transversal:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

Siendo,

M_{Ed} Valor de cálculo del momento flector.

$M_{c,Rd}$ Resistencia de cálculo de la sección a flexión.

El valor de Momento máximo de cálculo (M_{Ed}), positivo o negativo, se obtiene de los cálculos realizados en el apartado anterior, en este caso es $-292,94 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

Se quiere disponer un perfil de la serie HEB. Para predimensionar este tipo de perfiles de clase 1 o 2 que cumpla con este requisito se toma la expresión $|M_{Ed}| = |M_{c,Rd}|$, donde:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Siendo,

W_{pl} Módulo resistente plástico.

γ_{M0} Coeficiente parcial de seguridad para determinar la resistencia relativa a la plastificación del material. Su valor viene especificado en el apartado 2.3.3 del DB SE-A del CTE:

2.3.3 Coeficientes parciales de seguridad para determinar la resistencia

1 Para los coeficientes parciales para la resistencia se adoptarán, normalmente, los siguientes valores:

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

Ilustración 29. Coeficientes parciales de seguridad para determinar la resistencia.

f_y Tensión de límite elástico, que se obtiene de la tabla 4.1 del DB SE-A del CTE:

Tabla 4.1 Características mecánicas mínimas de los aceros UNE EN 10025

DESIGNACIÓN	Espesor nominal t (mm)				Temperatura del ensayo Charpy °C
	Tensión de límite elástico f_y (N/mm ²)			Tensión de rotura f_u (N/mm ²)	
	t ≤ 16	16 < t ≤ 40	40 < t ≤ 63	3 ≤ t ≤ 100	
S235JR					20
S235J0	235	225	215	360	0
S235J2					-20
S275JR					20
S275J0	275	265	255	410	0
S275J2					-20
S355JR					20
S355J0	355	345	335	470	0
S355J2					-20
S355K2					-20 ⁽¹⁾
S450J0	450	430	410	550	0

⁽¹⁾ Se le exige una energía mínima de 40J.

Ilustración 30. Características mecánicas mínimas de los aceros UNE EN 10025.

Para el análisis a ELU de la flexión de la viga lo que interesa es el espesor de las alas ya que son las que resisten el momento. Teniendo en cuenta la tabla anterior, que el acero utilizado es del tipo S275JR y considerando que el espesor de alas de cualquier perfil HEB mayor que un HEB 200 tiene un espesor superior a 16 mm, se tomaría como tensión límite elástico $f_y=265$ N/mm².

Aplicando la expresión antes descrita se obtiene el valor del módulo resistente plástico que nos permitirá elegir el perfil más adecuado para la jácena de estudio:

$$292,94 \times 10^6 = \frac{W_{pl} \times 265}{1,05}$$

$$W_{pl} = 1160705,66 \text{ mm}^3 = 1160,71 \text{ cm}^3$$

Consultando el prontuario de perfiles, se puede apreciar que el **HEB 260** (W_{pl} : 1282,91 cm³) es el perfil mínimo que cumple con dicho módulo resistente plástico.

- ELU de cortante:

Teniendo en cuenta que para el método de los Estados Límite Últimos se considera: S (solicitud) ≤ R (resistencia), el valor del esfuerzo cortante de cálculo V_{ed} será menor que la resistencia de las secciones a cortante $V_{c,Rd}$.

El esfuerzo cortante de cálculo máximo, positivo o negativo, tiene un valor de 332,47 kN según los cálculos realizados en el apartado anterior.

La resistencia de las secciones de los perfiles a cortante, en ausencia de torsión, es igual a la resistencia plástica $V_{pl,Rd}$:

$$V_{pl,Rd} = A_v \times \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

Siendo,

$V_{pl,Rd}$ Resistencia plástica.

A_v Área del perfil a cortante (área del alma).

f_{yd} Coeficiente de cálculo, es el cociente de la tensión límite elástico y el coeficiente de seguridad del material, por lo que:

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{275}{1,05} = 261,90 \text{ N/mm}^2$$

En este caso, la sección del perfil debe resistir la cortante de cálculo por lo que se debe analizar el alma que para cualquiera perfil HEB tienen un espesor de alma inferior a 16 mm, por tanto, $f_y=275 \text{ N/mm}^2$.

Con esto se obtiene el área necesaria para resistir el cortante obtenido de cálculo, dato con el que se sabrá cuál de los perfiles HEB puede soportarlos esfuerzos de la viga en cuestión:

$$332,47 \times 10^3 = A_v \times \frac{261,90}{\sqrt{3}}$$

$$A_v = 2198,76 \text{ mm}^2 = 21,99 \text{ cm}^2$$

El perfil HEB 100 ($A_v: 26 \text{ cm}^2$) es el menor perfil que cumple con el área a cortante requerida.

Una vez analizados los cálculos a ELU, el perfil que resiste tanto los esfuerzos de flexión como los de cortante es el **HEB 260**.

4.2.3.5 Comprobación de vigas (ELS)

Tal y como dice el CTE, los Estados Límite de Servicio son los que, de ser superados, afectan al confort y al bienestar de los usuarios o de terceras personas, al correcto funcionamiento del edificio o a la apariencia de la construcción. Por ello se deben considerar las deformaciones (flechas, asentos o desplomes), las vibraciones o los daños o el deterioro que puedan afectar a la durabilidad.

Para cumplir con todo lo exigido en el DB-SE del CTE, en este apartado se calcula la inercia necesaria para no tener problemas de flecha en la viga. Puesto que es una reforma de una vivienda existente y se quiere evitar la aparición de fisuras en la tabiquería se debería calcular la opción más desfavorable que sería según el art. 4.3.3.1 del DB-SE una flecha total de $L/500$. Puesto que en este caso particular sobre el apeo existe un muro de carga se aumentará dicho límite por seguridad, atendiendo a la bibliografía técnica, y se fijará a una flecha total de $L/1000$.

Para calcular la flecha total se deben utilizar las combinaciones de cargas cuasipermanentes que produzcan más deformaciones a la viga, para ello las cargas variables se multiplican por un coeficiente de simultaneidad Ψ_2 . Este coeficiente se obtiene de la Tabla 4.2 del DB-SE del CTE, que vale 0 en sobrecarga de uso de mantenimiento de cubiertas no transitables y nieve en alturas inferiores a 1000m, y vale 0,3 en el caso de zonas residenciales.

Por ello, se tendrán en cuenta únicamente las cargas permanentes en su valor característico y la sobrecarga de uso se puede tener en el forjado de planta piso multiplicada por el coeficiente de simultaneidad Ψ_2 .

Con la ayuda nuevamente de la tabla del Método de Cross se puede comprobar que la combinación de cargas más desfavorable que se puede dar en el pórtico es el caso en el que el vano con mayor luz está completamente cargado (cargas permanentes + sobrecarga de uso= 67,58 KN·m) y descargando el vano de menor luz (cargas permanentes 64,16KN·m) ya que esto hará que el momento máximo negativo sea inferior y el momento máximo positivo mayor que producirá una flecha mayor.

A efectos de cálculo de flecha el vano 4-5 se podría obtener mediante la superposición de tres acciones en una viga biarticulada con la misma inercia y luz.

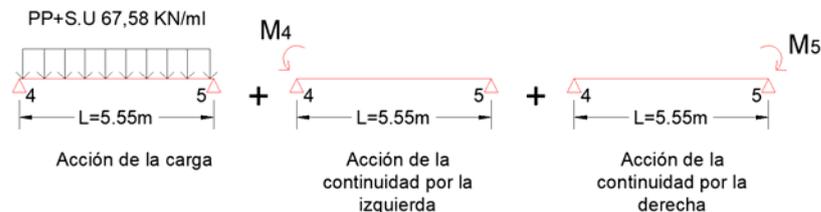


Ilustración 31. Momentos en el Vano 4-5.

$$Flecha\ máxima = \frac{5 \cdot q_{cuasipermanente} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} - \frac{M_4 \cdot l^2}{16 \cdot E \cdot I} - \frac{M_5 \cdot l^2}{16 \cdot E \cdot I}$$

Los momentos M_4 y M_5 se obtienen de la tabla generada con las cargas características:

NUDO	0	3	4	5	2	1				
BARRA	0-3	3-0	3-4	4-3	4-1	4-5	5-4	5-2	2-5	1-4
Fd	0,00	0,36	0,64	0,52	0,30	0,18	0,37	0,63	0,00	0,00
Momento			-19,27	19,27		-173,47	173,47			
ITERACIONES	1	6,99	12,28	81,05	46,14	27,02	-64,07	-109,40		
	2	3,50	40,52	6,14		-32,03	13,51		-54,70	23,07
	3	-14,70	-25,82	13,61	7,75	4,54	-4,99	-8,52		
	4	-7,35	6,80	-12,91		-2,49	2,27		-4,26	3,87
	5	-2,47	-4,34	8,10	4,61	2,70	-0,84	-1,43		
	6	-1,23	4,05	-2,17		-0,42	1,35		-0,72	2,30
	7	-1,47	-2,58	1,36	0,77	0,45	-0,50	-0,85		
	8	-0,73	0,68	-1,29		-0,25	0,23		-0,43	0,39
TOTAL	-6,03	-12,08	12,08	113,83	59,86	-173,69	120,46	-120,46	-60,22	29,92
		0,00		0,00		0,00				

Tabla 14. Tabla del Método de Cross con cargas características.

El momento M_4 es 173,69 KN·m y M_5 es 120,46 KN·m.

Por lo tanto, la flecha total se obtiene de la siguiente ecuación:

$$Flecha\ total = \frac{5 \cdot q_{cuasipermanente} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} - \frac{M_4 \cdot l^2}{16 \cdot E \cdot I} - \frac{M_5 \cdot l^2}{16 \cdot E \cdot I} \leq \frac{L}{1000}$$

Antes de calcular la flecha total, lo que interesa es comprobar si el perfil que se ha obtenido en el predimensionado a ELU (HEB 260) es válido, por ello, se buscará la inercia necesaria para aguantar una flecha de 5,55mm, aislándola de la ecuación anterior.

$$I = \frac{1000}{E} \left(\frac{5 \cdot q_{cuasipermanente} \cdot l^3}{384} - \frac{M_4 \cdot l}{16} - \frac{M_5 \cdot l}{16} \right);$$
$$I = \frac{1000}{2,1 \times 10^5} \left(\frac{5 \cdot 67,58 \cdot 5550^3}{384} - \frac{294,14 \times 10^6 \cdot 5550}{16} \right) \times 10^{-4};$$

$I=23.046,30\text{cm}^4 \rightarrow \text{HEB 300 } (I= 25.165,65 \text{ cm}^4)$

Se comprueba que el perfil obtenido en ELU no era suficiente. El mínimo que supera esta inercia es un HEB 300, con 25.165,65cm⁴.

A continuación, se comprobará la flecha máxima que generará la viga HEB 300 sustituyendo su inercia y despejando la flecha.

$$Flecha\ máxima = \frac{1}{EI} \left(\frac{5 \cdot q_{cuasipermanente} \cdot l^4}{384} - \frac{M_4 \cdot l^2}{16} - \frac{M_5 \cdot l^2}{16} \right)$$
$$Flecha\ máxima = \frac{1}{2,1 \times 10^5 \cdot 25165,65 \times 10^4} \left(\frac{5 \cdot 67,58 \cdot 5550^4}{384} - \frac{294,14 \times 10^6 \cdot 5550^2}{16} \right);$$

La flecha máxima en este caso es de 5,08mm.

La altura libre inicial de la planta baja es de 2,55 m, por lo que al poner una viga bajo el forjado de 30 cm de canto, queda una altura libre de paso de 2,25 m.

4.2.3.6 Predimensionado de pilares (ELU)

En base a los cálculos antes realizados se tiene el siguiente esquema:

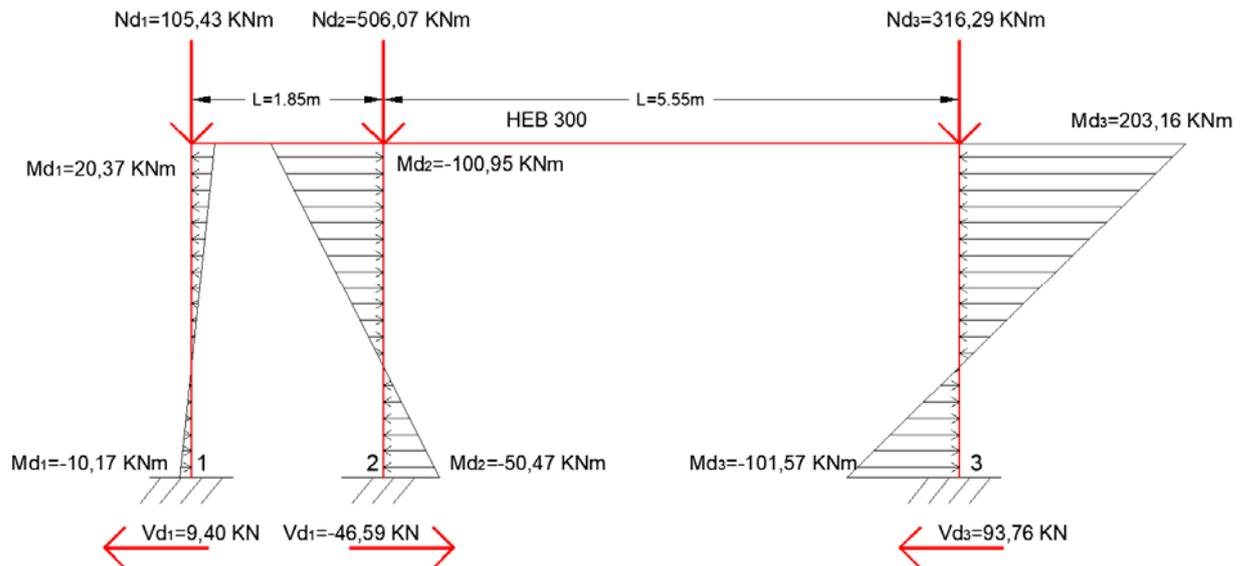


Ilustración 32. Esquema de momentos, cortantes y axiles del pórtico.

Nótese que estos esfuerzos se han obtenido asumiendo que los pilares y vigas del pórtico tienen la misma sección (inercia), por lo que lo presentado a continuación es una simplificación para el predimensionado.

En la interacción de esfuerzos del perfil coinciden flexión, axil y cortante por lo que, como dice el CTE en el DB SE-A Art. 6.2.8, cuando el cortante de cálculo supere la mitad de la resistencia de cálculo de la sección (calculada en ausencia de otros esfuerzos) se emplearán las fórmulas de interacción dadas en el apartado de flexión compuesta sin cortante, en este caso la dada para secciones de clase 1 y 2.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{yEd}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{zEd}}{M_{pl,Rdz}} \leq 1$$

Siendo,

N_{Ed} Axil que recae sobre el pilar.

$N_{pl,Rd}$ Axil de resistencia plástica.

M_{yEd} Momento del pilar existente en el eje y.

$M_{pl,Rdy}$ Momento de resistencia plástica en el eje y.

M_{zEd} Momento del pilar existente en el eje z.

$M_{pl,Rdz}$ Momento de resistencia plástica en el eje z.

Para predimensionar generalmente, en el caso de soportes de acero, los momentos suelen condicionar más que los axiles, por tanto, en primer lugar se utilizará la fórmula de resistencia de la sección a flexión simple sin tener en cuenta el axil (art. 6.2.6 DB-SE-A). Al ignorar el axil, para compensar el resultado se utiliza la fórmula de la resistencia de la sección en modo elástico en lugar de plástico.

$$M_{el,Rd} = W_{el} \cdot f_{yd}$$

Siendo,

$M_{el,Rd}$ Momento de resistencia elástica.

W_{el} Módulo resistente elástico correspondiente a la fibra con mayor tensión.

A continuación, se realizarán los mismos cálculos para cada pilar ya que el pórtico es de vanos desiguales y no les llega la misma carga. Así pues:

$$W_{el1} > \frac{M_{d1}}{f_{yd}} = \frac{20,37 \times 10^6}{\frac{275}{1,05}} = 77,77 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{HEB 100 (} W_{ely} = 89,91 \text{ cm}^3 \text{)}$$

$$W_{el2} > \frac{M_{d2}}{f_{yd}} = \frac{100,95 \times 10^6}{\frac{275}{1,05}} = 385,45 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{HEB 180 (} W_{ely} = 425,68 \text{ cm}^3 \text{)}$$

$$W_{el3} > \frac{M_{d3}}{f_{yd}} = \frac{203,16 \times 10^6}{\frac{275}{1,05}} = 787,16 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{HEB 240 (} W_{ely} = 938,27 \text{ cm}^3 \text{)}$$

Una vez escogido el perfil, se comprueba su Resistencia ELU mediante la fórmula establecida anteriormente para barras sometidas a flexión compuesta sin cortante:

$$\frac{N}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M}{W_{pl} \cdot f_{yd}} < 1$$

$$\text{Pilar 1} \rightarrow \frac{105,43 \cdot 10^3}{2603,84 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{20,37 \cdot 10^6}{104210 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,90 < 1 \rightarrow \text{Cumple.}$$

$$\text{Pilar 2} \rightarrow \frac{506,07 \cdot 10^3}{6525,50 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{100,95 \cdot 10^6}{481450 \cdot \frac{275}{1,05}} = 1,10 > 1 \rightarrow \text{No Cumple.}$$

$$\text{Pilar 3} \rightarrow \frac{316,29 \cdot 10^3}{10599,26 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{203,16 \cdot 10^6}{1053150 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,85 < 1 \rightarrow \text{Cumple.}$$

Como se ha podido comprobar el pilar 2 no cumple por lo que se probará con un perfil superior, un HEB 200.

$$\text{Pilar 2} \rightarrow \frac{506,07 \cdot 10^3}{7808,64 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{100,95 \cdot 10^6}{642550 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,85 < 1 \rightarrow \text{Cumple.}$$

Una vez predimensionados los perfiles a flexión y axil, se comprueba que estos cumplen a ELU para cortante calculando la resistencia de la sección de cada uno de ellos, lo que es igual, se buscará el área mínima del alma que debe tener el pilar con la ayuda de la ecuación localizada en el Art. 6.2.4 del DB-SE-A del CTE.

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} > V_{Ed}$$

Siendo,

$V_{pl,Rd}$ Esfuerzo de cortante plástico resistido.

V_{Ed} Esfuerzo de cortante de cálculo.

$$\text{Pilar 1} \rightarrow V_{pl,Rd} = 903,84 \frac{275}{\sqrt{3}} \frac{1,05}{1,05} = 136,67 \text{KN} > 9,40 \text{KN} \rightarrow \text{Cumple.}$$

$$\text{Pilar 2} \rightarrow V_{pl,Rd} = 2483,64 \frac{275}{\sqrt{3}} \frac{1,05}{1,05} = 375,55 \text{KN} > 46,59 \text{KN} \rightarrow \text{Cumple.}$$

$$\text{Pilar 3} \rightarrow V_{pl,Rd} = 3323,26 \frac{275}{\sqrt{3}} \frac{1,05}{1,05} = 502,51 \text{KN} > 93,76 \text{KN} \rightarrow \text{Cumple.}$$

Una vez verificado que los perfiles resultantes cumplen a flexión y a cortante se verificará el cumplimiento de las sollicitaciones y para ello se deben considerar los posibles efectos de segundo orden por lo que se tendrá que tener en cuenta la posible deformación por pandeo de la pieza.

Para facilitar el cálculo y mejorar el trabajo conjunto del apeo se realizarán todos los pilares con el mismo perfil que será el perfil HEB 240 ya que es el perfil obtenido en el caso más desfavorable.

El pórtico de análisis es traslacional ya que no está arriostrado por lo que para el estudio del pandeo se deberá comprobar el perfil HEB 240 en dos planos, plano Z y plano Y, y verificar si es adecuado.

- **PLANO Y**

La expresión que se debe cumplir según el art. 6.3.4.2 del DB SE-A del CTE para este plano es:

$$\frac{N_{Ed}}{X_y \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{X_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Siendo,

$e_{N,y}, e_{N,z}$ Desplazamientos del centro de gravedad de la sección transversal efectiva con respecto a la posición del centro de gravedad de la sección transversal bruta, en piezas de clase 4.

$N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$ Son los valores de la fuerza axial y de los momentos de cálculo de mayor valor absoluto de la pieza. $M_{z,Ed}$ es nulo ya que es un pórtico plano por lo que solo se tiene el valor del momento flector en el plano y.

X_{LT} Coeficiente de pandeo lateral, según 6.3.3; se toma igual a 1 en piezas no susceptibles al pandeo.

X_y Coeficiente de pandeo en dirección del eje y.

$A^*, W_y, W_z, \alpha_y, \alpha_z$ Están indicados en la tabla 6.8. El módulo resistente W_y será para este caso el módulo resistente plástico $W_{pl,y}$, que se obtendrá del prontuario de perfiles. Según éste para un perfil HEB 240: $W_{pl,y}=1053150 \text{ mm}^3$ y $A=10559,26 \text{ mm}^2$.

Tabla 6.8 Términos de comprobación, según peor clase de sección en la pieza

Clase	A^*	W_y	W_z	α_y	α_z	$e_{N,y}$	$e_{N,z}$
1	A	$W_{pl,y}$	$W_{pl,z}$	0,6	0,6	0	0
2	A	$W_{pl,y}$	$W_{pl,z}$	0,6	0,6	0	0
3	A	$W_{el,y}$	$W_{el,z}$	0,8	1	0	0
4	A_{eff}	$W_{eff,y}$	$W_{eff,z}$	0,8	1	Según pieza y tensiones	Según pieza y tensiones

Ilustración 33. Tabla 6.8 Términos de comprobación, según peor clase de sección en la pieza.

C_{my}, C_{mz} Factores de momento flector uniforme equivalente. En las barras de pórticos su arriostrar con longitudes de pandeo superiores a la de las propias barras debe tomarse: $c=0,9$.

K_y, k_z, k_{yLT} Coeficientes indicados en la tabla 6.9.

Tabla 6.9 Coeficientes de interacción según peor clase de sección en la pieza

Clase	Tipo de sección	k_y	k_z	k_{yLT}
1 y 2	I, H, abiertas	$1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{C,Rd}}$	$1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	el menor de $1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$
	Hueca delgada		$1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	$0,6 + \bar{\lambda}_z$
3 y 4	Todas	$1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{C,Rd}}$	$1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	$1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$

siendo $\bar{\lambda}_y$ y $\bar{\lambda}_z$ valores de las esbelteces reducidas para los ejes y - y z - z, no mayores que 1,00.

$N_{C,Rd} = A^* \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

Ilustración 34. Tabla 6.9 Coeficientes de interacción según peor clase de sección en la pieza.

En primer lugar, se calculará la longitud de pandeo (L_k) de la pieza en cuestión con la siguiente expresión:

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot (n_1 + n_2) - 0,12 \cdot n_1 \cdot n_2}{1 - 0,8 \cdot (n_1 + n_2) + 0,6 \cdot n_1 \cdot n_2}}$$

Siendo,

β Longitud de pandeo de un tramo del pilar de longitud L .

L_k Longitud de pandeo.

n_1, n_2 Coeficientes de distribución que corresponden con los nudos de cada extremo del pilar donde se produce la unión con las jácenas y los pilares correspondientes.

$$n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$n_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

K Coeficiente de rigidez de cada tramo en cuestión, se puede identificar con el siguiente esquema:

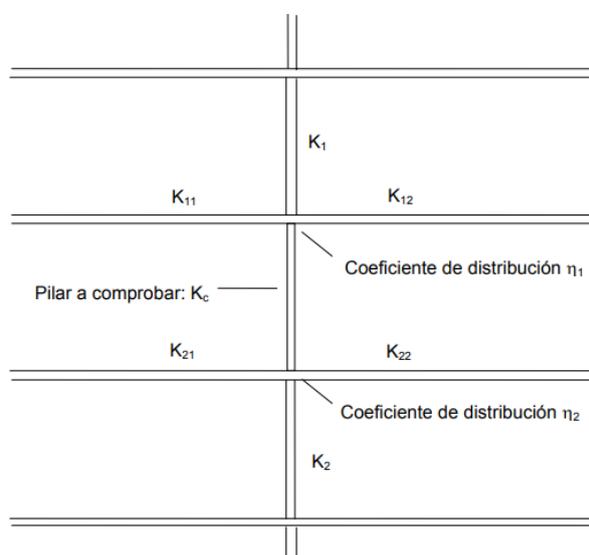


Figura 6.5 Coeficientes de distribución

Ilustración 35. Tabla 6.5 Coeficientes de distribución.

En la tabla 6.5 del DB-SE-A del CTE se encuentra la expresión para el cálculo del coeficiente de rigidez:

Tabla 6.5 Coeficiente de rigidez eficaz para una viga en comportamiento elástico

Condiciones de coacción al giro en la viga en el extremo contrario al considerado.	Coeficiente de rigidez eficaz K de la viga	
	sin compresión relevante	con compresión ⁽¹⁾
empotrado	1,0 EI/L	1,0 EI/L (1-0,4 N/N_{cri})
articulado	0,75 EI/L	0,75 EI/L (1 - 1,0 N/N_{cri})
giro igual y de igual signo	1,5 EI/L	1,5 EI/L (1-0,2 N/N_{cri})
giro igual y de signo opuesto	0,5 EI/L	0,5 EI/L (1-1,0 N/N_{cri})
giro θ_a en el nudo considerado y giro θ_b en el otro	$(1 + 0,5 \theta_b / \theta_a) EI/L$	-

⁽¹⁾ N_{cri} se refiere al valor crítico a compresión de la viga considerada. El caso general (-) no está contemplado

Ilustración 36. Tabla 6.5 Coeficiente de rigidez eficaz para una viga en comportamiento elástico.

Se considera que en los nudos en que se unen las vigas se tienen empotramientos ya que se transfieren momentos flectores entre ellas, se analiza el pilar más desfavorable y si cumple el resto también serán válidos:

$$K = \frac{EI}{L}$$

$$L_c = 3250 \text{ mm}$$

$$L_{11} = 5550 \text{ mm}$$

$$E \text{ (módulo de elasticidad del acero)} = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y \text{ (HEB240)} = 112592900 \text{ mm}^4$$

$$I_y \text{ (HEB300)} = 251656500 \text{ mm}^4$$

$$n_1 = \frac{\frac{112592900}{3250}}{\frac{112592900}{3250} + \frac{251656500}{5550}} = 0,43$$

$$n_2 = 0 \text{ (empotramiento)}$$

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0.2 \cdot 0,43}{1 - 0.8 \cdot 0,43}} = 1,18$$

$$L_k = 1,18 \cdot 3250 = 3835,00 \text{ mm}$$

Una vez obtenida la longitud de pandeo se calculará el axil crítico que el perfil que se está comprobando puede soportar:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{L_k^2} \cdot E \cdot I_y \text{ (HEB240)}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{3835^2} \cdot 210000 \cdot 112592900 = 15867163,93 \text{ N}$$

Se continúa calculando la esbeltez reducida (λ), que es la raíz cuadrada del cociente entre la resistencia plástica de la sección de cálculo y la compresión crítica de pandeo. Según dice el CTE en la tabla 6.12 del DB-SE-A el valor de A de la fórmula será para la clase de sección igual al área del perfil. Se recuerda que f_y se obtiene de la tabla 4.1 del DB SE-A del CTE.

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{10599,26 \cdot 275}{15867163,93}} = 0,4286$$

El coeficiente X de reducción por pandeo para esbeltez reducida $\lambda_k \geq 0,2$ se obtiene con las siguientes expresiones:

$$X = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda k^2}} \leq 1$$

$$\phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda k - 0.2) + \lambda k^2]$$

Donde el coeficiente de imperfección (α) adopta los valores de la tabla 6.3 en función de la curva de pandeo que se obtiene de la tabla 6.2 (DB-SE-A CTE) con la sección del perfil analizado:

Tabla 6.2 Curva de pandeo en función de la sección transversal

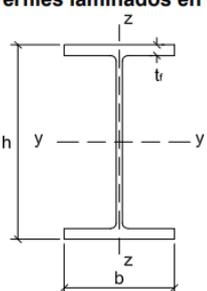
Tipo de sección	Tipo de acero		S235 a S355		S450	
	Eje de pandeo ⁽¹⁾		y	z	y	z
Perfiles laminados en I 	h/b > 1,2	t ≤ 40 mm	a	b	a ₀	a ₀
		40 mm < t ≤ 100 mm	b	c	a	a
	h/b ≤ 1,2	t ≤ 100 mm	b	c	a	a
		t > 100 mm	d	d	c	c

Ilustración 37. Tabla 6.2 Curva de pandeo en función de la sección transversal.

Tabla 6.3 Valores del coeficiente de pandeo (χ)

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

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

Ilustración 38. Tabla 6.3 Valores del coeficiente de pandeo.

A una curva de pandeo tipo b le corresponde un coeficiente de imperfección $\alpha=0.34$.

$$\phi = 0.5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,43 - 0,2) + 0,43^2];$$

$$\phi = 0,63$$

$$X = \frac{1}{0,63 + \sqrt{0,63^2 - 0,43^2}} = 0,917 \leq 1$$

El valor del coeficiente X se podría haber obtenido de la figura 6.3 o interpolando los valores de la tabla 6.3 en función de la esbeltez reducida y del coeficiente de imperfección. Se comprueba que los valores obtenidos son muy similares.

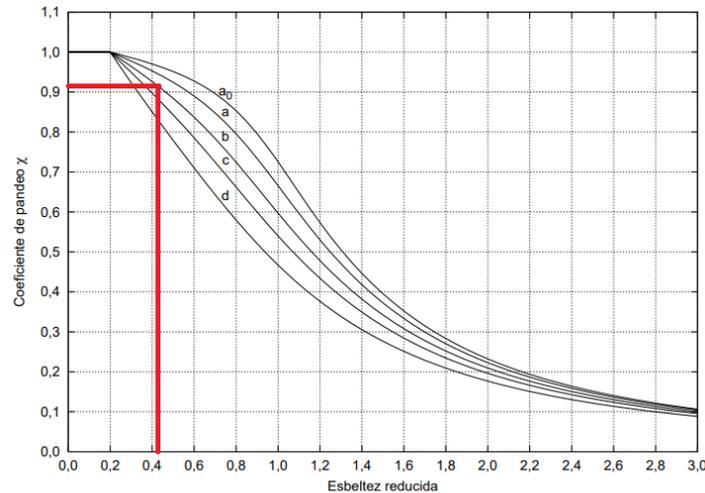


Figura 6.3 Curvas de pandeo

Ilustración 39. Figura 6.3. Curvas de pandeo.

Interpolando de la tabla 6.3 se obtiene:

$$Y = Y_0 \frac{Y_1 - Y_0}{X_1 - X_0} (X - X_0) = 0,93 \frac{0,88 - 0,93}{0,50 - 0,40} (0,43 - 0,40) = 0,915$$

Para obtener el coeficiente de interacción según la clase de sección se utilizará la expresión dada en la tabla 6.9.

$$K_y = 1 + (\lambda_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{C,Rd}}$$

Antes se debe obtener el axil crítico resistido por el pilar, para ello:

$$N_{C,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{10599,26 \cdot 275}{1,05} = 2775996,67 \text{ N}$$

El coeficiente de pandeo lateral, según 6.3.3, se tomaría igual a 1,00 en piezas no susceptibles de pandeo por torsión. $X_{LT} = 1$.

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1} = 275 / 1,05 = 261,904762 \text{ N/mm}^2$$

Recordar que se ha propuesto utilizar el mismo perfil para los tres pilares, en su caso, se utilizarán el pilar con los axiles y momentos más desfavorables del pórtico para comprobar su viabilidad.

$$K_y = 1 + (\lambda_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{C,Rd}} = 1 + (0,43 - 0,2) \cdot \frac{316,29 \cdot 10^3}{0,917 \cdot 2775996,67} = 1,028$$

Obtenidos todos los datos ya se puede comprobar si el pilar cumple con la expresión dada al inicio de este apartado.

$$\frac{316,29 \cdot 10^3}{0,917 \cdot 10599,26 \cdot \frac{275}{1,05}} + 1,028 \cdot \frac{0,9 \cdot 203,16 \cdot 10^6}{1 \cdot 1053150 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,81 \leq 1 \text{ Cumple.}$$

Llegados a este punto, puede apreciarse que la viga y los pilares al ser perfiles distintos tienen inercias diferentes. Teniendo en cuenta que en la aproximación mediante el Método de Cross éstas se han considerado iguales, hay que corregir este planteamiento. Para ser más precisos, a partir de este punto se sacan los diagramas obtenidos mediante el software informático considerando los nudos 3, 4 y 5 como libres, ya que, es la forma más exacta de introducirlos en el programa y se continúa con los cálculos.

Tras meter los datos en el software con las inercias de los perfiles que se han predimensionado, se aprecia que, al quitar las articulaciones en los nudos, los valores de los momentos aumentan lo suficiente como para que la flecha sea superior a la deseada.

Para solucionarlo se aumenta el canto de la viga hasta un HEB320. Esto reduce la flecha hasta 5,9 mm, pero no es suficiente. Como se ha comentado anteriormente, se quiere limitar la flecha a 1/1000 para evitar que el muro de carga que cae sobre el pórtico se fisure, por lo que la flecha máxima admisible es de 5,55 mm. Al ser tan poca la diferencia, se ha optado por aumentar un perfil más la sección de los pilares en lugar de la viga, para que el paso libre no se reduzca mucho. De esta forma al tener los soportes más inercia, reducen el momento positivo en el centro del vano más largo lo suficiente como para conseguir una flecha de 5,5 mm.

Se comprueba la flecha manualmente, para confirmar que este planteamiento es correcto. Nótese que en este punto le sumamos el peso propio de la viga, para afinar aún más y comprobar que efectivamente cumple.

$$Flecha \text{ máxima} = \frac{1}{2,1 \times 10^5 \cdot 30823,51 \times 10^4} \left(\frac{5 \cdot 68,85 \cdot 5550^4}{384} - \frac{263,49 \times 10^6 \cdot 5550^2}{16} \right);$$

La flecha máxima en este caso es de 5,30mm. El valor es algo inferior al que proporciona el software y dado que en ambos casos funciona, damos por correcto el planteamiento y serán estos los valores del pórtico de aquí en adelante.

A continuación se adjuntan los diagramas obtenidos del software WinEva utilizado para dimensionar el resto de elementos del pórtico.

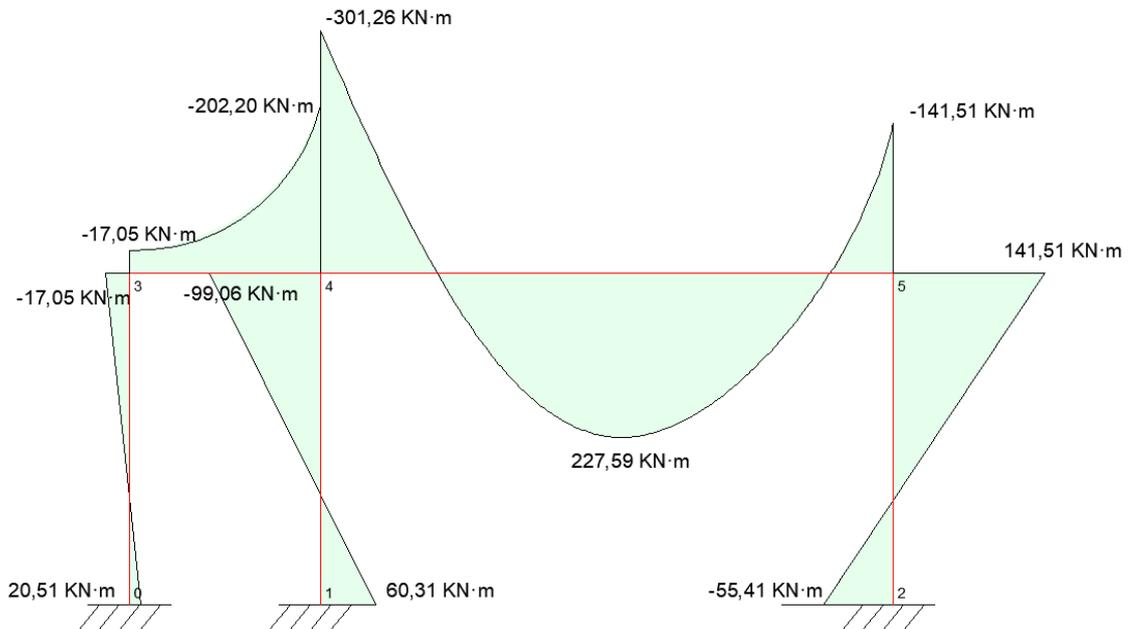


Ilustración 40. Diagrama de momentos vigas HEB 320, pilares HEB 260 (WinEva).

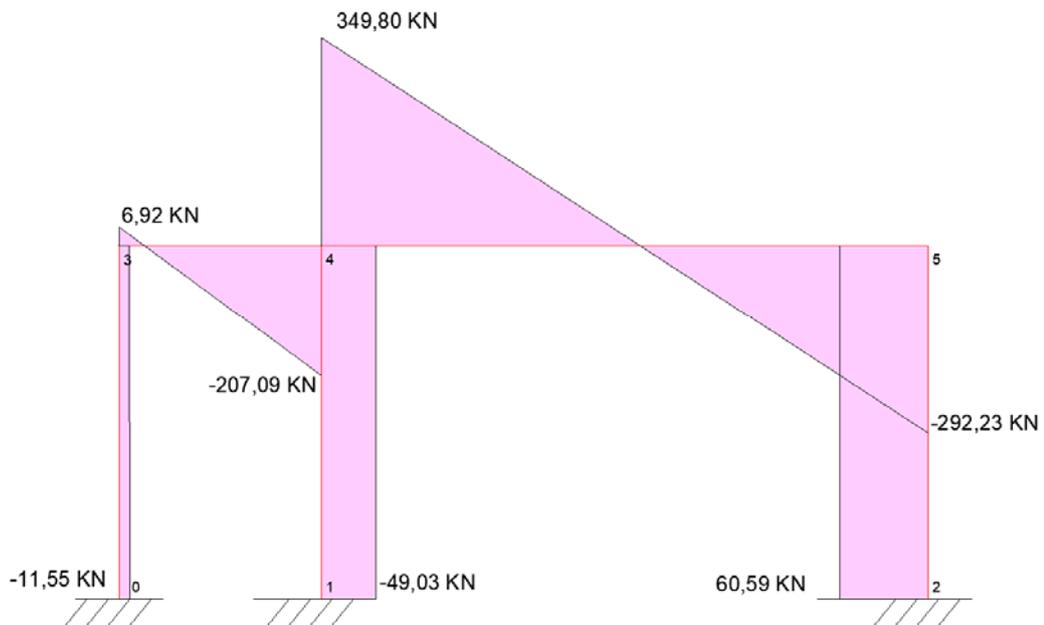


Ilustración 41. Diagrama de cortantes de vigas HEB 320, pilares HEB 260 (WinEva).

Resumiendo, el pórtico cuenta con tres soportes de acero HEB 260 y una viga formada por un perfil HEB 320.

- **PLANO Z**

Se comprueba el pandeo en el plano Z, pues el software no lo comprueba este eje, y se verifica si también cumple:

$$\frac{N_{Ed}}{X_y \cdot A^* \cdot f_{yd}} + \alpha_y k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Como se puede apreciar, la ecuación es muy similar y el procedimiento de cálculo de las incógnitas será el mismo que en el anterior plano. Solo se debe tener en cuenta que la inercia en el eje Z del perfil HEB 260 es $I_z=51345100 \text{ mm}^4$ y el coeficiente de imperfección ($\alpha=0,49$) por lo que cambiarán respecto el otro plano los siguientes valores:

$$n_1 = \frac{\frac{51345100}{3250}}{\frac{51345100}{3250}} = 1$$

$$n_2 = 0 \text{ (empotramiento)}$$

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0.2 \cdot 1}{1 - 0.8 \cdot 1}} = 2$$

$$L_k = 2 \cdot 3250 = 6500 \text{ mm}$$

Tabla 6.2 Curva de pandeo en función de la sección transversal

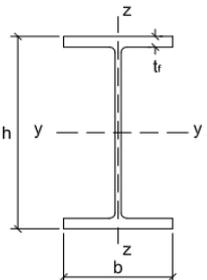
Tipo de sección	Tipo de acero		S235 a S355		S450	
	Eje de pandeo ⁽¹⁾		y	z	y	z
	$h/b > 1,2$	$t \leq 40 \text{ mm}$	a	b	a_0	a_0
		$40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
	$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
		$t > 100 \text{ mm}$	d	d	c	c

Ilustración 42. Curva de pandeo en función de la sección transversal.

La curva de pandeo en este caso será de tipo c para la cual $\alpha_z = 0.49$.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{6500^2} \cdot 210000 \cdot 51345100 = 2518786,35 \text{ N}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{11845,36 \cdot 275}{2518786,35}} = 1,14$$

$$\phi = 0.5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (1,14 - 0.2) + 1,14^2] = 1,38$$

$$X = \frac{1}{1,38 + \sqrt{1,38^2 - 1,14^2}} = 0,46 \leq 1$$

$$N_{C,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{11845,36 \cdot 275}{1,05} = 3102356,19 \text{ N}$$

$$K_z = 1 + (\lambda_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{C,Rd}} = 1 + (1,14 - 0,2) \cdot \frac{517,76 \cdot 10^3}{0,46 \cdot 3102356,19} = 1,34$$

$$\frac{517,76 \cdot 10^3}{0,46 \cdot 11845,36 \cdot \frac{275}{1,05}} + 0,49 \cdot 1,34 \cdot \frac{0,9 \cdot 99,06 \cdot 10^6}{602250 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,73 \leq 1 \text{ Cumple.}$$

4.2.3.7 Rigidizadores y unión viga-pilar

En este apartado se comprueban y se dimensionan las uniones entre la viga y los pilares, ya que es en los nudos donde se producen mayores tensiones y donde suelen fallar las estructuras cuando estos no están bien dimensionados.

Se pretenden dimensionar tres uniones rígidas que transmitan los cortantes y momentos de la viga a los pilares. De entrada, se trata de una viga de mayor canto que los soportes, por lo que se ha decidido que continúe y no se corte, añadiéndole rigidizadores para dar continuidad a los pilares.

Las dimensiones de la viga impiden que sea una única pieza, pues al tratarse de una luz total de 7,86 m dificulta mucho su transporte y dadas las características de la obra, tampoco se tendría maniobrabilidad. Por ello, se suministrará en dos piezas de dimensiones más manejables para posteriormente unirse en obra. Una de ellas medirá 2,92 m, la que corresponde al vano corto, y la otra de 4,41 m, situada en el vano largo.

Esta elección no es al azar, sino que está hecha con toda la intencionalidad, pues es en ese punto donde el momento es nulo. De esta manera, si hubiera alguna imperfección en la unión, sería el punto donde menos solicitaciones a flexión se producen, por lo que esto afectaría menos a la estructura.

Las uniones entre perfiles pueden ser atornilladas o soldadas. En este caso todas las uniones se harán con soldadura a tope de penetración total de manera que el cordón abarque todo el espesor de la pieza y cubrirá todo el perímetro de contacto para transmitir el cortante con el alma y el momento con las alas.

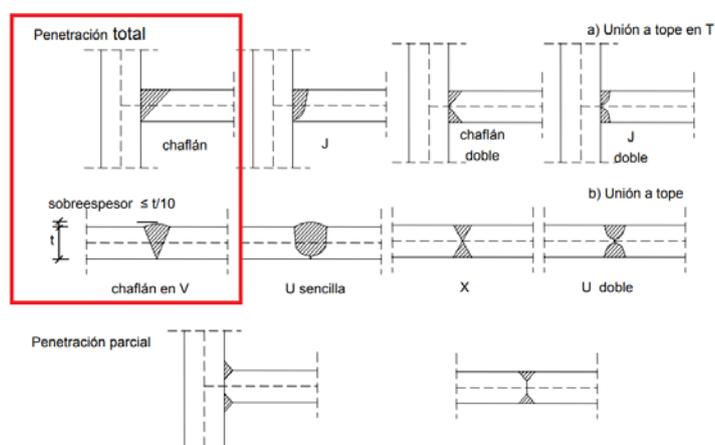


Figura 8.8 Soldadura a tope y formas de preparación

Ilustración 43. Soldadura a tope y formas de preparación.

Esta elección se debe a que así se asegura una correcta transmisión de esfuerzos, sin embargo, es una solución más difícil y costosa de ejecutar, por lo que se debe disponer de todos los medios y tener unas condiciones óptimas para que pueda ejecutarse de forma correcta. Para poder realizar este tipo de soldadura las piezas deben suministrarse de fábrica con preparación de arista en chaflán, es decir, que en los puntos donde se realizará la soldadura estén cortados en ángulo de tal manera que permitan que el cordón abarque todo el espesor de la pieza, dando así continuidad entre ellas.

UNIÓN ENTRE VIGAS

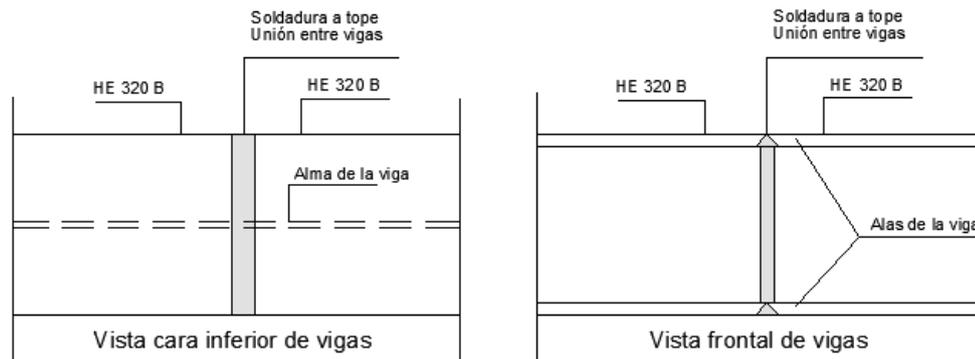


Ilustración 44. Unión de vigas a tope.

Se tienen tres puntos de unión a considerar en el pórtico: el encuentro entre viga y pilares extremos y el encuentro entre la viga y el pilar central. Puesto que la unión en los extremos del pórtico es simétrica se estudiará la solución del caso más desfavorable y se aplicará la misma solución a ambos. Se estudiará la unión central de forma independiente.

En el encuentro viga-pilar central al colocarse una viga que no se interrumpe en el nudo del pilar ya se transmiten las solicitaciones de un lado a otro de la misma, sin embargo, se debe asegurar que estos esfuerzos también se transmitan al pilar de forma correcta. Para ello se soldará a tope el alma y las alas del pilar al ala inferior de la viga. Hay que tener en cuenta que en este nudo al tratarse de una viga puede flexionar y provocar que la cabeza del pilar sufra compresiones en ambas alas.

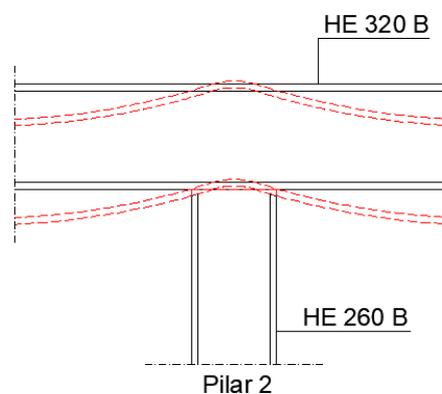


Ilustración 45. Deformaciones sufridas en la cabeza del pilar.

Para evitar que esto suceda y reforzar más la unión se dispondrán rigidizadores verticales en el alma de la viga de manera que se prolonguen las alas del pilar. La soldadura como en todos los casos se realizará a tope. Los rigidizadores tendrán el mismo espesor que las alas para darle continuidad al pilar, garantizando así la correcta transmisión de momentos e impidiendo que la viga deforme y gire en ese punto, sino que lo haga en una zona más alejada del soporte. En este caso, las alas del pilar son de 17 mm de espesor. Como el espesor de las placas tienen unas medidas establecidas (12, 15, 18, 20, 22, 25...) se opta por ponerlos de 18 mm.

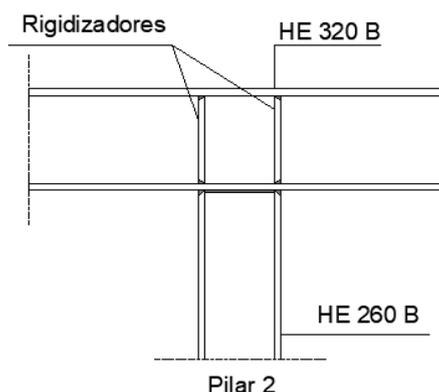


Ilustración 46. Unión a tope pilar 2 con rigidizadores.

En el caso de las uniones viga-pilar en los extremos, la unión intenta girar como se muestra en la imagen.

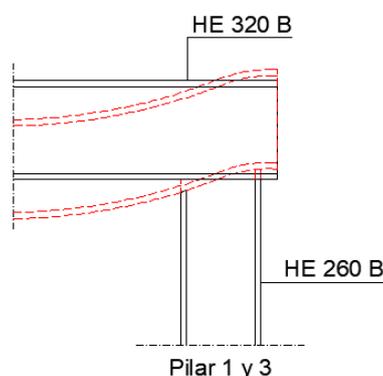


Ilustración 47. Deformaciones en la unión extrema de viga y pilar.

Esto produce tracciones en la parte superior del extremo de la viga y compresiones en la inferior que al no tener continuidad no se ven compensadas, como sí sucedía en el nudo central. Esto a su vez genera tracciones en el ala exterior del pilar y compresiones en el ala interior, iguales y de sentido opuesto, que generan un movimiento de cizalla, por lo que puede deformar la viga hasta tal punto que supere su límite plástico y rompa en el encuentro entre su alma y sus alas.

Para evitar que esto suceda, se procede igual que con el nudo central, colocando dos parejas de rigidizadores de las mismas características y en la misma situación antes mencionada. Estos

vienen soldados de fábrica, de esta manera se garantiza una correcta soldadura pues al tratarse de un pilar de medianera no se dispone de espacio suficiente para ejecutarla correctamente en obra.

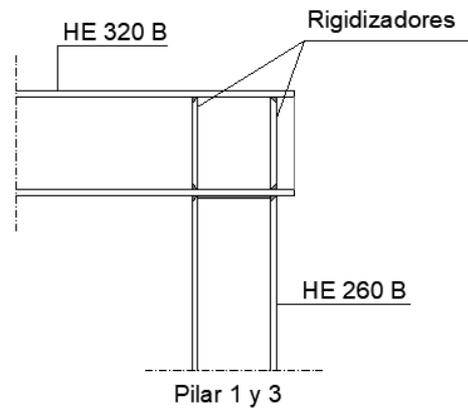


Ilustración 48. Unión extrema con rigidizadores verticales.

Por otra parte, el momento que se genera en este nudo produce un cortante en el alma de la viga que, al no verse compensado, por ser extremo, es considerablemente mayor que el que llegan a las piezas, esto no puede obviarse por ello no es suficiente con la solución dada en el caso de la unión central.

Es necesario calcular el valor de dicha sollicitación para comprobar si la unión lo soporta y se obtiene de la siguiente expresión:

$$V_{wp,Ed} = T = \frac{M_{b1,Ed}}{z} - \frac{V_{c1,Ed}}{2} = \frac{141510 \text{ kN} \cdot \text{mm}}{242,5 \text{ mm}} - \frac{-292,23}{2} = 729,66 \text{ kN}$$

Donde,

$V_{wp,Ed}$ Cortante sollicitado en alma de la viga.

M_{Ed} Momento de cálculo que recibe el nudo.

z Distancia entre los ejes de las alas del pilar, que actúa como brazo de palanca.

Una vez se conoce el cortante sollicitado, se comprueba la capacidad resistente a este mismo esfuerzo por el alma no rigidizada de la viga.

$$V_{wp,Rd} = 0,9 \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M_0}} \cdot A_w = 0,9 \cdot \frac{275}{\sqrt{3} \cdot 1,05} \cdot 5178,19 = 704,70 \text{ kN} \leq 729,66 \text{ kN}$$

Donde,

$V_{wp,Rd}$ Cortante resistido por el alma no rigidizada de la viga.

A_w Área a cortante del alma de la pieza de estudio.

f_y Tensión de límite elástico.

γ_{M0} Coeficiente de minoración del acero.

El alma de la viga no resiste este esfuerzo, por lo que hay varias opciones para solucionarlo. Una de ellas es aumentar la sección a cortante, bien sea cambiando el perfil por uno mayor, o soldando una placa al alma de la viga. Otra opción, por la que finalmente se ha optado, es poner un refuerzo que resista dicho cortante. Este refuerzo puede plantearse mediante una pareja de rigidizadores diagonales, sustituyendo los cortantes del nudo por los axiles equivalentes sobre las diagonales del recuadro, que deberán absorber la diferencia entre la sollicitación y la resistencia.

$$V_{wp,Ed} - V_{wp,Rd} = 729,66 - 704,70 = 24,96 \text{ kN}$$

$$\frac{(V_{wp,Ed} - V_{wp,Rd}) \cdot z_c}{z_b} = \frac{24,96 \cdot 242,5}{320 - 20,5} = 20,21 \text{ kN}$$

$$\alpha = \arctan \frac{z_c}{z_b} = \arctan \frac{242,5}{299,5} = 0,68$$

$$N_{Ed} = \frac{24,96}{\cos 0,68} + \frac{20,21}{\sin 0,68} = 64,24 \text{ kN}$$

Por tanto, es necesaria un área tal que:

$$A_R \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \geq N_{Ed}$$

$$A_R \geq \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{64,24 \cdot 1,05}{275} \cdot 10^3 = 245,28 \text{ mm}^2$$

Se disponen dos rigidizadores diagonales del mismo espesor que los verticales y de ancho que cubra desde el borde de la viga a su alma.

$$A_r = 2 \cdot 18 \cdot \frac{(300 - 11,5)}{2} = 5193 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

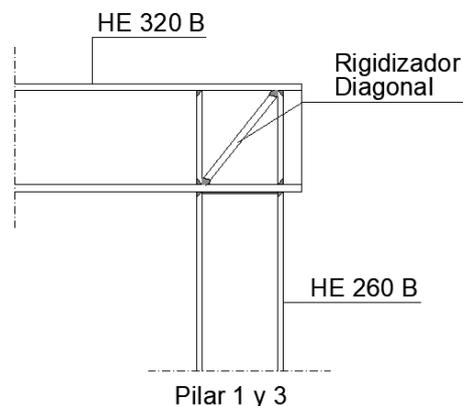


Ilustración 49. Unión extrema con rigidizador diagonal.

4.2.3.8 Placas de anclaje de pilares

En este apartado se procede a calcular la entrega de los pilares con la cimentación. Para ello deben disponerse placas de anclaje en las bases de los perfiles que eviten que el pilar se hunda en la zapata, puesto que el hormigón tiene una resistencia a compresión más baja que el acero. De esta manera, se amplía la base del soporte repartiendo así las tensiones en una superficie mayor. Estas basas se anclan, haciendo que trabajen de forma solidaria con la cimentación transmitiéndole los esfuerzos del pórtico.

Inicialmente deben conocerse las solicitaciones que se transmiten a la placa de anclaje a través del pilar. Utilizando la combinación más desfavorable, se obtiene que les llegan las siguientes solicitaciones:

$$\text{Pilar 1} \rightarrow N_{ed} = 111,10 \text{ kN}$$

$$M_{ed} = 20,51 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Pilar 2} \rightarrow N_{ed} = 517,76 \text{ kN}$$

$$M_{ed} = 60,31 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Pilar 3} \rightarrow N_{ed} = 325,13 \text{ kN}$$

$$M_{ed} = -55,41 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Al tener momentos, estos generan una excentricidad en el axil que producen compresiones a un lado de la placa y tracciones al otro.

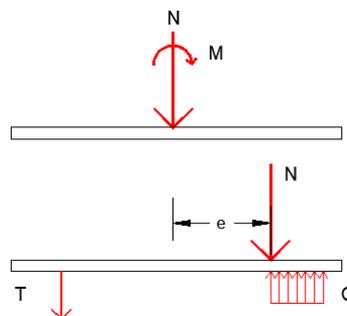


Ilustración 50. Solicitaciones recibidas en la placa de anclaje.

Una vez obtenidas las solicitaciones, se predimensiona la placa teniendo en cuenta que su espesor está condicionado por el cordón de soldadura, pues este debe ser entre el 30% y el 70 % de las piezas que se entregan. Si no se quiere disponer de una chapa de transición debe comprobarse cuál es el espesor máximo que permite el perfil del pilar.

El pilar se va a soldar en todo su perímetro. Para saber qué garganta máxima de soldadura se puede utilizar se comprueba aquella que permite el alma del perfil, pues tiene menos espesor que las alas:

$$e_{t_w} \cdot 0,7 = 10 \cdot 0,7 = 7 \text{ mm}$$

e_{tw} Espesor del alma.

Visto esto y recordando que la garganta debe ser como mínimo el 30% de ambas piezas, se calcula qué espesor máximo de placa se puede disponer:

$$e_{placa} \cdot 0,3 = 7 \text{ mm}$$
$$e_{placa} = \frac{7}{0,3} = 23,3 \text{ mm}$$

e_{placa} Espesor de la placa.

Dado que los espesores de placas de anclaje tienen unas medidas establecidas (12, 15, 18, 20, 22, 25...) se toma el que más se acerca sin pasarse del espesor máximo calculado, por lo que la placa será de 22 mm.

Las dimensiones mínimas de la placa en planta en este caso, vendrán marcadas por los métodos constructivos o más bien por las herramientas a utilizar. La distancia mínima necesaria para que entre una llave para atornillar la placa de anclaje es de 50 mm, por lo que esta será la separación mínima entre el perfil y el centro del agujero donde se dispondrán los espárragos. Se tomará la misma distancia hasta el borde de la placa, por lo que ésta será 100 mm más ancha que el perfil por cada uno de sus lados.

Pilar 1, 2 y 3 → Perfil HEB260 → 260 + 100 + 100 = 460x460 mm

Garganta de soldadura en alma → $0,7 \cdot 10 = 7 \text{ mm}$ (máximo que permite el alma)

Garganta de soldadura en las alas → $0,7 \cdot 17 = 11,9 \text{ mm}$ (máximo que permiten las alas)

Espesor de las placas de anclaje → 22mm.

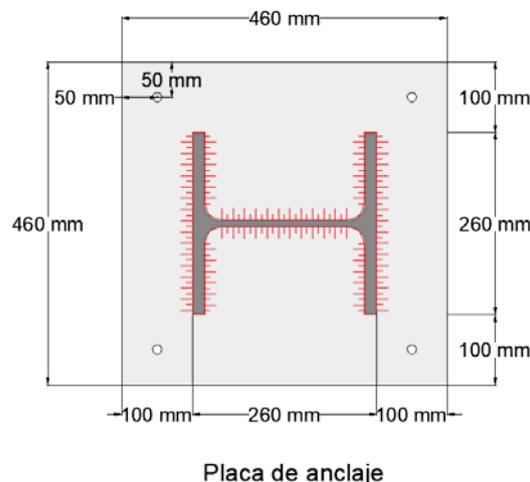


Ilustración 51. Dimensiones de las placas de anclaje.

Una vez obtenidas las dimensiones de la placa, se calcula el área portante de la misma, situada a una distancia C del perímetro del perfil. Esta depende de la resistencia del hormigón que hay debajo y de la resistencia y espesor de la propia placa. Para ello se utiliza la siguiente fórmula:

$$C = t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}}$$

Donde,

C Distancia a la que se encuentra el área portante de la placa del perfil.

t Espesor de la placa.

f_y Tensión de límite elástico.

γ_M Coeficiente parcial de seguridad del material.

f_{jd} Resistencia del hormigón confinado, corresponde al hormigón que hay debajo de la placa, este trabaja a compresión y está confinado por el resto de hormigón de la zapata y se calcula con la siguiente expresión:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd}$$

Siendo,

f_{cd} Resistencia de cálculo del hormigón

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

K_j Factor de concentración

β_j Coeficiente de junta que puede tomarse como $2/3$ si la resistencia del mortero es $\geq 0,2 \cdot f_{ck}$ o si el $e_{mortero} \leq 0,2 \cdot a_{placa}$

La placa de anclaje descansa sobre una base de mortero ligeramente expansivo para garantizar que entre en contacto con el hormigón de la zapata, y en el que se dispone una tuerca debajo para poder aplomar el perfil junto a los pernos. Se calcula el espesor del mortero tomando $2/3$ como valor del coeficiente de junta.

$$0,2 \cdot f_{ck} = 0,2 \cdot 25 = 5 \text{ N/mm}^2$$

$$0,2 \cdot e_{mortero} \leq 0,2 \cdot a_{placa} = 0,2 \cdot 460 = 92 \text{ mm}$$

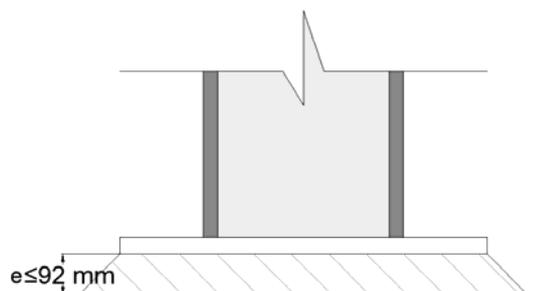


Ilustración 52. Espesor del mortero base de la placa de anclaje.

Por lo que el espesor máximo de dicho mortero es de 92 mm.

Retomando el factor de concentración antes mencionado, puede obtenerse de la siguiente fórmula:

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}}$$

Donde a, b, a1 y b1 son:

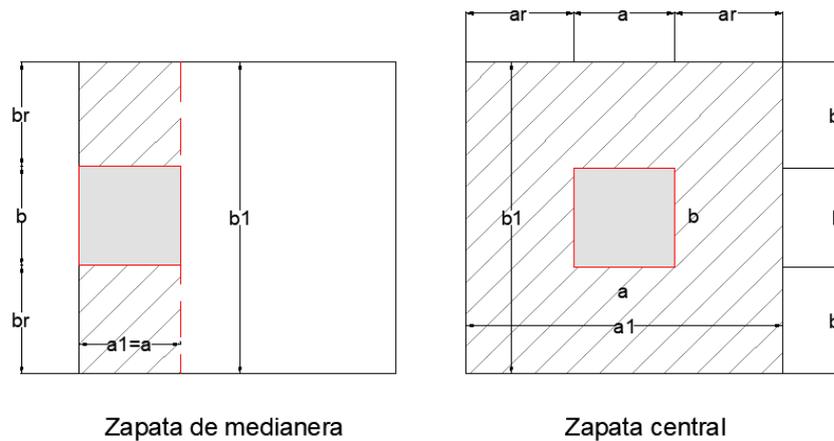


Ilustración 53. Hormigón confinado.

Siendo,

a1 es el menor de:

a+2ar

5a

a+h

a1=5xb1

b1 es el menor de:

b+2br

5b

b+h

b1=5xb1

Llegados a este punto se deben conocer las dimensiones de las zapatas. Dicho cálculo se realiza y se explica más adelante en el siguiente apartado, del cual resultan las siguientes medidas:

Zapata 1 → 1,00x1,00x0,50 m

Zapata 2 → 1,05x1,05x0,50 m

Zapata 3 → 0,85x0,85x0,50 m

Para el pórtico de estudio, la zapata 2 es centrada y cuadrada por lo que los valores a y b serán iguales, y por tanto, también lo serán a1 y b1. Sin embargo en las zapatas 1 y 3 al ser de medianera

tendrán valores distintos. Se precede con los cálculos hasta ahora mencionados para cada placa, hasta obtener el área portante de las mismas.

Pilar 1

a1 es el menor de:

$$a + 2ar = 460 + 2 \cdot 0 = 460 \text{ mm}$$

$$5a = 5 \cdot 460 = 2300 \text{ mm}$$

$$a + h = 460 + 500 = 960 \text{ mm}$$

$$5b1 = 5 \cdot 960 = 4800 \text{ mm}$$

b1 es el menor de:

$$b + 2br = 460 + 2 \cdot 270 = 980 \text{ mm}$$

$$5b = 5 \cdot 460 = 2300 \text{ mm}$$

$$b + h = 460 + 500 = 960 \text{ mm}$$

$$5a1 = 5 \cdot 460 = 2300 \text{ mm}$$

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{460 \cdot 960}{460 \cdot 460}} = 1,44$$

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd} = \frac{2}{3} \cdot 1,44 \cdot \frac{25}{1,5} = 16,05 \text{ N/mm}^2$$

$$C = t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} = 22 \cdot \sqrt{\frac{275}{3 \cdot 16,05 \cdot 1,05}} = 51,31 \text{ mm}$$

Pilar 2

a1 es el menor de:

$$a + 2ar = 460 + 2 \cdot 305 = 1050 \text{ mm}$$

$$5a = 5 \cdot 460 = 2300 \text{ mm}$$

$$a + h = 460 + 500 = 960 \text{ mm}$$

$$5b1 = 5 \cdot 960 = 4800 \text{ mm}$$

b1 es el menor de:

$$b + 2br = 460 + 2 \cdot 305 = 1050 \text{ mm}$$

$$5b = 5 \cdot 460 = 2300 \text{ mm}$$

$$b + h = 460 + 500 = 960 \text{ mm}$$

$$5a1 = 5 \cdot 960 = 4800 \text{ mm}$$

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{960 \cdot 960}{460 \cdot 460}} = 2,09$$

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd} = \frac{2}{3} \cdot 2,09 \cdot \frac{25}{1,5} = 23,19 \text{ N/mm}^2$$

$$C = t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} = 22 \cdot \sqrt{\frac{275}{3 \cdot 23,19 \cdot 1,05}} = 42,69 \text{ mm}$$

Pilar 3

a1 es el menor de:

$$a + 2ar = 460 + 2 \cdot 0 = 460 \text{ mm}$$

$$5a = 5 \cdot 460 = 2300 \text{ mm}$$

$$a + h = 460 + 500 = 960 \text{ mm}$$

$$5b1 = 5 \cdot 850 = 4250 \text{ mm}$$

b1 es el menor de:

$$b + 2br = 460 + 2 \cdot 195 = 850 \text{ mm}$$

$$5b = 5 \cdot 460 = 2300 \text{ mm}$$

$$b + h = 460 + 500 = 960 \text{ mm}$$

$$5a1 = 5 \cdot 460 = 2300 \text{ mm}$$

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{460 \cdot 850}{460 \cdot 460}} = 1,36$$

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd} = \frac{2}{3} \cdot 1,36 \cdot \frac{25}{1,5} = 15,10 \text{ N/mm}^2$$

$$C = t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} = 22 \cdot \sqrt{\frac{275}{3 \cdot 15,10 \cdot 1,05}} = 52,89 \text{ mm}$$

Por tanto, el área portante viene definida por la distancia C que envuelve el perímetro del perfil, pero que por simplicidad se considerará como a', que es el resultado de sumar dos veces dicha C a la sección del perfil.

Placa 1

$$a' = b' = 260 + 2 \cdot 51,31 = 362,62 \text{ mm}$$

Placa 2

$$a' = b' = 260 + 2 \cdot 42,69 = 345,38 \text{ mm}$$

Placa 3

$$a' = b' = 260 + 2 \cdot 52,89 = 365,78 \text{ mm}$$

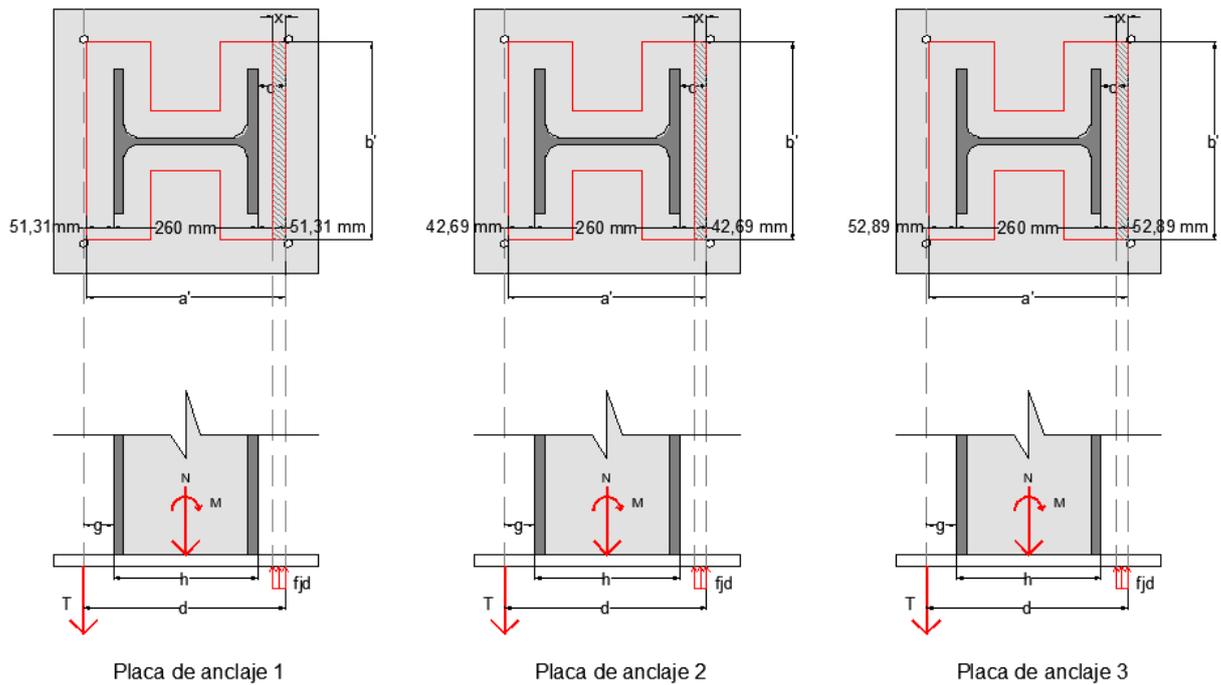


Ilustración 54. Área portante de las placas de anclaje.

Una vez obtenido el área portante de la placa, se debe comprobar si el axil descentrado que produce el momento en la base del pilar está dentro o fuera del núcleo central de dicha área portante.

$$e_{max} = \frac{a'}{6}$$

$$e_{resultante} = \frac{M_{ed}}{N_{ed}}$$

Pilar 1

$$e_{max} = \frac{362,62}{6} = 60,44 \text{ mm}$$

$$e_{resultante} = \frac{20,51 \cdot 10^6}{111,10 \cdot 10^3} = 184,61 \text{ mm}$$

Pilar 2

$$e_{max} = \frac{345,38}{6} = 57,56 \text{ mm}$$

$$e_{resultante} = \frac{60,31 \cdot 10^6}{517,76 \cdot 10^3} = 116,48 \text{ mm}$$

Pilar 3

$$e_{max} = \frac{365,78}{6} = 60,96 \text{ mm}$$

$$e_{resultante} = \frac{55,41 \cdot 10^6}{325,13 \cdot 10^3} = 170,40 \text{ mm}$$

Al tener excentricidad, tal que, la fuerza resultante se halla fuera de núcleo central como se comentaba anteriormente, se trata de tres casos de flexocompresión, esto significa que se tienen compresiones a un lado de la placa y tracciones al otro lado.

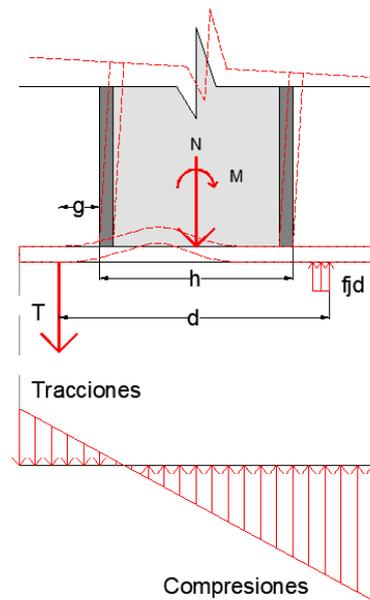


Ilustración 55. Placa de anclaje sometida a flexocompresión.

Para hallar el valor de estas fuerzas de tracción y compresión, se utilizan las ecuaciones de la estática.

$$\sum F_y = 0 \rightarrow N_d + T = f_{jd} \cdot b' \cdot x$$

$$\sum M_T = 0 \rightarrow N_d \cdot \left(g + \frac{h}{2}\right) + M_d - f_{jd} \cdot b' \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) = 0$$

$$\frac{b' \cdot f_{jd}}{2} \cdot x^2 - d \cdot b' \cdot f_{jd} \cdot x + \left(N_d \left(\frac{h}{2} + g\right) + M_d\right) = 0$$

Placa 1

$$\frac{362,62 \cdot 16,05}{2} \cdot x^2 - 361,31 \cdot 362,62 \cdot 16,05 \cdot x + \left(111,10 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{260}{2} + 50\right) + 20,51 \cdot 10^6\right) = 0$$

$$2910,03x^2 - 2102842,63x + 40508000 = 0$$

$$x_1 = 19,81 \text{ mm}$$

$$x_2 = 702,81 \text{ mm (Este se descarta, pues se sale de la placa)}$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow T = 16,05 \cdot 362,62 \cdot 19,81 - 111100 = -105260,14 \text{ N}$$

Placa 2

$$\frac{345,38 \cdot 23,19}{2} \cdot x^2 - 352,69 \cdot 345,38 \cdot 23,19 \cdot x + \left(517,76 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{260}{2} + 50\right) + 60,31 \cdot 10^6\right) = 0$$

$$4004,68x^2 - 2824821,95x + 153506800 = 0$$

$$x_1 = 59,33 \text{ mm}$$

$$x_2 = 646,05 \text{ mm (este se descarta, pues se sale de la placa)}$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow T = 23,19 \cdot 345,38 \cdot 59,33 - 517760 = -42564,54 \text{ N}$$

Placa 3

$$\frac{365,78 \cdot 15,10}{2} \cdot x^2 - 362,89 \cdot 365,78 \cdot 15,10 \cdot x + \left(325,13 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{260}{2} + 50 \right) + 55,41 \cdot 10^6 \right) = 0$$

$$2761,64x^2 - 2004342,35x + 113933400 = 0$$

$$x_1 = 62,17 \text{ mm}$$

$$x_2 = 663,61 \text{ mm (este se descarta, pues se sale de la placa)}$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow T = 15,10 \cdot 365,78 \cdot 62,17 - 325130 = 18252,19 \text{ N}$$

Pese a tratarse de casos de flexocompresión, resulta que hay compresiones en ambos lados de las placas 1 y 2, mientras que en la 3, sí que se tiene una fuerza de tracción y otra de compresión. Con estos valores, se calcularán más adelante los armados necesarios para anclar la placa a la cimentación.

Antes de realizar dicho cálculo, se comprueba que el espesor de la placa resiste el momento que genera la tracción o la compresión en el extremo de la misma sin doblarse. Para ello se calcula el momento flector resistente de la placa por unidad de longitud.

Placa 1

$$M_1 = f_{jd} \cdot b' \cdot x \cdot \left(c - \frac{x}{2} \right) = 16,05 \cdot 362,62 \cdot 19,81 \cdot \left(51,31 - \frac{19,81}{2} \right) = 4773798,18 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_2 = T \cdot g = -105260,14 \cdot (50) = -5263007 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Placa 2

$$M_1 = f_{jd} \cdot b' \cdot x \cdot \left(c - \frac{x}{2} \right) = 23,19 \cdot 345,38 \cdot 59,33 \cdot \left(42,69 - \frac{59,33}{2} \right) = 6189420,86 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_2 = T \cdot g = -42564,54 \cdot 50 = -2128227 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Placa 3

$$M_1 = f_{jd} \cdot b' \cdot x \cdot \left(c - \frac{x}{2} \right) = 15,10 \cdot 365,78 \cdot 62,17 \cdot \left(52,89 - \frac{62,17}{2} \right) = 7487448,72 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_2 = T \cdot g = 18252,19 \cdot (50) = 912609,50 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Estos son los momentos que generan las compresiones en los extremos de la placa, ahora se divide el mayor de ellos por el ancho de la placa para hallar el momento solicitado por unidad de longitud.

Placa 1

$$m_1 = \frac{M_2}{b_1} = \frac{5263007}{960} = 5482,30 \text{ N} \cdot \text{mm/mm de placa}$$

Placa 2

$$m_1 = \frac{M_1}{b_1} = \frac{6189420,86}{960} = 6447,31 \text{ N} \cdot \text{mm/mm de placa}$$

Placa 3

$$m_1 = \frac{M_1}{b_1} = \frac{7487448,72}{850} = 8808,76 \text{ N} \cdot \text{mm/mm de placa}$$

Finalmente se comprueba el momento resistente de la placa por unidad de longitud.

$$M_{pl,Rd} = w_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1 \cdot t^2 \cdot f_y}{4 \cdot \gamma_{M0}} = \frac{1 \cdot 22^2 \cdot 275}{4 \cdot 1,05} = 31690,48 \text{ N} \cdot \text{mm/mm de placa}$$

Por tanto se confirma que las tres placas resisten los momentos generados por compresiones o tracciones, de manera que la sección no plastifica y no gira, es decir no se dobla.

Por último, hay que dimensionar las armaduras que anclan las placas a la cimentación. Se trata de basas que trabajan a flexocompresión, se comprueba que los 2 espárragos que se disponen a un lado de la placa soportan la tracción que provoca el momento en la base del pilar. Sin embargo, solo una de las placas está sometida a esta sollicitación por lo que se calculará la armadura necesaria a tracción para esta, y la armadura mínima a compresión para todas.

En primer lugar, se calcula el armado a tracción de la placa 3, debe cumplirse que:

$$T = f_{jd} \cdot b' \cdot x - N_d \leq A_s \cdot f_{yd}$$

$$A_s \geq \frac{f_{jd} \cdot b' \cdot x - N_d}{f_{yd}}$$

Donde,

A_s Área de la armadura.

Placa 3

$$A_s \geq \frac{15,10 \cdot 365,78 \cdot 62,17 - 325130}{\frac{500}{1,15}} = 41,98 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,perno} \geq \frac{41,98}{2} = 20,99 \text{ mm}^2/\text{perno}$$

Basta disponer dos pernos de 8 mm de diámetro para soportar la tracción solicitada, sin embargo no se aconseja diámetros inferiores a 16 mm en este tipo de anclaje.

A continuación, se calcula la armadura mínima a compresión de las placas.

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0,1 \cdot N_d$$

$$A_s \geq 4\text{‰} \cdot \text{sup. placa}$$

Placa 1

$$A_s \geq \frac{0,1 \cdot 111100}{\frac{500}{1,15}} = 25,55 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq 4\text{‰} \cdot 460 \cdot 460 = 846,40 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{perno}} = \frac{846,40}{4} = 211,60 \text{ mm}^2/\text{perno}$$

Placa 2

$$A_s \geq \frac{0,1 \cdot 517760}{\frac{500}{1,15}} = 119,08 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq 4\text{‰} \cdot 460 \cdot 460 = 846,40 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{perno}} = \frac{846,40}{4} = 211,60 \text{ mm}^2/\text{perno}$$

Placa 3

$$A_s \geq \frac{0,1 \cdot 325130}{\frac{500}{1,15}} = 74,78 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq 4\text{‰} \cdot 460 \cdot 460 = 846,40 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{perno}} = \frac{846,40}{4} = 211,60 \text{ mm}^2/\text{perno}$$

Por tanto, se disponen 4 pernos de 16 mm de diámetro en cada placa. Las longitudes básicas de anclaje de dichos pernos según el Artículo 69.5.1.1 de la EH08 son:

“Las longitudes básicas de anclaje (l_b), definidas en 69.5.1.2, dependen, entre otros factores, de las propiedades de adherencia de las barras y de la posición que éstas ocupan en la pieza de hormigón. Se distinguen los siguientes casos:

- *Posición I, de adherencia buena, para las armaduras que durante el hormigonado forman con la horizontal un ángulo comprendido entre 45° y 90° o que en el caso de formar un ángulo inferior a 45°, están situadas en la mitad inferior de la sección o a una distancia igual o mayor a 30 cm de la cara superior de una capa de hormigonado.*

- Posición II, de adherencia deficiente, para las armaduras que, durante el hormigonado, no se encuentran en ninguno de los casos anteriores.
- En el caso de que puedan existir efectos dinámicos, las longitudes de anclaje indicadas en 69.5.1.2 se aumentaran en 10 diámetros.

La longitud neta de anclaje en 69.5.1.2 no podrá adoptar valores inferiores al mayor de los tres siguientes:

- 10 diámetros
- 150 mm
- La tercera parte de la longitud básica de anclaje para barras traccionadas y los dos tercios de dicha longitud para barras comprimidas.”

Por tanto, dado que van a disponerse patillas dobladas 45 grados, es decir en posición I, es preciso calcular la longitud básica de anclaje mediante la siguiente fórmula:

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

Dónde,

m Coeficiente numérico, de valor indicado en la tabla 69.5.1.2.a en función del tipo de acero, obtenido a partir de los resultados experimentales realizados con motivo del ensayo de adherencia de las barras

f_{yk} Límite elástico garantizado del acero en N/mm^2 .

l_{bl} Longitud básica de anclaje en posición I.

Tabla 69.5.1.2.a

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

Ilustración 56. Tabla 69.5.1.2.a Coeficiente numérico en función del tipo de acero.

Para hormigón HA25 y acero B500S, $m=1,5$.

Placas $\rightarrow 4\phi 16$

$$10 \cdot 16 = 160 \text{ mm}$$

$$150 \text{ mm}$$

$$l_{bl} = 1,5 \cdot 16^2 = 384 \leq \frac{500}{20} \cdot 16 = 400 \text{ mm}$$

$$l_{b,net} = \frac{2}{3} \cdot 400 = 266,67 \text{ mm}$$

Al ser la cimentación de 50 cm de canto, se confirma que cabe dicha longitud de anclaje en prolongación recta, pero aun así se doblará con patilla por seguridad.

4.2.3.9 Cálculo de cimentación

En este punto, se estudia la cimentación que debe disponerse en la base del pórtico, asegurando que soporte los esfuerzos que este le va a transmitir.

Primero se debe hacer un predimensionado de las zapatas. Para ello deben conocerse las características del terreno, pero al tratarse de un trabajo académico no se conocen los datos reales. Por tanto, consultando la tabla D.25 del CTE DB-SE-C de presiones admisibles a efectos orientativos, se ha supuesto que la tensión admisible del terreno es de 3,0 Kg/cm².

$$\sigma_{adm} = \frac{N_k}{a \cdot b}$$

Donde,

σ_{adm} Tensión admisible del terreno.

N_k es el axil característico que recibe la zapata

a y b son los lados de la zapata.

Por tanto,

Zapata 1

$$N_{k1} = (67,58 + 1,27) \cdot 0,925 + (3,25 \cdot 0,93) = 66,71 \text{ kN}$$

$$a = \sqrt{\frac{N_k}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{66,71}{300}} = 0,471 \approx 0,50 \text{ m}$$

Zapata 2

$$N_{k2} = (67,58 + 1,27) \cdot 4,44 + (3,25 \cdot 0,93) = 308,72 \text{ kN}$$

$$a = \sqrt{\frac{N_k}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{308,72}{300}} = 1,014 \approx 1,05 \text{ m}$$

Zapata 3

$$N_{k3} = (67,58 + 1,27) \cdot 2,775 + (3,25 \cdot 0,93) = 194,08 \text{ kN}$$

$$a = \sqrt{\frac{N_k}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{194,08}{300}} = 0,81 \approx 0,85 \text{ m}$$

Se redondean los resultados al alza en módulos de cinco cm por simplificación y seguridad, por lo que se tienen 3 zapatas cuadradas. Se ha considerado un canto de 50 cm para toda la cimentación, con el que se procede de aquí en adelante salvo que sea necesario aumentarlo en algún punto. Por tanto, las medidas de las zapatas son las siguientes:

$$\text{Zapata 1} \rightarrow 0,50 \times 0,50 \times 0,50 \text{ m}$$

$$\text{Zapata 2} \rightarrow 1,05 \times 1,05 \times 0,50 \text{ m}$$

$$\text{Zapata 3} \rightarrow 0,85 \times 0,85 \times 0,50 \text{ m}$$

Dado que la zapata 1 tiene unas dimensiones muy reducidas por cuestiones de sencillez constructiva se ejecutará en su lugar una de 1,00x1,00x0,50 m. Se comprueba la excentricidad del axil característico resultante, para averiguar si este cae dentro o fuera del núcleo central.

Zapata 1

$$e_{max} = \frac{b}{6} = \frac{1,00}{6} = 0,167 \text{ m}$$

Distancia del extremo de la zapata al núcleo central:

$$\frac{1,00}{2} - 0,167 = 0,33 \text{ m}$$

Distancia de la resultante respecto del extremo de la zapata:

$$e = \frac{M_k}{N_k} = \frac{12,20}{66,71} = 0,18 \text{ m}$$

$$\frac{0,46}{2} + 0,18 = 0,41 \text{ m}$$

El pilar no está centrado con la zapata ya que es de medianera. Al tener un momento positivo, en este caso centra la fuerza resultante, por lo que cae en el núcleo central.

Zapata 2

$$e_{max} = \frac{b}{6} = \frac{1,05}{6} = 0,175 \text{ m}$$

$$e = \frac{M_k}{N_k} = \frac{35,89}{308,72} = 0,12 \text{ m Cae dentro del Núcleo Central}$$

Zapata 3

$$e_{max} = \frac{b}{6} = \frac{0,85}{6} = 0,141 \text{ m}$$

Distancia del extremo de la zapata al núcleo central:

$$\frac{0,85}{2} - 0,141 = 0,283 \text{ m}$$

Distancia de la resultante respecto del extremo de la zapata:

$$e = \frac{M_k}{N_k} = \frac{-32,98}{194,08} = -0,17 \text{ m}$$

$$\frac{0,46}{2} + 0,17 = 0,40 \text{ m}$$

Al igual que en la zapata 1, el pilar no está centrado y cae dentro del núcleo central.

Llegados a este punto, se obtienen tres zapatas aisladas por lo que no precisan de atado. Por cuestiones de seguridad, el alumno decide arriostrar la cimentación mediante vigas centradoras, para ello se calcula la más desfavorable que en este caso es la unión entre las zapatas 2 y 3, aplicando el resultado a ambas vigas.

Además, por motivos docentes, se decide calcular diferente la zapata 1 considerándola como aislada y así utilizar distintos procedimientos de cálculo.

Zapata 1

Debe cumplirse que la tensión máxima que el terreno va a recibir de la cimentación no sea superior al 25% de la tensión admisible del terreno.

$$\sigma_{max} = \frac{N_k}{a \cdot b} + \frac{6M_k}{a^2 \cdot b} \leq 1,25\sigma_{adm}$$

$$\sigma_{max} = \frac{66,71}{1,00^2} + \frac{6 \cdot 12,20}{1,00^3} = 139,91 < 1,25\sigma_{adm} = 375 \text{ kN/m}^2 \text{ CUMPLE}$$

A continuación, se comprueba qué tipo de cimentación se tiene, rígida o flexible.

$$V_{max} \leq 2h \rightarrow \text{Rígida}$$

$$V_{max} \geq 2h \rightarrow \text{Flexible}$$

$$V_{max} = \frac{1,00 - 0,26}{2} = 0,37 \leq 1,00 \text{ m} = 2h \rightarrow \text{Rígida}$$

Dado que se trata de una zapata rígida, se utilizará el método de Bielas y Tirantes para hallar las tensiones que se producen en la misma y poder armarla. Para ello, se utilizan los axiles y momentos de cálculo, es decir mayorados, para armar la cimentación con mayor seguridad.

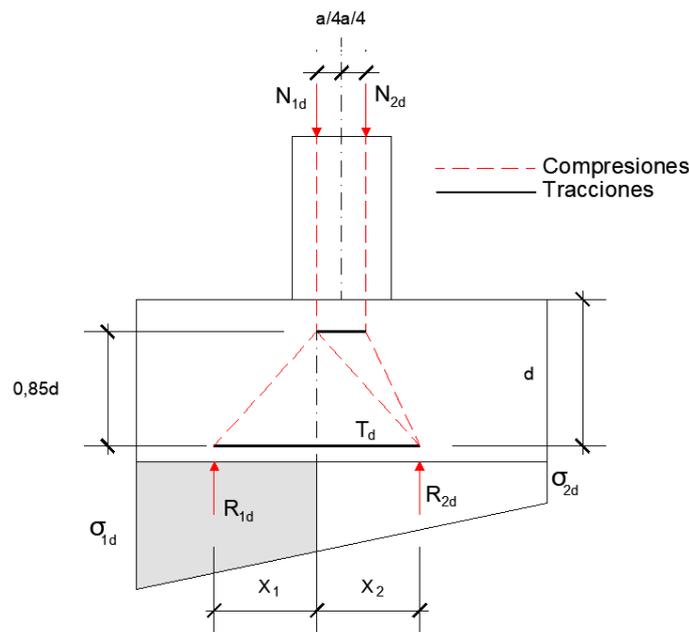


Ilustración 57. Modelo de bielas y tirantes.

Como puede apreciarse en la imagen, Ilustración 57. Modelo de bielas y tirantes., donde tiene mayores tracciones la zapata es en la parte inferior, es por ello que este tipo de cimentación solo precisa armarse en esta zona. Para el cálculo de dichas tracciones se utilizan las siguientes fórmulas:

$$T_d = R_{1d} \cdot \frac{X_1 - 0,25a_1}{0,85 \cdot d}$$

$$X_1 = H - \frac{H}{3} \cdot \left(\frac{2c + C}{c + C} \right)$$

$$R_{1d} = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_{med})}{2} \cdot a \cdot \frac{b}{2}$$

Donde,

T_d Tracciones que sufre la zapata en la parte inferior R_{1d} Resultante a un lado de la zapata.

X_1 Distancia desde el eje de un cuarto del pilar a la resultante.

a_1 Canto del pilar.

C, c Lado del trapecio que forman las tensiones.

σ_{max}/C Tensión máxima bajo la zapata, ubicada en el extremo.

σ_{med}/c Tensión en el punto medio de la zapata.

a y b Lados de la zapata.

d Canto útil de la zapata.

El “canto útil” de una zapata no es más que la distancia del paramento superior a la armadura traccionada. Según el art 37.2.4 de la EHE-08 “El recubrimiento de hormigón es la distancia entre la superficie exterior de la armadura (incluyendo cercos y estribos) y la superficie del hormigón más cercana.”. Además, dice que para garantizar un recubrimiento mínimo se prescribe en el proyecto un valor nominal de recubrimiento definido como:

$$R_{nom} = r_{min} + A_r$$

Donde,

R_{nom} Recubrimiento nominal.

A_r Margen de recubrimiento en función del nivel de control de ejecución de la obra:

- 0 mm en elementos prefabricados con control intenso de ejecución.
- 5 mm en elementos ejecutados in situ con nivel intenso de control de ejecución.
- 10 mm en el resto de casos.

R_{min} Recubrimiento mínimo según las clases generales de exposición I y II definido en la tabla 37.2.4.1.a de la EHE08.

Tabla 37.2.4.1.a
Recubrimientos mínimos (mm) para las clases generales de exposición I y II

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm ²]	Vida útil de proyecto (t _p), (años)	
			50	100
I	Cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15	25
II a	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
II b	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

Ilustración 58. Recubrimientos mínimos (mm) para las clases generales de exposición I y II.

En el presente caso, para cemento del tipo I y ambiente de exposición IIa, con hormigón de resistencia ≥ 25 N/mm², considerando una vida útil de 50 años para proyectos de edificación, el recubrimiento mínimo del proyecto es de 15 mm.

$$R_{nom} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

Por otra parte hay que tener en cuenta el diámetro de la armadura a disponer para conocer el recubrimiento mecánico. Como aún no está calculada, puede estimarse de forma conservadora un recubrimiento mecánico de 50 mm, por lo que el canto útil de la cimentación será:

$$d = h - r_{mec} = 500 - 50 = 450 \text{ mm}$$

Dado el anterior diagrama de tensiones bajo la zapata, puede apreciarse que X_1 no es más que el centro de gravedad del trapecio que forman la tensión máxima y la tensión media bajo la zapata.

Sabiendo todo esto, se procede con el cálculo teniendo en cuenta que, para predimensionar se han utilizado los valores característicos, pero en este caso se van a usar los valores de cálculos para hallar las tensiones y armar la zapata.

$$\sigma_{max,d} = \frac{N_d}{b^2} + \frac{6M_d}{b^3} = \frac{111,10}{1,00^2} + \frac{6 \cdot 20,51}{1,00^3} = 234,16 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{med,d} = \frac{N_d}{b^2} = \frac{111,10}{1,00^2} = 111,10 \text{ kN/m}^2$$

$$R_{1d} = \frac{(234,16 + 111,10)}{2} \cdot 1,00 \cdot \frac{1,00}{2} = 174,13 \text{ kN}$$

$$X_1 = 0,50 - \frac{0,50}{3} \cdot \left(\frac{2 \cdot 111,10 + 234,16}{111,10 + 234,16} \right) = 0,28 \text{ m}$$

Con estos valores se calcula ahora la tensión en la base de la zapata. Dado que el pilar es metálico y su sección no es cuadrada, se toma a' como tal, es decir, el rectángulo que envuelve el área portante de la placa. Este valor se obtiene de los cálculos realizados en el apartado anterior.

$$T_d = 174,13 \cdot \frac{0,28 - 0,25 \cdot 0,363}{0,85 \cdot 0,45} = 86,20 \text{ kN}$$

Por tanto, una vez obtenidas las tracciones que se producen en la base de la zapata, se debe disponer una armadura que resista esas tensiones. Para ello se utiliza la siguiente fórmula:

$$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{86,20 \cdot 10^3}{400} = 215,49 \text{ mm}^2$$

Véase que, pese a ser un acero B500S el que se dispone en la cimentación, se ha utilizado una resistencia de cálculo del acero es de 400 N/mm^2 . Esto es porque se limita su resistencia a ese valor para controlar de forma indirecta la fisuración.

Por tanto, el área total de acero necesaria para resistir dichas tensiones es de $215,49 \text{ mm}^2$. Se debe comprobar qué cantidad se precisa por metro lineal de zapata, y se elige un diámetro de barra a disponer que será mayor o igual a 12 mm.

Se comprueba la cuantía geométrica mínima según el artículo 42.3.5 de la EHE, en tanto por 1.000, para armar las secciones de hormigón, y se compara con la solicitada por las tensiones. Para ello, en dicho artículo se dispone la siguiente tabla:

Tabla 42.3.5
Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1.000, referidas a la sección total de hormigón⁽⁶⁾

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

⁽¹⁾ Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.

⁽²⁾ Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto el del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.

⁽³⁾ Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada *in situ*.

⁽⁴⁾ Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

⁽⁵⁾ La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.

⁽⁶⁾ En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

Ilustración 59. Tabla 42.3.5 Cuantías geométricas mínima.

Para cimentaciones, tomando acero B500S, resulta un mínimo de 1,8 ‰, de la sección de hormigón. Como se indica en los índices bajo la tabla, este valor es de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartido en las dos caras, y se tomará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior en zapatas armadas.

$$0,9\text{‰} \cdot a \cdot h = 0,9\text{‰} \cdot 1000 \cdot 500 = 450 \text{ mm}^2$$

$$\frac{450 \text{ mm}^2}{113 \text{ mm}^2} = 3,98 \cong 4 \text{ barras } \varnothing 12$$

$$\frac{1000 - 140 - 12}{3} = 282,67 \text{ mm}$$

Por tanto, se disponen 4 \varnothing 12 cada 21 cm en ambos sentidos en la base de la zapata. La longitud de anclaje de estas barras hay que calcularla. El procedimiento es el mismo utilizado en el apartado anterior.

$$l_{bl} = 1,5 \cdot 12^2 \nless \frac{500}{20} 12$$

$$l_{bl} = 216 \text{ mm} \nless 300 \text{ mm}$$

$$10 \varnothing = 10 \cdot 12 = 120 \text{ mm}$$

ó 150 mm ó

$$\frac{1}{3}l_{bl} = \frac{1}{3} \cdot 300 = 100 \text{ mm}$$

La longitud neta de anclaje es de 150 mm.

Para saber cómo se va a disponer dicho anclaje se comprueba lo siguiente:

$$l_b \leq \left(\frac{a}{2} - x\right) - r \rightarrow \text{Prolongación recta}$$

$$0,7l_b \leq \left(\frac{a}{2} - x\right) - r < l_b \rightarrow \text{Patilla en ángulo}$$

$$0,7l_b > \left(\frac{a}{2} - x\right) - r \rightarrow \text{Prolongación recta sobre patilla (L}_1\text{)}$$

$$L_1 \geq 0,7l_b - \left[\left(\frac{a}{2} - x\right) - r\right]$$

Donde,

a Lado de la zapata.

x Distancia del eje de la zapata a la resultante.

r Recubrimiento de la armadura en el lateral de la zapata.

*L*₁ Longitud que se prolonga la patilla una vez doblada.

$$0,7l_b = 210 \text{ mm} > \left(\frac{1000}{2} - 280\right) - 70 = 150 \text{ mm}$$

Como no cabe en prolongación recta, se dobla el armado en patilla y se prolonga hasta *L*₁.

$$L_1 \geq 0,7 \cdot 300 - \left[\left(\frac{1000}{2} - 280\right) - 70\right] = 60 \text{ mm}$$

$$L_1 + 5\phi = 60 + 5 \cdot 12 = 120 \text{ mm} \rightarrow \text{Cabe en la cimentación}$$

Zapata 2 y 3 con viga centradora

Se procede con la 2, la 3 y la viga centradora, donde el esquema de resultantes es el siguiente:

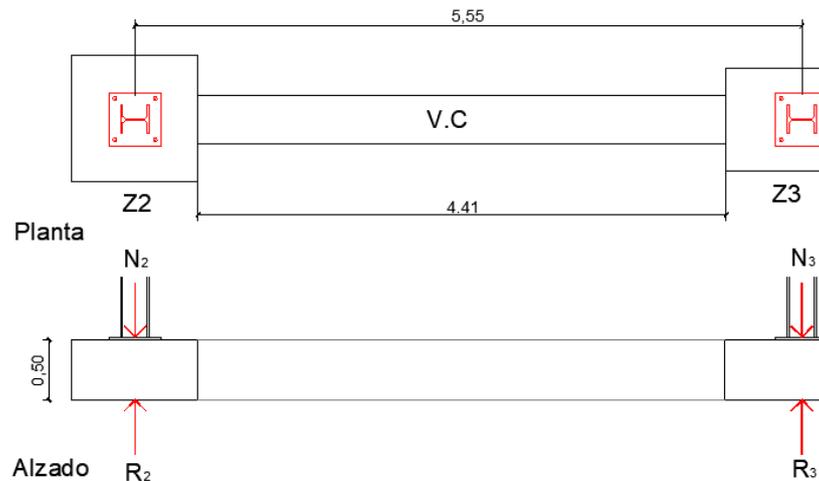


Ilustración 60. Cimentación con viga centradora.

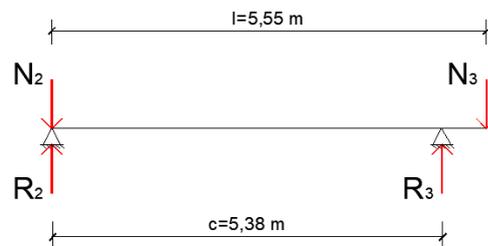


Ilustración 61. Solicitaciones en la cimentación del primer vano.

Se considera la viga centradora como una viga continua de 40 cm de ancho y el mismo canto que la cimentación. Se procede con las ecuaciones de la estática hallando el sumatorio de momentos en los puntos 2 y 3.

$$\sum M_{2k} = 0 \rightarrow N_{3k} \cdot l = R_{3k} \cdot c$$

$$R_{3k} = \frac{N_{3k} \cdot l}{c}$$

$$\sum M_{3k} = 0 \rightarrow -N_{3k} \cdot (l - c) = R_{2k} \cdot c - N_{2k}$$

$$R_{2k} = -\frac{N_{3k} \cdot (l - c)}{c} + N_{2k}$$

Donde,

N_{3k} Axil característico del pilar 3 + peso propio cimentación.

N_{2k} Axil característico del pilar 2 + peso propio cimentación.

l Luz entre pilares.

c Distancia entre resultantes.

R_{3k} resultante característica bajo la zapata 3.

R_{2k} resultante característica bajo la zapata 2.

$$R_{3k} = \frac{(194,08 + (0,85^2 \cdot 0,5 \cdot 25)) \cdot 5,55}{5,38} = 208,53 \text{ kN}$$

$$R_{2k} = -\frac{(194,08 + (0,85^2 \cdot 0,5 \cdot 25)) \cdot (5,55 - 5,38)}{5,38} + 308,72 = 302,30 \text{ kN}$$

$$\sigma_{max} = \frac{R}{a \cdot b}$$

$$\sigma_3 = \frac{R_{3k}}{a_3 \cdot b_3} = \frac{208,53}{0,85^2} \cdot 10^{-2} = 2,89 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{adm} = 3,0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{R_{2k}}{a_2 \cdot b_2} = \frac{(302,30 + (1,05^2 \cdot 0,5 \cdot 25))}{1,05^2} \cdot 10^{-2} = 2,87 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{adm} = 3,0 \text{ Kg/cm}^2$$

Bien, llegados a este punto, se obtienen los diagramas de cortantes y momentos de los armados con las cargas mayoradas. Por una cuestión de simplificación, se considera la reacción bajo la zapata 3 como una fuerza puntual pese a ser una fuerza repartida por toda la superficie de la cimentación, obteniendo el siguiente esquema:

$$R_{3d} = \frac{N_{3d} \cdot l}{c} = \frac{(325,13 + (0,85^2 \cdot 0,5 \cdot 25 \cdot 1,35)) \cdot 5,55}{5,38} = 347,98 \text{ kN}$$

$$N_{3d} + R_{3d} = -(325,13 + (0,85^2 \cdot 0,5 \cdot 25 \cdot 1,35)) + 347,98 = 10,66 \text{ kN}$$

Donde 10,66 kN es el resultado de sumarle la reacción R_{3d} al axil de cálculo, N_{3d} . Este es el valor del cortante en la viga centradora.

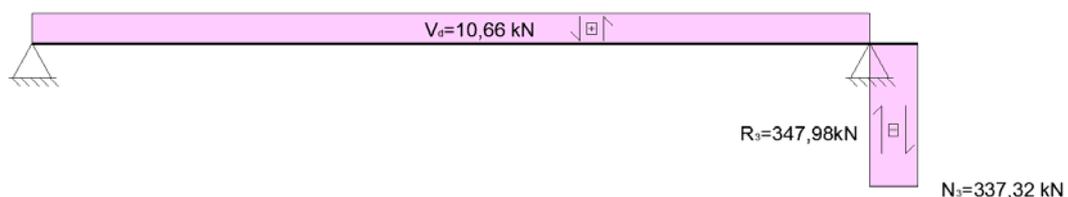


Ilustración 62. Diagrama de cortantes de la viga centradora.

El momento máximo es el resultado de multiplicar la fuerza del axil de cálculo más la cimentación, por la distancia hasta R_{3d} . Sin embargo, debe hallarse el momento máximo real en la viga centradora, por lo que, al tratarse de un diagrama de pendiente constante, se calculará mediante una regla de tres.

$$M_{max} = N_{3d} \cdot (l - c)$$

$$M_{max} = 337,32 \cdot (5,55 - 5,38) = 57,34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{max,viga} = \frac{\left(l - (l - c) - \frac{a}{2}\right) \cdot M_{max}}{c}$$

$$M_{max,viga} = \frac{\left(5,55 - (5,55 - 5,38) - \frac{0,85}{2}\right) \cdot 57,34}{5,38} = 52,81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

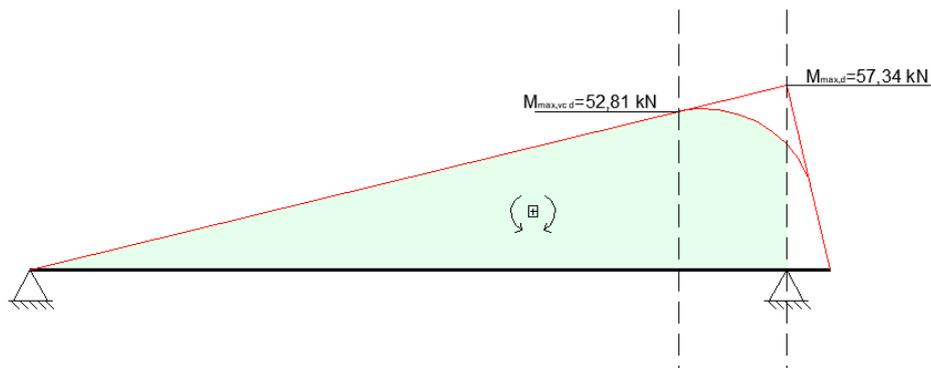


Ilustración 63. Diagrama de momentos de la viga centradora.

Una vez obtenidos el cortante y el momento máximos en la viga centradora, se procede a hallar los armados necesarios para la misma.

Para calcular la armadura a tracción, se utiliza el formulario del Anejo 7.3 de la EHE08 para flexión simple:

$$U_0 = b \cdot d \cdot f_{cd}$$

$$U_0 = 400 \cdot 450 \cdot \frac{500}{1,15} = 78260,87 \text{ kN}$$

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

$$U_{s1} = 78260,87 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 52,81}{78260,87 \cdot 0,45}}\right) = 117,44 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = \frac{117,44 \cdot 10^3}{400} = 293,61 \text{ mm}^2$$

La armadura mínima geométrica en vigas es:

$$A_s = 2,8\% \cdot A_c = 0,9\% \cdot 400 \cdot 500 = 560 \text{ mm}^2$$

Dado que la armadura mínima geométrica es superior a la necesaria a tracción, se armará respecto a la primera con diámetros del 16.

$$\frac{560}{201} = 2,79 \cong 3 \text{ barras } \varnothing 16$$

Dado que las tracciones en una viga centradora se producen en la cara superior, será aquí donde se dispondrá dicha armadura.

Para calcular si es necesaria la armadura a compresión, se debe comprobar si el momento de cálculo de la viga es superior al momento límite que soporta la viga de hormigón. Para ello se utiliza esta fórmula:

$$M_{lim} = 0,375 \cdot U_0 \cdot d = 0,375 \cdot 78260,87 \cdot 0,45 = 13206,52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Por tanto, no es necesaria armadura a compresión, por lo que se dispondrá también la armadura mínima geométrica en la parte inferior de la viga, es decir, el 30% de la consignada a tracción.

$$3 \cdot 201 \cdot 0,3 = 180,90 \text{ mm}^2$$

$$\frac{180,90}{113} \cong 2 \text{ barras } \varnothing 12$$

Ahora debe comprobarse el armado a cortante de la viga. Para ello debe imponerse que el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma sea igual o superior al esfuerzo solicitante V_{rd} :

$$V_{rd} \leq V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

Donde,

V_{rd} Cortante solicitante.

V_{cu2} Cortante total resistido.

V_{cu} Cortante que resiste el hormigón.

V_{su} Cortante que resiste el acero.

Se calcula qué cortante resiste el hormigón, para ver cuánto armado debe disponerse para que resista el cortante solicitante. Así pues, la contribución del hormigón a la resistencia cortante vale:

$$V_{cu} = \frac{0,15}{\gamma_c} \xi (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cv})^{\frac{1}{3}} \cdot b_0 \cdot d$$

Donde,

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.

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$$

f_{cv} Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm^2 de valor $f_{cv}=f_{ck}$ no mayor que $15 N/mm^2$ en el caso de control indirecto de la resistencia del hormigón. Siendo f_{ck} la resistencia a compresión del hormigón, que no se considerará superior a $60 N/mm^2$.

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) < 2,0 \text{ con } d \text{ en mm}$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} = 1,67 \leq 2$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3 \cdot 201}{400 \cdot 450} = 0,00335 \leq 0,02$$

$$V_{cu} = \frac{0,15}{1,50} \cdot 1,67 \cdot (100 \cdot 0,00335 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \cdot 400 \cdot 450 = 79,62 \text{ kN}$$

El cortante resistido por el hormigón es superior al solicitante, por lo que se obtiene ahora la armadura mínima a cortante que se dispondrá en la viga centradora. Para ello, la EHE aplica la siguiente fórmula:

$$\sum \frac{A_{\alpha} f_{y\alpha,d}}{\text{sen } \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7,5} \cdot b_0$$

Donde,

α Ángulo que forman los estribos respecto al eje de la viga.

$f_{y\alpha,d}$ Resistencia de cálculo de la armadura A_{α} .

A_{α} Área de la armadura a cortante.

b_0 Ancho de la viga.

$f_{ct,m}$ Resistencia media a tracción del hormigón.

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

$$A_{90} \geq \frac{f_{ck}^{\frac{2}{3}} \cdot b_0}{25 \cdot f_{y90d}}$$

$$A_{90} \geq \frac{25^{\frac{2}{3}} \cdot 400}{25 \cdot \frac{500}{1,15}} = 0,31 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Por tanto, considerando dos ramas verticales de $\emptyset 8$, la separación máxima es de:

$$\frac{A_s}{S_t} = 0,31 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$S_t = \frac{A_s}{0,31} = \frac{2 \cdot 50,3}{0,31} = 324,52 \text{ mm}$$

Se dispone 1cØ8/33 cm. Se cumple el distanciamiento máximo de la armadura a cortante, ya que como $V_{rd} \leq \frac{1}{5} V_{u1}$ entonces S_t debe ser inferior a $0,75 \cdot d = 356,25 \text{ mm}$ y nunca superior a 600 mm (artículo 44.2.3.4.1 EHE-08).

Por último, falta calcular las tensiones en las zapatas, ahora centradas, con la siguiente fórmula:

$$T_d = \frac{N_d}{0,85 \cdot d} \cdot (a_2 - a_1)$$

$$T_{3d} = \frac{325,13}{0,85 \cdot 0,45} \cdot (0,85 - 0,366) = 51,45 \text{ kN}$$

$$T_{2d} = \frac{517,76}{0,85 \cdot 0,45} \cdot (1,05 - 0,345) = 119,22 \text{ kN}$$

Por tanto, una vez obtenidas las tracciones que se producen en la base de la zapata, se debe disponer una armadura que resista esas tensiones, siguiendo el mismo procedimiento realizado para el cálculo de la otra zapata y comparándola con las armaduras mínimas.

$$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}}$$

$$A_{3s} = \frac{T_{3d}}{f_{yd}} = \frac{51,45 \cdot 10^3}{400} = 128,63 \text{ mm}^2$$

$$0,9\text{‰} \cdot a \cdot h = 0,9\text{‰} \cdot 850 \cdot 500 = 382,50 \text{ mm}^2$$

$$A_{2s} = \frac{T_{2d}}{f_{yd}} = \frac{119,22 \cdot 10^3}{400} = 298,05 \text{ mm}^2$$

$$0,9\text{‰} \cdot a \cdot h = 0,9\text{‰} \cdot 1050 \cdot 500 = 472,5 \text{ mm}^2$$

Se armarán las zapatas según los mínimos exigidos por la EHE.

Zapata 3

$$\frac{382,50 \text{ mm}^2}{113 \text{ mm}^2} = 3,38 \cong 4 \text{ barras } \emptyset 12$$

$$S = \frac{a - 2 \cdot r_{min} - \emptyset}{n^{\circ} \text{ huecos}} = \frac{850 - 140 - 12}{3} = 232,67 \text{ mm}$$

Zapata 2

$$\frac{472,5 \text{ mm}^2}{113 \text{ mm}^2} = 4,18 \cong 5 \text{ barras } \emptyset 12$$

$$\frac{1050 - 140 - 12}{4} = 224,5 \text{ mm}$$

Así pues, la zapata 3 se arma con 4Ø12 cada 23 cm en cada sentido, y la zapata 2 con 5Ø12 cada 23 cm en cada sentido. No es necesario calcular la longitud de anclaje ya que al usarse el mismo diámetro que para la zapata 1, ya se tiene este valor, por lo que se procede a comprobar si cabe en la cimentación.

$$l_b \leq \left(\frac{a}{2} - x\right) - r \rightarrow \text{Prolongación recta}$$

$$0,7l_b \leq \left(\frac{a}{2} - x\right) - r < l_b \rightarrow \text{Patilla en ángulo}$$

$$0,7l_b > \left(\frac{a}{2} - x\right) - r \rightarrow \text{Prolongación recta sobre patilla (L}_1\text{)}$$

$$L_1 \geq 0,7l_b - \left[\left(\frac{a}{2} - x\right) - r\right]$$

Donde,

a Lado de la zapata.

x Distancia del eje de la zapata a la resultante.

r Recubrimiento de la armadura en el lateral de la zapata.

L_1 Longitud que se prolonga la patilla una vez doblada.

Zapata 3

$$\left(\frac{a}{2} - x_1\right) - r$$

$$0,7l_b = 210 \text{ mm} > \left(\frac{850}{2} - 212,50\right) - 70 = 142,50 \text{ mm}$$

Como no cabe la armadura, se dispone en patilla y debe prolongarse una longitud L_1 que cumpla la siguiente condición:

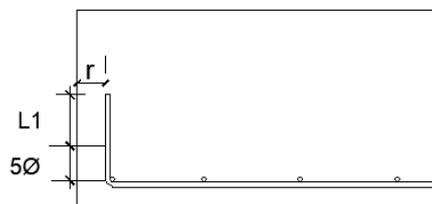


Ilustración 64. Disposición de anclaje.

$$L_1 \geq 0,7l_b - \left[\left(\frac{a}{2} - x\right) - r\right] = 210 - \left[\left(\frac{850}{2} - 212,50\right) - 70\right] = 67,50 \text{ mm}$$

$$L_1 + 5\phi = 67,50 + 5 \cdot 12 = 127,50 \text{ mm} \rightarrow \text{Cabe en la cimentación}$$

Zapata 2

$$\left(\frac{a}{2} - x_1\right) - r$$

$$0,7l_b = 210 \text{ mm} > \left(\frac{1050}{2} - 262,5\right) - 70 = 192,50 \text{ mm}$$

Como no cabe la armadura, se dispone en patilla y debe prolongarse una longitud L_1 que cumpla la siguiente condición:

$$L_1 \geq 0,7l_b - \left[\left(\frac{a}{2} - x\right) - r\right] = 210 - \left[\left(\frac{1050}{2} - 262,5\right) - 70\right] = 17,5 \text{ mm}$$

$$L_1 + 5\phi = 17,5 + 5 \cdot 12 = 77,5 \text{ mm} \rightarrow \text{Cabe en la cimentación}$$

Finalmente, este armado debe disponerse sobre separadores cuya disposición se basa en el criterio establecido en el artículo 69.8.2 de la EHE-08, donde se tiene la siguiente tabla:

Tabla 69.8.2
Disposición de separadores

Elemento		Distancia máxima
Elementos superficiales horizontales (losas, forjados, zapatas y losas de cimentación, etc.)	Emparrillado inferior	$50 \phi \leq 100 \text{ cm}$
	Emparrillado superior	$50 \phi \leq 50 \text{ cm}$
Muros	Cada emparrillado	$50 \phi \text{ ó } 50 \text{ cm}$
	Separación entre emparrillados	100 cm
Vigas ¹⁾		100 cm
Soportes ¹⁾		$100 \phi \leq 200 \text{ cm}$

¹⁾ Se dispondrán, al menos, tres planos de separadores por vano, en el caso de las vigas, y por tramo, en el caso de los soportes, acoplados a los cercos o estribos.

ϕ Diámetro de la armadura a la que se acople el separador.

Ilustración 65. Tabla 69.8.2 Disposición de separadores.

En el caso de cimentaciones superficiales con emparrillado inferior, la distancia máxima debe ser de $50\phi \leq 100 \text{ cm}$.

$$50 \cdot 12 = 600 \text{ mm} \leq 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Zapata 1} \rightarrow \frac{1000}{600} = 1,67 \cong 2 \text{ separador en cada sentido}$$

$$\text{Zapata 2} \rightarrow \frac{1050}{600} = 1,75 \cong 2 \text{ separadores en cada sentido}$$

$$\text{Zapata 3} \rightarrow \frac{850}{600} = 1,42 \cong 2 \text{ separadores en cada sentido}$$

4.3 Proceso constructivo

En la construcción, o en este caso en la ejecución de un apeo, es muy importante analizar previamente los trabajos que se deben realizar de forma consecutiva y el espacio disponible para ello porque esto puede condicionar a la hora de ejecutar cada fase de la obra. Por ello, se debe buscar una estrategia que tenga en cuenta los tiempos de ejecución, la sencillez y los costes.

A continuación, se describe el proceso constructivo para realizar la demolición del muro de carga y la ejecución del pórtico que lo sustituirá.

Ya que apuntalar la vivienda inicialmente puede resultar molesto para trabajar en el interior por cuestiones de movimiento de material, extracción de escombros y demás, se opta por en una primera fase realizar todos los tajos posibles previos al apuntalamiento. Esto engloba la demolición de tabiquería y pavimento, la excavación del área de cimentación que no se encuentra bajo el muro y la extracción de escombros.

Al tener parte de la zapata central y de la viga centradora bajo el muro de carga habrá que tomar otras medidas para poder ejecutarlas completamente. Por ello, se realizará, en una segunda fase, toda la cimentación, a excepción de la viga centradora del vano largo, tras el apuntalamiento de la obra y la demolición de parte del muro de carga. En una tercera fase se ejecutará la colocación de toda la perfilería que compone el pórtico excepto la viga HEB 320 del vano largo y en una cuarta y última fase, se demolerá completamente el muro y se ejecutará el atado de la cimentación junto a la viga del pórtico.

Dicho esto, se iniciará el proceso constructivo por el replanteo de las tres zapatas del pórtico y las vigas centradoras entre zapatas, se detalla en el plano de estructura sus dimensiones y localización exacta.

Se actuará en primer lugar en el aseo de planta baja donde se sitúa la zapata medianera (Z_1). Se realizará el desmontaje de todos los sanitarios y la puerta de paso, incluso marcos y premarcos, para poder demoler todo el alicatado interior y la tabaquería ya que es necesario para poder colocar más adelante los pilares y la viga.

A continuación, se demolerá el pavimento y la solera de toda la zona antes replanteada y que no se ve afectada por el muro existente, se hará con la ayuda de una máquina de disco para marcar el perímetro de la cimentación y evitar romper o dañar el pavimento que quedará tras el apeo y con un martillo neumático se irá demoliendo cada capa.

No se utilizará encofrado ya que se aprovechará la propia excavación para ello, se extraerá tierra hasta llegar a una profundidad de 10 cm por debajo de la cara inferior de la cimentación. En caso de encontrarse que la base de la misma no tiene las características necesarias para una óptima capacidad portante, se profundizará hasta encontrar terreno firme y se rellenará con gravas u hormigón ciclópeo si el desnivel es pronunciado y se quiere mejorar su resistencia hasta alcanzar la cota deseada.

El acopio de escombros y la tierra procedente de la excavación se depositarán en un contenedor situado en la terraza exterior en una zona habilitada para ello y que no moleste o dificulte el acceso a la vivienda. En el caso de la zapata central se excavará el área posible hasta llegar al muro.



Ilustración 66. Martillo neumático.

En este punto se acopiarán los perfiles metálicos junto al muro a demoler para que sea más fácil maniobrar con ellos una vez esté apuntalada la obra.

Terminados todos los trabajos comienza la segunda fase en la que se procederá al apuntalamiento de toda la planta piso y la planta baja, en este orden, para descalzar el muro de carga central. Se debe escoger el tipo de puntal más adecuado para la zona de intervención, suelen clasificarse según la altura a cubrir y su capacidad de carga.

Para determinar qué cantidad de puntales son necesarios para soportar el peso de toda la estructura existente se precisa un pequeño cálculo que consiste en dividir el peso del área que se debe apuntalar entre la carga que puede soportar un puntal. Conociendo el número de puntales necesario se puede saber la separación que puede existir entre ellos. Se adjunta plano detallado de la colocación de los mismos cubriendo toda la zona.

Para proteger el suelo y el techo y además conseguir más agarre se colocarán tablonces en el pie y en la cabeza de los puntales, llamados durmientes y sopandas, que irán anclados a estos. Es muy importante que los puntales se coloquen en cada nervio justo bajo las viguetas del forjado y los tablonces en dirección perpendicular a las mismas en ambos extremos.

En este caso se ha elegido un puntal de la marca FERMAR, una casa que tiene mucha variedad de modelos y variedad de alturas. Están fabricados con tubo de acero S-275-JR, según la UNE/EN/10025, de alta resistencia. Tienen sistema de orejas o palancas. A elegir y están tratados con fosfatado antióxido y pintados al polvo en epoxi-poliéster. Según la ficha del fabricante su producción es robotizada y automatizada por lo que consiguen un alto nivel de calidad, además de pasar ensayos de compresión por el “Instituto Eduardo Torroja de la Construcción” y ensayos propios. Sus bases están fabricadas con nervuraciones de refuerzo y sus pasadores son de 10 o 12 mm.

A continuación, se muestra la ficha técnica y se indica el cálculo realizado para la determinación del tipo de puntal.

MODELOS POR LONGITUD					
P 0,97	0.60 m. - 1.02 m.	N SERIE NORMAL NORMALE - LIGHT	Ø 48 Ø 40	P 0.97N - P 1.7N P 3N - P 3F P 3.5N - P 4N	
P 1,7	0.95 m. - 1.70 m.				
P 3	1.65 m. - 3.00 m.	S SERIE EUROPEA EUROPEENNE - EUROPEAN	Ø 55 Ø 48	P 3S - P 3.5S - P 4S - P 5S	
P 3,5	2.10 m. - 3.50 m.				
P 4	2.10 m. - 4.00 m.	E SERIE ESPECIAL SPECIALE - SPECIAL	Ø 60 Ø 50	P 3E -P3.5E - P 4E P 5E - P 6E	
P 5	3.20 m. - 5.00 m.				
P 6	3.50 m. - 6.00 m.				

Ilustración 67. Modelos de puntales marca FERMAR.

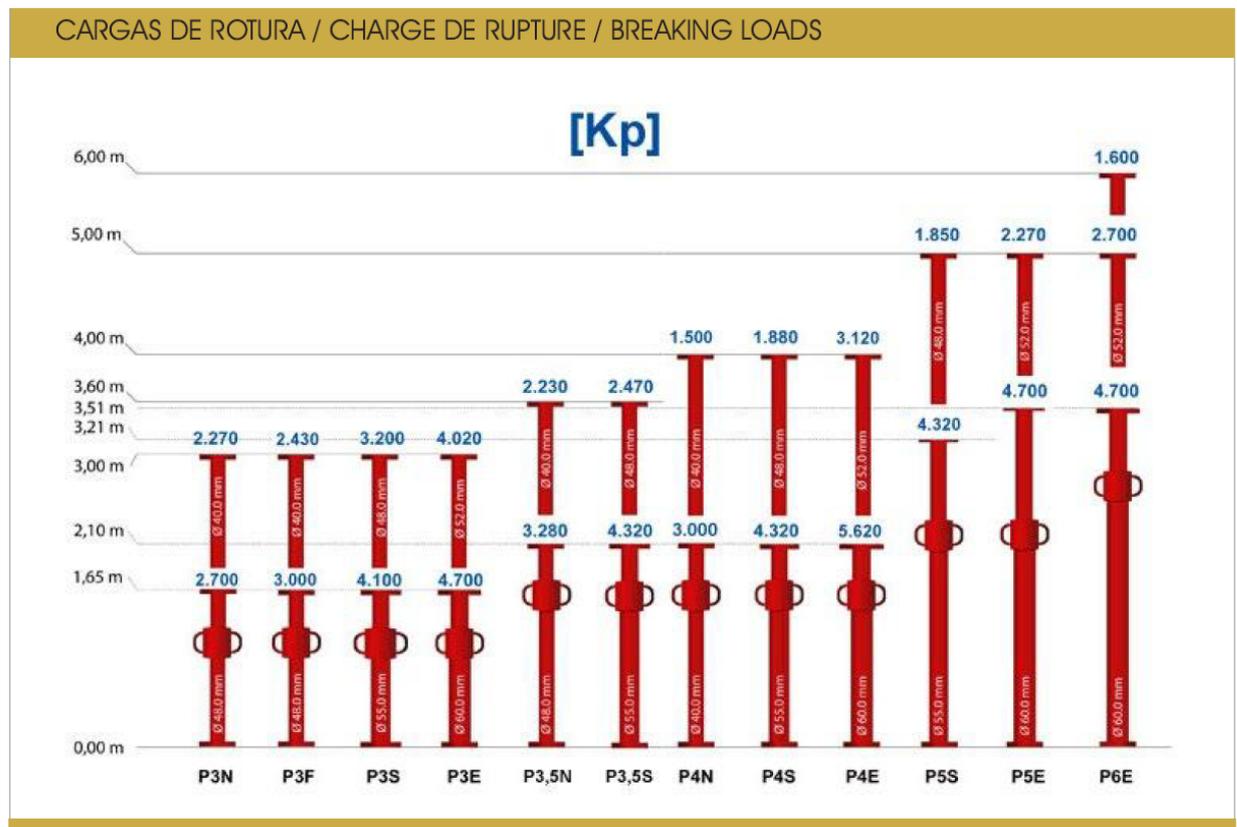


Ilustración 68. Cargas de rotura de puntales FERMAR.

Se apuntalará en ambas plantas el ámbito de carga que soporta el muro central. El área a apuntalar en cada planta es de aproximadamente 44 m². Recordar que los puntales deben ir bajo las viguetas y estas tienen un intereje de 70 cm.

En planta piso, puesto que la carga a soportar es inferior a los que se dispondrán en planta baja, se colocarán puntales FERMAR modelo P3N, que son los más básicos de la serie Normal.

Para saber el número de puntales necesarios, en primer lugar se debe obtener la carga de rotura de este puntal con una altura libre de 2,60 m que se obtiene de interpolar los datos de la ficha

técnica adjunta. Como se observa para 3 m de altura el puntal tiene una carga de rotura de 2270 kp y para 1,65 m es de 2.700 kp.

$$Y = Y_0 + \frac{Y_1 - Y_0}{X_1 - X_0} (X - X_0) = 2270 + \frac{2700 - 2270}{1,65 - 3} (2,60 - 3) = 2397,41 \text{kp}$$

Así se obtiene que a una altura de 2,60 m el puntal tiene una carga de rotura de 2397,41 kp. Se fijará un coeficiente de seguridad de 3, siendo así la carga real soportada por puntal de 799,14Kg/m².

$$\frac{2397,41}{3} = 799,14 \text{kg/m}^2$$

Observando la tabla del descenso de cargas, estos puntales deben aguantar el peso del forjado techo de planta piso y la cubierta, lo que supone un peso de 7,425 kN/m² o igualando unidades son 742,5 kg/m², por lo que los 44 m² pesan un total de 32670 kg. Se considera que durante la obra la planta piso no será accesible por lo que no se han considerado sobrecargas de uso. Para determinar cuántos puntales son necesarios para soportar esta carga hay que dividir este resultado entre la capacidad portante de un puntal:

$$\frac{32670 \text{kg}}{799,14 \text{kg/puntal}} = 41 \text{ puntales}$$

En planta baja, puesto que el objetivo es tener el máximo espacio entre puntales para poder trabajar alrededor del muro de carga que hay que eliminar y para la posterior colocación de las diferentes partes del pórtico se escogerá el puntal con la máxima capacidad de carga de entre los que se encuentran en el catálogo de altura máxima de 3m. Por ello, se colocarán puntales FERMAR modelo P3E con una altura libre existente de 2,55m.

Se deben realizar los mismos cálculos que para la planta piso para determinar la carga de rotura de este nuevo puntal interpolando los datos. Según la ficha técnica adjunta para 3m de altura el puntal tiene una carga de rotura de 4020 kp y para 1,65m es de 4.700kp. Por lo que:

$$Y = Y_0 + \frac{Y_1 - Y_0}{X_1 - X_0} (X - X_0) = 4020 + \frac{4700 - 4020}{1,65 - 3} (2,55 - 3) = 4246,67 \text{kp}$$

Así se obtiene que a una altura de 2,55 m el puntal tiene una carga de rotura de 4246,67 kp. Se fijará también un coeficiente de seguridad de 3, siendo así la carga real soportada por puntal de 1415,56 Kg/m².

$$\frac{4246,67}{3} = 1415,56 \text{kg/m}^2$$

Observando la tabla del descenso de cargas, estos puntales deben aguantar un peso de 1282,50 kg/m², por lo que los aproximadamente 44 m² pesan un total de 56430 kg. Para determinar cuántos puntales se necesitan para soportar esta carga hay que dividir este resultado entre la capacidad portante de un puntal:

$$\frac{56430kg}{1282,50kg/puntal} = 44 \text{ puntales}$$

Así se colocarán los puntales de manera que quede un paso lo más ancho posible entre el muro a demoler y los mismos para que el acopio de los perfiles junto a él no moleste y para que trabajar en toda esta zona sea lo más cómodo y fácil posible.

Resumiendo, se utilizarán 4 hiladas de puntales en ambas plantas. En planta piso se dispondrán 40 puntales, ya que descuenta el que cae en la escalera, modelo P3N. En planta baja se utilizará el modelo P3E más resistente y bastará con 42 puntales. Se adjunta en la documentación gráfica el plano de replanteo de los mismos por planta.

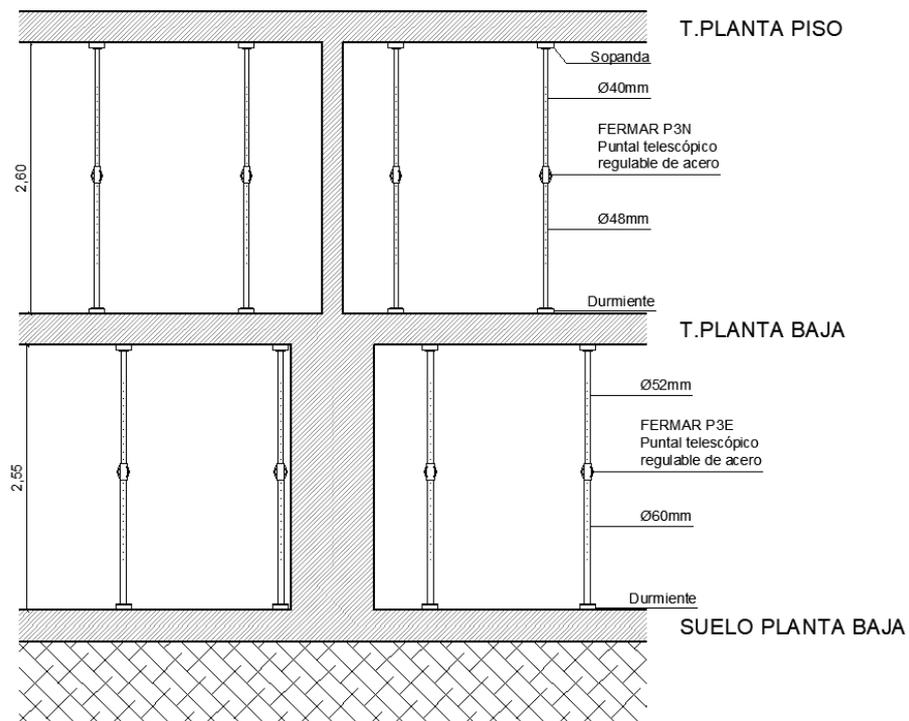


Ilustración 69. Apuntalamiento.

Una vez asegurada la estructura de la vivienda con el apuntalamiento y descalzado el muro de carga se comenzará demoliendo parte del muro liberando la zona de la zapata central que se sitúa justo debajo, incluso el arranque de la viga centradora, aproximadamente unos 110 cm, con la ayuda de un martillo neumático. El trabajo se debe realizar de forma lenta y con mucha precaución ya que al ser un muro de piedra con mezcla de arenas es muy fácil que la maquinaria quede atascada o rebote pudiendo dañar al operario.

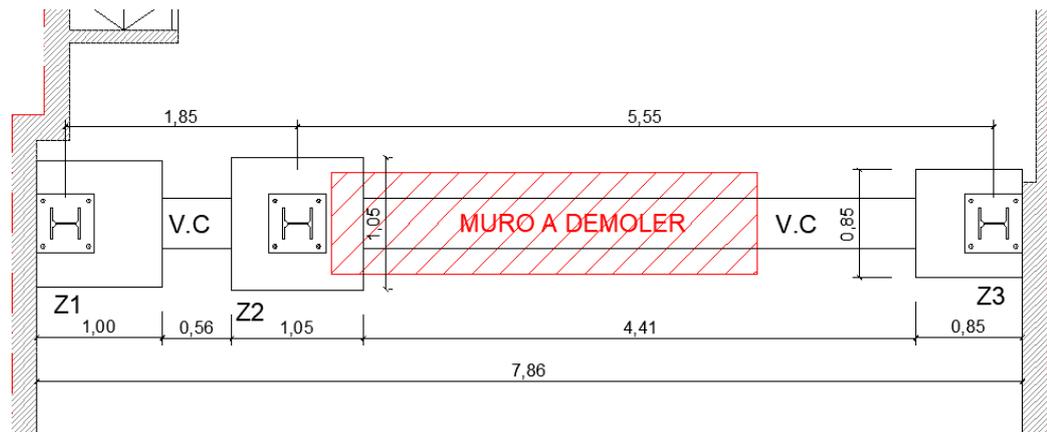


Ilustración 70. Ejecución primer vano.

Hecho esto ya se puede excavar el resto de la zapata central (Z_2) y el arranque mencionado. Se realizará únicamente mediante martillo neumático en esta ocasión ya que no hay pavimento en esta zona. La extracción de escombros se realizará como en el caso anterior.

Finalizada esta parte de la excavación se dejarán acondicionadas y limpias todas las zanjas para verter los 10 cm de hormigón de limpieza que servirán de base para la cimentación. Se debe asegurar el correcto fraguado y secado del mismo esperando el tiempo necesario.

A posterior se colocará una lámina de polietileno para impermeabilizar la base y los laterales de la cimentación.

A continuación, se colocarán los separadores en la base para asegurar que el hormigón recubra completamente las armaduras. Existen varios tipos de separadores y de formas y pueden encontrarse de plástico, cerámicos, pétreos, entre otros. Una vez situados se montará sobre estos toda la armadura obtenida en los cálculos e indicada en planos, dejando las armaduras de espera para poder ejecutar la viga centradora más adelante.



Ilustración 71. Separadores.

Antes de proceder al hormigonado de la cimentación se colocarán los pernos de sujeción de la placa de anclaje para que queden embebidos en su interior, su situación exacta también se encuentra en los planos. Estos son barras de acero corrugado que mejoran la adherencia con el hormigón y en su extremo son roscados para sujetar la placa mediante tuercas.

Una vez situada toda la armadura, se verterá mediante un camión bomba hormigón de clase HA-25-B-40-IIa, hormigón armado de 25N/mm^2 de resistencia, consistencia blanda, árido 40 mm, en

ambiente IIa, mientras se va vibrando correctamente para extraer todo el aire que se genera en el vertido y facilitando que el hormigón recubra bien todo el hierro.

Recordar que es necesario realizar los ensayos de control de calidad de los materiales tanto en el hormigón como en el acero. Como se ve reflejado en el presupuesto. Estos son:

- La toma de muestra de hormigón fresco, para determinar si la resistencia que adquiere es la indicada. Se fabrican 5 probetas cilíndricas de 15x30 cm.
- El ensayo a tracción sobre cada diámetro de barra de acero con la determinación del límite elástico.
- La determinación de sección equivalente, características geométricas, doblado simple y doblado-desdoblado sobre dos barras de acero corrugado.
- Ensayo de despegue de nudo en mallas electro soldadas sobre una probeta.
- Ensayo de líquidos penetrantes en soldaduras.

Consolidada la base del pórtico se pueden colocar todas las placas de anclaje introduciendo los pernos por los orificios de las mismas, colocándolas a nivel sobre una cama de mortero expansivo y fijándolas con tuercas. Las dimensiones de todos los elementos de las placas se encuentran en el apartado de cálculo y detalladas en el plano de estructura. Se adjunta detalle tipo del anclaje entre la placa y la zapata.

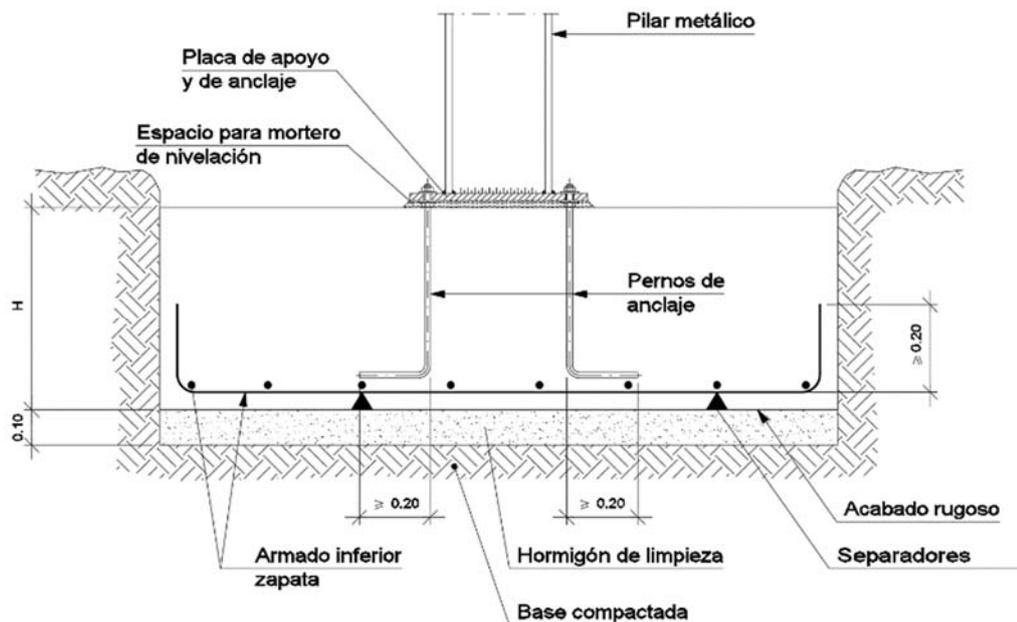


Ilustración 72. Detalle tipo de placa de anclaje y zapata.

A continuación, en la fase tres, se colocarán a nivel los pilares HEB 260 sobre las placas de anclaje. Estos se unirán mediante soldadura en ángulo.

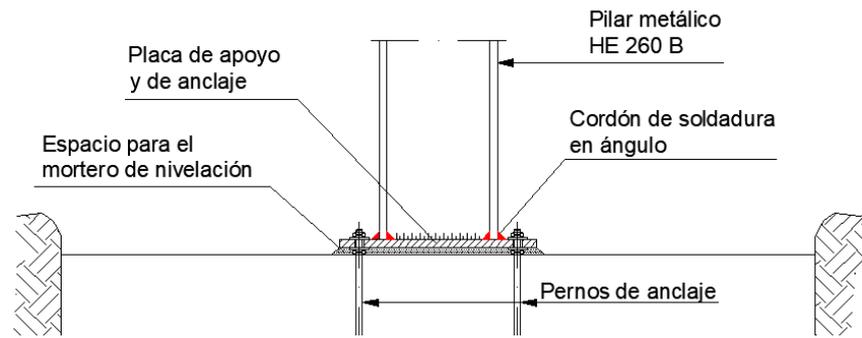


Ilustración 73. Cordón de soldadura en ángulo.

Puesto que justo donde se colocan las vigas del pórtico actualmente hay jácenas para la sustentación del forjado en estas zonas de paso, se demolerán mediante martillo neumático.

Ya que no pueden suministrar desde fábrica una viga HEB 320 de 7,86 metros de longitud se hará en dos piezas. La longitud de la viga del vano más corto es 3,15 m, y la otra es de 4,71m.

Para la colocación de la viga del primer vano, puesto que es más larga que el paso existente, se abrirá un hueco en la cabeza del muro de carga para poder colocarla sobre los pilares.

Al pesar 127 kilos/ml, se montará un andamio para subirla a su posición en dos tiempos y se soldará al pilar mediante soldadura a tope ejecutada en la parte inferior de la viga ya que al ir al estar pegada al forjado no se puede acceder por la cara superior.

Además, para esta unión, según los cálculos obtenidos, es necesario colocar rigidizadores, véase el detalle constructivo. Para garantizar un óptimo soldado se solicitará al fabricante que suministre las vigas con estos ya ejecutados.

Finalmente se rellena el hueco que queda entre la cara superior de la viga y el techo de planta baja con mortero expansivo, a veces es necesario picar esta parte para asegurar el contacto entre ambos.

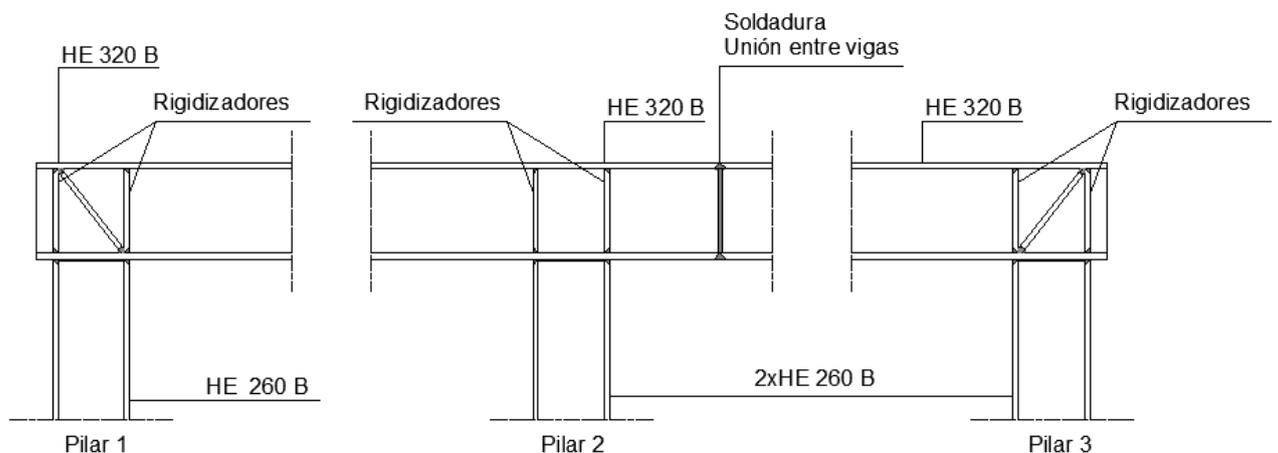


Ilustración 74. Uniones entre vigas y pilares.

De esta manera el primer vano del pórtico ya podría entrar en carga. En la cuarta fase, para la colocación de la otra viga y el atado de la cimentación se demolerá completamente el muro de carga. Para la colocación de la viga, puesto que es más corta que la luz del vano, por lo que sólo tiene un pilar que la sostenga, se crea un apoyo auxiliar.

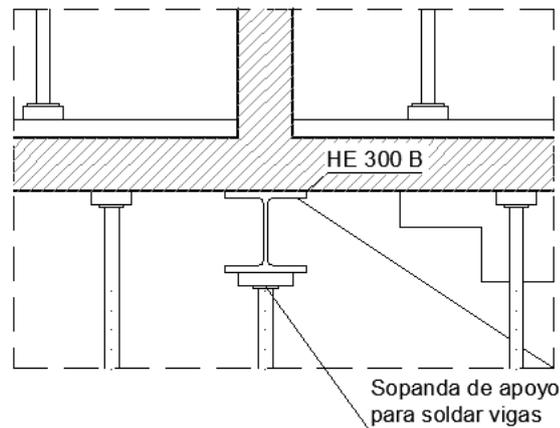


Ilustración 75. Apoyo para soldar vigas

Para ello, se colocará una sopanda con puntales bajo la viga ya ejecutada y sobresaldrá para apoyar, sobre otros tantos puntales, la viga que estamos colocando con la ayuda de un andamio para subirla en dos tiempos. Una vez situada se nivelará con la otra y se soldarán ambas a tope para que trabaje de forma solidaria como si fueran una única pieza.

De igual forma se realizará la unión del pilar con la viga como en los otros casos mediante soldadura a tope. Finalmente, como en el primer vano, se rellenará de mortero expansivo el espacio que queda entre la cara superior de la viga y el techo. Todas las vigas se protegerán con pintura intumescente para protegerlas de un posible incendio.

La ejecución de la viga centradora se ejecutará de forma idéntica al resto de la cimentación.

Para finalizar se repondrá el pavimento ejecutando una solera de hormigón armado con impermeabilización, se colocará la misma baldosa cerámica que la existente sobre una capa de mortero de nivelación y se rematarán los paramentos verticales y horizontales afectados por la demolición de tabiquería, el resto de reforma no se contempla ya que no se considera objeto de este proyecto.

4.4 Presupuesto estimado

Capítulo nº 1 TRABAJOS PREVIOS

Nº	Ud	Descripción	Medición	Precio	Importe
----	----	-------------	----------	--------	---------

1.1.- APUNTALAMIENTO

1.1.1 Pa Apuntalamiento de estructura, durante los trabajos de demolición de elementos, a mantener hasta la completa ejecución de los elementos de estructura, realizada por medio de sopandas, puntales y durmientes, para una altura inferior de 3 m.

Total Pa	1,000	350,00	350,00
----------------	-------	--------	--------

Total subcapítulo 1.1.- APUNTALAMIENTO: 350,00

1.2.- HORMIGONES

1.2.1 M² Demolición de solera o pavimento de hormigón armado de hasta 15 cm de espesor, con martillo neumático, sin incluir la demolición de la base soporte. Incluso p/p de limpieza, acopio, retirada y carga manual de escombros sobre camión o contenedor.

Cimentación	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal	
Zapata medianera Z1	1	1,000	1,000		1,000		
Zapata central Z2	1	1,050	1,050		1,103		
Zapata medianera Z3	1	0,850	0,850		0,723		
Vigas centradoras	1	0,400	0,560		0,224		
	1	0,400	4,410		1,764		
					4,814	4,814	
				Total m ²	4,814	7,02	33,79

1.2.2 M Demolición de dintel con medios manuales, sin deteriorar los elementos constructivos contiguos. Incluso p/p de limpieza, acopio, retirada y carga manual de escombros sobre camión o contenedor.

Zonas de paso junto a muro	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal	
	2	2,750			5,500		
	2	2,400			4,800		
					10,300	10,300	
				Total m	10,300	7,08	72,92

Total subcapítulo 1.2.- HORMIGONES: 106,71

1.3.- PAVIMENTOS

1.3.1 M1 Demolición de rodapié de cualquier material, con acopio de escombros a pie de obra.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal	
Salón-comedor	1	10,950			10,950		
Estudio	1	6,640			6,640		
					17,590	17,590	
Total ml:					17,590	4,20	73,88

1.3.2 M2 Demolición de solado de baldosa cerámica, incluido acopio de escombros a pie de obra.

Cimentación	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal	
Zapata medianera Z1	1	1,000	1,000		0,250		
Zapata central Z2	1	1,050	1,050		1,103		
Zapata medianera Z3	1	0,850	0,850		0,723		
Viga centradora	1	0,400	0,560		0,224		
	1	0,400	4,410		1,764		
					4,814	4,814	
Total m2:					4,814	8,15	39,23
Total subcapítulo 1.3.- PAVIMENTOS:						113,11	

1.4.- REVESTIMIENTO

1.4.1 M2 Demolición de alicatados, incluido acopio de escombros a pie de obra.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal	
Aseo	1	7,420		2,550	18,921		
Cocina (sólo zona afectada)	1	5,850		2,550	14,918		
					33,839	33,839	
Total m2:					33,839	4,11	139,08

1.4.2 M Demolición de moldura perimetral, con medios manuales, sin deteriorar los elementos constructivos a los que se sujeta. Incluso p/p de limpieza, acopio, retirada y carga manual de escombros sobre camión o contenedor.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Salón-comedor	1	6,680			6,680	
					6,680	6,680

		Total m	6,680	2,38	15,90	
1.4.3	M ² Demolición de falso techo continuo de placas de escayola, yeso laminado o cartón yeso, con medios manuales, sin deteriorar los elementos constructivos contiguos. Incluso p/p de demolición de tirantes, perfilierías soporte y estructuras de suspensión, falsas vigas, tabicas, molduras, cornisas y remates, limpieza, acopio, retirada y carga manual de escombros sobre camión o contenedor.					
Zonas de paso junto a muro	Uds.	m ²	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
	1	0,960			0,960	
	1	3,000			3,000	
					3,960	3,960
			Total m ²	3,960	4,74	18,77
			Total subcapítulo 1.4.- REVESTIMIENTO:			173,75

1.5.- DEMOLICION FABRICAS

1.5.1	M3 Demolición manual de fábrica de ladrillo hueco, incluido acopio de escombros a pie de obra.					
	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Aseo	1	3,440	0,100	2,550	0,877	
Cocina	1	4,070	0,150	2,550	1,557	
Estudio	1	4,150	0,100	2,550	1,058	
					3,492	3,492
			Total m3	3,492	106,43	371,65
			Total subcapítulo 1.5.- DEMOLICION FABRICAS:			371,65

1.6.- CARPINTERIA Y CERRAJERIA

1.6.1	U Arranque de cercos sin acopio de elementos aprovechables.					
	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Cocina	1				1,000	
Aseo	1				1,000	
Estudio	1				1,000	
					3,000	3,000
			Total u	3,000	26,77	80,31
1.6.2	Ud Desmontaje de hoja de puerta interior de paso de carpintería de madera, galces, tapajuntas y herrajes, con medios manuales. Incluso p/p de limpieza, acopio, retirada y carga manual del material desmontado sobre camión o contenedor.					

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Cocina	1				1,000	
Aseo	1				1,000	
Estudio	1				1,000	
					3,000	3,000
				Total Ud:	3,000	5,90
						17,70

1.6.3 M² Levantado de carpintería de madera de armario empotrado, cercos o precercos, tapetas, tapajuntas, hojas y herrajes, sin deteriorar el paramento al que está sujeto. Incluso p/p de limpieza, acopio, retirada y carga manual de escombros sobre camión o contenedor.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Cocina	1	0,620		2,030	1,259	
Aseo	1	0,970		2,030	1,969	
Estudio	1	0,720		2,030	1,462	
					4,690	4,690
				Total m ²:	4,690	9,30
						43,62

Total subcapítulo 1.6.- CARPINTERIA Y CERRAJERIA: 141,63

1.7.- INSTALACIONES

1.7.1 M Arranque puntual de tubos y accesorios de cobre de hasta 1" de diámetro, en instalación superficial de distribución de agua, con medios manuales, y carga manual de escombros sobre camión o contenedor.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Cocina	1	2,000			2,000	
					2,000	2,000
				Total m:	2,000	6,08
						12,16

1.7.2 Ud Desmontaje de fregadero de acero inoxidable de 2 cubetas y escurridor, grifería y accesorios, con medios manuales y carga manual del material desmontado sobre camión o contenedor.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Cocina	1				1,000	
					1,000	1,000
				Total Ud:	1,000	20,24
						20,24

1.7.3 M Desmontaje de conjunto de mobiliario de cocina y accesorios, con medios manuales, y carga manual del material desmontado sobre camión o contenedor.

		Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Cocina		1	4,050			4,050	
						4,050	4,050
				Total m	4,050	50,49	204,48
1.7.4	Ud	Desmontaje de inodoro con tanque bajo, y accesorios, con medios manuales y carga manual del material desmontado sobre camión o contenedor.					
		Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Aseo		1				1,000	
						1,000	1,000
				Total Ud	1,000	26,17	26,17
1.7.5	Ud	Desmontaje de plato de ducha de porcelana sanitaria, grifería y accesorios, con medios manuales y carga manual del material desmontado sobre camión o contenedor.					
		Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Aseo		1				1,000	
						1,000	1,000
				Total Ud	1,000	34,64	34,64
1.7.6	Ud	Desmontaje de mecanismo eléctrico de empotrar para interior (sin incluir el arrancado de las cajas empotradas en el paramento), con medios manuales. Incluso p/p de limpieza, acopio, retirada y carga manual de escombros sobre camión o contenedor.					
		Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Aseo		1				1,000	
Cocina		2				2,000	
						3,000	3,000
				Total Ud	3,000	1,90	5,70
1.7.7	Ud	Desmontaje de red de instalación interior de desagües, desde la toma de cada aparato sanitario hasta la bajante, dejando taponada dicha bajante, con medios manuales. Incluso p/p de limpieza, acopio, retirada y carga manual del material desmontado sobre camión o contenedor.					
		Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Aseo		1				1,000	
Cocina		1				1,000	
						2,000	2,000
				Total Ud	2,000	200,96	401,92

- 1.7.8 Ud Desmontaje de lavabo de semiempotrar, grifería y accesorios, con medios manuales, previa desconexión de las redes de agua y evacuación, sin afectar a la estabilidad de los elementos constructivos a los que pueda estar sujeto. Incluso p/p de sellado, limpieza, acopio, retirada y carga manual de escombros sobre camión o contenedor.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Aseo	1				1,000	
					1,000	1,000
				Total Ud:	1,000	31,88
						31,88
						Total subcapítulo 1.7.- INSTALACIONES: 737,19

1.8.- CANTERIA

- 1.8.1 Ml Demolición de encimera de cualquier material de 60 cms.con acopio de escombros a pie de obra.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Cocina	1	4,070			4,070	
					4,070	4,070
				Total ml:	4,070	14,49
						58,97

- 1.8.2 M³ Demolición de muro de mampostería ordinaria de piedra caliza con medios manuales. Incluso p/p de revestimiento a base de enfoscado y pintura, limpieza, acopio, retirada y carga manual de escombros sobre camión o contenedor.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Muro de carga central	1	3,400	0,800	3,250	8,840	
					8,840	8,840
				Total m ³:	8,840	121,30
						1.072,29
						Total subcapítulo 1.8.- CANTERIA: 1.131,26

1.9.- CARGA Y RECOGIDA DE ESCOMBROS

- 1.9.1 M3 Transporte manual de escombros y restos de demolición de cualquier tipo y material en interior de obra.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Coef. esp.	Parcial	Subtotal
	1	3,208	0,150		1,200	0,577	
	1	10,300	0,200	0,200	1,200	0,494	
	1	17,590	0,070	0,015	1,200	0,022	
	1	4,814	0,015		1,200	0,087	
	1	33,840	0,010		1,200	0,406	

1	6,680	0,010	0,070	1,200	0,006	
1	3,96	0,020		1,200	0,095	
1	3,492	0,100		1,200	0,419	
3	4,690	0,050		1,200	0,846	
3	0,270	2,100	0,030	1,200	0,061	
1	4,050	0,035		1,200	0,170	
1	4,070	0,600	0,030	1,200	0,088	
1	8,840			1,200	10,608	
					13,877	13,877
Total m3				13,877	26,58	368,85

1.9.2 Ud Recogida-carga escombros sobre contenedor.

Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal	
2				2,000		
				2,000	2,000	
Total Ud				2,000	250,00	500,00

1.9.3 Ud Canon de vertido por entrega de contenedor de 7 m³ con tierras procedentes de la excavación, en vertedero específico, instalación de tratamiento de residuos de construcción y demolición externa a la obra o centro de valorización o eliminación de residuos. Sin incluir servicio de entrega, alquiler, recogida en obra del contenedor y transporte.
Criterio de medición de proyecto: Número de unidades previstas, según documentación gráfica de Proyecto.
Criterio de medición de obra: Se medirá el número de unidades realmente entregadas según especificaciones de Proyecto.

Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal	
2				2,000		
				2,000	2,000	
Total Ud				2,000	15,37	30,74

Total subcapítulo 1.9.- CARGA Y RECOGIDA DE ESCOMBROS: 899,59

Total presupuesto parcial nº 1 TRABAJOS PREVIOS : 4.024,89

2.4.- RELLENOS, TERRAPLENADOS Y REFINO

2.4.1 M2 Refino manual de tierras en cimentación.

BASE	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal	
Viga centradora	1	0,400	0,560		0,224		
	1	0,400	4,410		1,764		
					1,988	1,988	
LATERALES	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal	
Viga centradora	2		0,560	0,600	0,672		
	2		4,410	0,600	5,292		
					5,964	5,964	
BASE	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal	
Zapata medianera Z1	1	1,000	1,000		1,000		
Zapata central Z2	1	1,050	1,050		1,103		
Zapata medianera Z3	1	0,850	0,850		0,723		
					2,826	2,826	
LATERALES	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal	
Zapata medianera Z1	4		1,000	0,600	2,400		
Zapata central Z2	4		1,050	0,600	2,520		
Zapata medianera Z3	4		0,850	0,600	2,040		
					6,960	6,960	
					17,738	17,738	
Total m2:					17,738	9,06	160,71

2.4.2 M² Encachado de 15 cm en caja para base de solera, con aporte de grava de cantera de piedra caliza, Ø40/70 mm, y compactación mediante equipo manual con bandeja vibrante.

Cimentación	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Zapata medianera Z1	1	1,000	1,000		1,000	
Zapata central Z2	1	1,050	1,050		1,103	
Zapata medianera Z3	1	0,850	0,850		0,723	
Viga centradora	1	0,400	0,560		0,224	

	1	0,400	4,410		1,764		
					4,814	4,814	
			Total m ²	4,814	8,63	41,56	
			Total subcapítulo 2.4.- RELLENOS, TERRAPLENADOS Y REFINO:			202,25	
2.5.- CARGA Y TRANSPORTE							
2.5.1	M3	Transporte manual de escombros en interior de obra (30 m máximo).					
		Uds.	M ³	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
	movimiento de tierras 10%	0,2	1,696			0,339	
		0,2	1,192			0,238	
		0,2	17,738	0,020		0,071	
						0,648	0,648
			Total m3	0,648	21,73		14,08
2.5.2	Ud	Transporte de tierras con contenedor de 1,5 m ³ , a vertedero específico, instalación de tratamiento de residuos de construcción y demolición externa a la obra o centro de valorización o eliminación de residuos, considerando ida, descarga y vuelta. Incluso servicio de entrega, alquiler y recogida en obra del contenedor.					
			Total Ud	1,000	50,06		50,06
2.5.3	Ud	Canon de vertido por entrega de contenedor de 1,5 m ³ con tierras procedentes de la excavación, en vertedero específico, instalación de tratamiento de residuos de construcción y demolición externa a la obra o centro de valorización o eliminación de residuos. Sin incluir servicio de entrega, alquiler, recogida en obra del contenedor y transporte. Criterio de medición de proyecto: Número de unidades previstas, según documentación gráfica de Proyecto. Criterio de medición de obra: Se medirá el número de unidades realmente entregadas según especificaciones de Proyecto.					
			Total Ud	1,000	3,30		3,30
			Total subcapítulo 2.5.- CARGA Y TRANSPORTE:				67,44
			Total presupuesto parcial nº 2 MOVIMIENTO DE TIERRAS :				697,90

3.1.3	M ³	Zapata de cimentación de hormigón armado, realizada con hormigón HA-25/B/20/IIa fabricado en central y vertido con cubilote, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, cuantía 24,4 kg/m ³ .				Parcial	Subtotal
	Uds.	Largo	Ancho	Alto			
Zapata medianera Z1	1	1,000	1,000	0,500	0,500		
Zapata central Z2	1	1,050	1,050	0,500	0,551		
Zapata medianera Z3	1	0,850	0,850	0,500	0,361		
					1,412	1,412	
				Total m ³:	1,412	194,51	274,65
Total subcapítulo 3.1.- CIMENTACIONES (H. ARMADO):						433,01	
Total presupuesto parcial nº 3 HORMIGONES :						433,01	

Capítulo nº 4 ESTRUCTURAS METALICAS

Nº	Ud	Descripción	Medición			Precio	Importe	
4.1		Kg Hierro elaborado y colocado para estructuras metálicas con perfil normalizado, ajustado en obra para ejecución de apeos (diferentes formas) para estructuras metálicas incluida la p.p. de basas, patillas, anclajes, refuerzos, cartelas y soldaduras (no incluye ayudas de albañilería)						
PILARES	Uds.		Largo	Kg/ml	Alto	Parcial	Subtotal	
HEB 260								
P0=P1=P3	3			93,000	3,250	906,750		
						906,750	906,750	
VIGAS	Uds.		Largo	Kg/ml	Alto	Parcial	Subtotal	
HEB 320	1		7,860	117,000		998,220		
						998,220	998,220	
PLACAS DE ANCLAJE	Uds.		Largo	Ancho	Alto	kg/m ³	Parcial	Subtotal
Placa 1, 2 y 3.	3		0,460	0,460	0,022	7.850,00	109,630	
							109,630	109,630
RIGIDIZADORES	Uds.		Largo	Ancho	Alto		Parcial	Subtotal

Rigidizadores verticales	12	0,018	0,144	0,357	7.850,00	87,167		
Rigidizador diagonal	4	0,018	0,144	0,279	7.850,00	22,707		
						109,874	109,874	
						2.124,47	2.124,47	
					Total kg	2.124,47	2,54	5.396,16
Total presupuesto parcial nº 4 ESTRUCTURAS METALICAS :							5.396,16	

Capítulo nº 5 REVOCOS Y ENLUCIDOS

Nº	Ud	Descripción	Medición	Precio	Importe		
5.1.- ENFOCADOS							
5.1.1	M	Enfoscado sin maestrear y revoco fratasado con mortero de cemento portland y arena 1:4 en los paramentos horizontales interiores en las zonas afectadas por la demolición de la tabiquería paramentos horizontales interiores.					
	2		Uds. Largo Ancho Alto	Parcial	Subtotal		
Aseo	2	3,440	0,100	0,688			
	1		0,100 2,550	0,255			
Cocina	2	4,070	0,150	1,221			
	1		0,150 2,550	0,383			
Estudio	1	4,150	0,100	0,415			
	1		0,100 2,550	0,255			
				3,217	3,217		
Total m2					3,217	21,14	68,01
Total presupuesto parcial nº 5 REVOCOS Y ENLUCIDOS :							68,01

Capítulo nº 6 SOLADOS

Cimentación	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Zapata medianera Z1	1	1,000	1,000		1,000	
Zapata central Z2	1	1,050	1,050		1,103	
Zapata medianera Z3	1	0,850	0,850		0,723	
Viga centradora	1	0,400	0,560		0,224	
	1	0,400	4,410		1,764	
Muro eliminado	1	0,400	3,390		1,356	
					6,170	6,170
			Total m2	6,170	15,60	96,25

6.2 M² Suministro y ejecución de pavimento mediante el método de colocación en capa gruesa, de baldosas cerámicas de gres esmaltado, 2/0/-/- (pavimentos para tránsito peatonal leve, tipo 2; sin requisitos adicionales, tipo 0; ningún requisito adicional, tipo -/-), de 18x65,9 cm, 8 €/m²; recibidas con maza de goma sobre una capa semiseca de mortero de cemento M-5 de 3 cm de espesor, humedecida y espolvoreada superficialmente con cemento; y rejuntadas con lechada de cemento blanco, L, BL-V 22,5, para junta mínima (entre 1,5 y 3 mm), coloreada con la misma tonalidad de las piezas dispuesto todo el conjunto sobre una capa de separación o desolidarización de arena o gravilla (no incluida en este precio). Incluso p/p de replanteos, cortes, formación de juntas perimetrales continuas, de anchura no menor de 5 mm, en los límites con paredes, pilares exentos y elevaciones de nivel y, en su caso, juntas de partición y juntas estructurales existentes en el soporte, eliminación del material sobrante del rejuntado y limpieza final del pavimento.

Cimentación	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Zapata medianera Z1	1	1,000	1,000		1,000	

Zapata central Z2	1 1,05 0	1,050	1,103	
Zapata medianera Z3	1 0,85 0	0,850	0,723	
Viga centradora	1 0,40 0	0,560	0,224	
	1 0,40 0	4,410	1,764	
Muro eliminado	1 0,40 0	3,390	1,356	
			6,170	6,170
Total m ²		6,170	20,49	126,42

6.3 M Suministro y colocación de rodapié cerámico de gres esmaltado, de 7 cm, 3 €/m, recibido con mortero de cemento M-5 y rejuntado con mortero de juntas cementoso, CG1, para junta mínima (entre 1,5 y 3 mm), con la misma tonalidad de las piezas.

	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Cocina y estudio (Tabiques eliminados)	1	1,00 0			1,000	
					1,000	1,000
Total m		1,000			6,37	6,37
Total presupuesto parcial nº 6 SOLADOS :						229,04

Capítulo nº 7 AISLAMIENTOS E IMPERMEABILIZACIONES

Nº	Ud	Descripción	Medición	Precio	Importe			
7.1	M2	Lámina de polietileno de alta densidad, de 1.2 mm de espesor, colocada bajo cimentación y soleras en contacto con el terreno para evitar la subida de agua por capilaridad, incluso limpieza previa del soporte, mermas y solapos.						
BASE Y SUPERIOR			Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
	Zapata medianera Z1		2	1,000	1,000		2,000	
	Zapata central Z2		2	1,050	1,050		2,205	
	Zapata medianera Z3		2	0,850	0,850		1,445	
	Viga centradora		2	0,400	0,560		0,448	
			2	0,400	4,410		3,528	

LATERALES	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
					9,626	9,626
Zapata medianera Z1	4	1,000		0,500	2,000	
Zapata central Z2	4	1,050		0,500	2,100	
Zapata medianera Z3	4	0,850		0,500	1,700	
Viga centradora	2	0,400		0,500	0,400	
	2	0,400		0,500	0,400	
					6,600	6,600
					16,226	16,226
				Total m2:	16,226	7,98
						129,48
Total presupuesto parcial nº 7 AISLAMIENTOS E IMPERMEABILIZACIONES :						129,48

Capítulo nº 8 FIRMES Y PAVIMENTOS

Nº	Ud	Descripción	Medición	Precio	Importe			
8.1	M ²	Formación de solera de hormigón armado de 15 cm de espesor, realizada con hormigón HA-30/B/20/IIIa fabricado en central, y vertido con bomba, y malla electrosoldada ME 15x15 Ø 8-8 B 500 T 6x2,20 UNE-EN 10080 como armadura de reparto, colocada sobre separadores homologados, sin tratamiento de su superficie; apoyada sobre capa base existente (no incluida en este precio).						
	Cimentación		Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
	Zapata medianera Z1		1	1,000	1,000		1,000	
	Zapata central Z2		1	1,050	1,050		1,103	
	Zapata medianera Z3		1	0,850	0,850		0,723	
	Viga centradora		1	0,400	0,560		0,224	
			1	0,400	4,410		1,764	
	Muro eliminado		1	0,400	3,390		1,356	
							6,170	6,170
						Total m ²:	6,170	25,57
								157,77
Total presupuesto parcial nº 8 FIRMES Y PAVIMENTOS :								157,77

Capítulo nº 9 OBRAS VARIAS (ALBAÑILERIA)

Descripción	Medición	Precio	Importe
9.1 Ud Limpieza final de obra en vivienda unifamiliar, con una superficie construida media de 170 m ² , incluyendo los trabajos de eliminación de la suciedad y el polvo acumulado en paramentos y carpinterías, limpieza y desinfección de baños y aseos, limpieza de cristales y carpinterías exteriores, eliminación de manchas y restos de yeso y mortero adheridos en suelos y otros elementos, recogida y retirada de plásticos y cartones, todo ello junto con los demás restos de fin de obra depositados en el contenedor de residuos para su transporte a vertedero autorizado.			
	Total Ud:	1,000	381,56
Total presupuesto parcial nº 9 OBRAS VARIAS (ALBAÑILERIA) :			381,56

Capítulo nº 10 PINTURA

Nº	Ud	Descripción	Medición	Precio	Importe
10.1.- PINTURA SOBRE METAL					
10.1.1	M ²	Protección pasiva contra incendios de estructura metálica con revestimiento intumescente EI 60 (916 micras) y aplicación de una mano de imprimación selladora de dos componentes, a base de resinas epoxi y fosfato de zinc.			
PERFILES	Uds.	Largo	Perímetro	Alto	Parcial Subtotal
HEB 300	1	7,860	1,770		13,912
HEB 240	3	3,250	1,500		14,625
					28,537
					28,537
PLACAS DE ANCLAJE	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial Subtotal
Placas 1, 2 y 3	3	0,460	0,460		0,635
	12	0,460		0,022	1,214
					1,849
					1,849
RIGIDIZADORES	Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial Subtotal
Rigidizadores verticales	12	0,018		0,357	0,077
	24		0,144	0,357	1,234
Rigidizador diagonal	4	0,018		0,279	0,020
	8		0,144	0,279	0,321
					1,652
					1,652
					32,038
					32,038

		Total m ²	32,038	39,86	1.277,03		
		Total subcapítulo 10.1.- PINTURA SOBRE METAL:			1.277,03		
10.2.- PINTURA INTERIORES							
10.2.1 M2 Pintura al plástico mate liso (dos manos) en interiores con lijado intermedio.							
		Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Aseo		2	3,440	0,100		0,688	
		1		0,100	2,550	0,255	
Cocina		2	4,070	0,150		1,221	
		1		0,150	2,550	0,383	
Estudio		1	4,150	0,100		0,415	
		1		0,100	2,550	0,255	
						3,217	3,217
		Total m2	3,217	6,73	21,65		
		Total subcapítulo 10.2.- PINTURA INTERIORES:			21,65		
		Total presupuesto parcial nº 10 PINTURA :			1.298,68		

Capítulo nº 11 ENSAYOS Y CONTROL TÉCNICO

Nº	Ud	Descripción	Medición	Precio	Importe		
11.1	Ud	Toma de muestra de hormigón fresco, incluyendo determinación de la consistencia, fabricación de 5 probetas cilíndricas de 15x30, curado, refrentado y rotura a compresión (sin incluir desplazamientos).					
		Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Cimentación		1				1,000	
						1,000	1,000
		Total ud	1,000	57,08	57,08		
11.2	Ud	Ensayo de tracción sobre una barra de acero liso o corrugado con determinación del límite elástico.					
		Uds.	Largo	Ancho	Alto	Parcial	Subtotal
Ø10		1				1,000	
Ø12		1				1,000	
Ø16		1				1,000	
Ø25		1				1,000	
						4,000	4,000

		Total ud			
		4,000	43,32	173,28	
11.3	Ud Determinación de sección equivalente, características geométricas, doblado simple y doblado-desdoblado sobre dos barras de acero corrugado.				
		Uds.	Largo	Ancho	Alto
					Parcial
					Subtotal
Ø10		1			1,000
Ø12		1			1,000
Ø16		1			1,000
Ø25		1			1,000
					4,000
					4,000
		Total ud	4,000	85,45	341,80
11.4	Ud Ensayo de despegue de nudo en mallas electrosoldadas, sobre una probeta, según UNE-EN ISO 15630-2:2003.				
		Uds.	Largo	Ancho	Alto
					Parcial
					Subtotal
		2			2,000
					2,000
					2,000
		Total ud	2,000	43,41	86,82
11.5	Ud Desplazamiento a obra para toma o recogida de muestras.				
		Total ud	1,000	10,10	10,10
11.6	Ud Desplazamiento de un técnico fuera de Palma.				
		Total ud	1,000	39,14	39,14
Total presupuesto parcial nº 11 ENSAYOS Y CONTROL TECNICO :					708,22

Presupuesto de ejecución material

1 TRABAJOS PREVIOS	4.002,60
1.1.- APUNTALAMIENTO	350,00
1.2.- HORMIGONES	106,71
1.3.- PAVIMENTOS	113,11
1.4.- REVESTIMIENTO	173,75
1.5.- DEMOLICION FABRICAS	371,65
1.6.- CARPINTERIA Y CERRAJERIA	141,63
1.7.- INSTALACIONES	737,19
1.8.- CANTERIA	1.131,26
1.9.- CARGA Y RECOGIDA DE ESCOMBROS	907,30
2 MOVIMIENTO DE TIERRAS	697,90
2.1.- DESMONTES	364,55
2.2.- POZOS	36,74
2.3.- ZANJAS	26,92
2.4.- RELLENOS, TERRAPLENADOS Y REFINO	202,25
2.5.- CARGA Y TRANSPORTE	67,44
3 HORMIGONES	433,01
3.1.- CIMENTACIONES (H. ARMADO)	433,01
4 ESTRUCTURAS METALICAS	5.396,16
5 REVOCOS Y ENLUCIDOS	68,01
5.1.- ENFOCADOS	68,01
6 SOLADOS	229,04
7 AISLAMIENTOS E IMPERMEABILIZACIONES	129,48
8 FIRMES Y PAVIMENTOS	157,77
9 OBRAS VARIAS (ALBAÑILERIA)	381,56
10 PINTURA	1.298,68
10.1.- PINTURA SOBRE METAL	1.277,03
10.2.- PINTURA INTERIORES	21,65
11 ENSAYOS Y CONTROL TECNICO	708,22
Total	13.532,43

Asciende el presupuesto de ejecución material a la expresada cantidad de **TRECE MIL QUINIENTOS TREINTA Y DOS EUROS CON CUARENTA Y TRES CÉNTIMOS (13.532,43 €)**.

5

5 CONCLUSIONES

5.1 Conclusiones docentes

Una vez finalizado el Trabajo Final de Grado se puede apreciar que al dimensionar una estructura, por sencilla que sea, es importante estudiar todos los puntos que esta contiene, así como todo lo que conlleva su ejecución. Obviar una sola de estas cuestiones puede suponer un fallo grave en la estructura.

Pese a tratarse de un apeo de pequeñas dimensiones, se han estudiado muchos de los elementos necesarios en estructuras. Por muy bien que estén realizados los cálculos, las condiciones reales de la obra deben permitir su ejecución de forma correcta, segura y según lo previsto en proyecto, pudiendo incluso llegar a cambiar por completo el planteamiento inicial si alguno de estos no fuera posible.

El haber aprendido a utilizar el método de Cross ha permitido comprender mejor cómo funcionan las estructuras al someterlas a solicitaciones y las reacciones que se producen en cada uno de los elementos. Teniendo en cuenta que se utilizaba en los años 30, se trata de un sistema muy sencillo y progresivo para obtener los momentos flectores en cada nudo de la estructura.

Al comparar los resultados con los obtenidos mediante el software de análisis matricial de barras (WinEva) se ha comprobado que la solución que da el método de Cross coincide exactamente con la que proporciona WinEva si se consideran los nudos superiores como articulaciones, es decir, que no se desplaza ni en vertical ni en horizontal, si bien, permite el giro. Aunque esto ignore los cortantes y los axiles del pórtico, es muy sencillo obtenerlos mediante las ecuaciones de la Estática. De manera que este procedimiento permite una aproximación excelente del predimensionado del pórtico real que permite corroborar los resultados mediante el uso de complejos programas informáticos.

Tras finalizar todos los cálculos, se han adquirido los conocimientos necesarios sobre dónde encontrar información en cada fase del proyecto y cómo dimensionar una estructura. De esta manera, si en alguna ocasión laboral se solicitase un trabajo de estas características se estaría capacitado para afrontarlo y se podría utilizar este proyecto como guía.

5.2 Conclusiones técnicas

Finalmente se ha conseguido el objetivo planteado de obtener una planta baja diáfana que mejora la calidad del espacio arquitectónico con un único pórtico de luz superior a 5 metros. Además, se ha logrado dejar completamente oculto en el interior del mobiliario y la tabiquería de manera que únicamente queda a la vista la viga superior, que queda totalmente integrada en el diseño de la planta al dividir el espacio entre el salón-comedor y la cocina.

Durante este proceso el alumno se percató de que con luces tan grandes el canto de la viga viene determinado por la flecha en la comprobación de los Estado Límite de Servicio y no por el momento obtenido en el cálculo del Estado Límite Último. Además de esto, el hecho de tener un muro de carga que descansa sobre el pórtico proyectado hace que este canto aumente aún más por la repercusión que tiene el limitar la flecha a $1/1000$, para que no fisuren los elementos estructurales de la edificación.

Se ha logrado dar solución a la ejecución de la obra con las características de la vivienda asegurando la integridad de la estructura existente mediante la elección y el cálculo del apuntalamiento adecuado en cada una de las plantas junto con un eficiente planteamiento del proceso constructivo realizando los trabajos de forma segura.

El agregar documentación gráfica al proyecto lo enriquece y facilita la comprensión de las actuaciones a realizar en el apeo. Resulta imprescindible para el constructor tener toda la información de los elementos del pórtico recogida en planos así como los detalles constructivos que permiten conocer la correcta ejecución de todas las uniones del mismo y evitar errores en obra. Además, para la realización de los presupuestos de contrata se aproximen lo máximo al coste real de la intervención.

En referencia al valor económico que supone la ejecución material de las obras se ha podido verificar que el coste, en opinión del alumno, es razonable y merece la pena, atendiendo al espacio y diseño abierto que se consigue en la planta baja.

Con todo esto puede apreciarse que el resultado final es que se ha conseguido plantear una vivienda diáfana que mejora la calidad del espacio dando amplitud a la planta baja.



6 BIBLIOGRAFÍA

- [1] J. Calavera, Dr. Ingeniero de caminos, *Cálculo de estructuras de cimentación*, Intemac 2ª Edición.
- [2] *Rodríguez Martín, L.F., Curso de Estructuras Metálicas de Acero Laminado*, Editorial GRAFICINCO, S.A. 2ª Edición de 1982.
- [3] R. Argüelles Alvarez, R. Argüelles Bustillo, F. Arriaga Martitegui y J.R. Atienza Reales, *Estructuras de Acero Cálculo, Norma Básica y eurocódigo*. 1ª Edición 1999. BELLISCO
- [4] C. Prenzlów, *Cálculo de estructuras por el método de Cross*.
- [5] A. Cladera, C. Ribas, *Problemas resueltos de hormigón estructural en edificación*.
- [6] J. Monfort Lleó, J. L. Pardo Ros, A. Guardiania Villora. *Problemas de estructuras metálicas aplicados al Código Técnico*.

Normativas

- *Código Técnico de la Edificación*. Editorial Tecnos, 2010.
- *Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)*. Ministerio de Fomento, 2008
- *Instrucción de Acero Estructural (EAE)*. Ministerio de Fomento.

Apuntes

- Apuntes de las asignaturas de estructuras del Grado de Edificación. Universitat de les Illes Balears (UIB):
 - Mecánica, de la profesora Alicia M. Sintés
 - Estructuras I (Resistencia de materiales), del profesor Rubén SantaMarta
 - Estructuras II, de los profesores Toni Cladera, Carlos Ribas y J. G. Ruiz
 - Estructuras III, de los profesores Carlos Ribas y Toni Cladera
 - Geotecnia y cimentaciones, de los profesores Carlos Ribas y Toni Cladera.

Internet

J. Darío Aristizabal-Ochoa, *Análisis de primer y segundo-orden y estabilidad de pórticos con conexiones semirrígidas: método de Hardy Cross (I-teoría)*.

Dirección: <https://revistas.unal.edu.co/index.php/dyna/article/view/25772/39402>

C. Ribas, A. Cladera, J. G. Ruiz. *Ingenia: Canal de ingeniería estructural*. Dirección: <https://www.youtube.com/channel/UCsHDttaPFxpOE0FVNbqdGHg/playlists>

Información general sobre el tema. Dirección: <https://www.google.es/>

Cursos

Curso de cálculo sencillo de estructuras. AEDIFICAT. Impartido por Gemma Muñoz Soria. Profesora de estructuras La Salle i la UPC. Coordinadora del Master de estructuras de La Salle

7 PLANOS

7.1 PLANTAS. ESTADO ACTUAL.

7.2 ALZADOS Y SECCIÓN A-A'. ESTADO ACTUAL.

7.3 SECCION B-B' Y C-C'. ESTADO ACTUAL.

7.4 PLANTAS. ESTADO RESULTANTE.

7.5 SECCIONES. ESTADO RESULTANTE.

7.6 APUNTALAMIENTO.

7.7 CIMENTACIÓN.

7.8 APEO ESTRUCTURAL.

