



**ESCUELA DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y  
PUERTOS Y DE INGENIERÍA DE MINAS  
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA**

# **Proyecto estructural de edificio industrial bajo condiciones climatológicas extremas**

**Titulación:** Ingeniero Civil  
**Especialidad:** Hidrología y Construcciones Civiles  
**Alumno:** D. Carlos García Jiménez  
**Director:** Dr. Antonio Tomás Espín

Cartagena, Septiembre de 2014

## AGRADECIMIENTOS

Ante un acontecimiento como el fin de mis estudios de Grado en Ingeniería Civil en la Universidad Politécnica de Cartagena, no puedo sino reconocer a todos aquellos que me han apoyado durante los últimos cuatro años. Sin ellos no habría sido posible la finalización de mis estudios, y es por ello que dedico las siguientes líneas a intentar devolver una pizca de todo lo que me han dado.

A D. Antonio Tomás Espín, mi director de proyecto y profesor de Estructuras Metálicas, gracias a quien he podido realizar el trabajo y, bajo mi punto de vista, uno de los mejores profesores con los que he tenido la suerte de trabajar durante los últimos cuatro años.

A mi padre, mi madre y mi hermano, sin los que no sería quien soy hoy día y a los que debo algo más que mi existencia. Gracias por estar siempre ahí, por el apoyo y por la paciencia durante mis arrebatos pre-examen.

A mi abuela 'Cuca', uno de mis referentes y aquella persona que siempre ha estado ahí en los momentos más duros de esta etapa.

A mi novia, por haber sido el pilar sobre el que se ha sustentado toda mi motivación y mis ganas de estudiar, y por los buenos ratos incluso durante la estresante época de exámenes.

A mis amigos de toda la vida, por entender que durante los últimos cuatro años la universidad ha sido mi prioridad, y a los que debo muchas de las horas de desahogo durante este tiempo.

A los compañeros y grandes amigos que he conocido durante esta etapa, con los que codo a codo, hemos luchado por conseguir nuestro objetivo y a los que estaré eternamente agradecido por las consultas resueltas y las risas entre clases. Cristina, Pablo, Enrique, Roberto y Miguel, gracias.

Al resto de mi familia, amigos y demás personas que han supuesto, en algún momento, un impulso para mi ánimo y sin los que, sin duda, no habría logrado finalizar mis estudios.

Por último, me gustaría recordar a mi difunto abuelo Daniel, quien sin duda alguna, estará muy orgulloso de observar de qué manera su nieto alcanza sus objetivos y progresa en la vida.

# Índice de Contenidos

<b>ÍNDICE DE CONTENIDOS</b> .....	<b>2</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	<b>6</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b> .....	<b>11</b>
<b>DOCUMENTO 1: CÁLCULO ESTRUCTURAL</b> .....	<b>15</b>
<b>CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>15</b>
1.1. DATOS DE PARTIDA DEL PROYECTO .....	16
1.2. CARACTERÍSTICAS DE LA PARCELA .....	16
1.3. ELEMENTOS ESTRUCTURALES .....	17
1.4. MATERIALES .....	20
1.4.1. Acero estructural.....	20
1.4.2. Acero en barras.....	20
1.4.3. Hormigón estructural.....	21
1.4.4. Hormigón de limpieza.....	24
<b>CAPÍTULO 2: ACCIONES</b> .....	<b>25</b>
2.1. INTRODUCCIÓN .....	26
2.2. ACCIONES PERMANENTES .....	26
2.2.1. <i>Peso propio de la estructura</i> .....	26
2.2.2. <i>Instalación de paneles solares</i> .....	26
2.2.3. <i>Cerramientos</i> .....	26
2.3. ACCIONES VARIABLES .....	27
2.3.1. <i>Sobrecargas de uso</i> .....	27
2.3.2. <i>Viento (V)</i> .....	28
2.3.3. <i>Acciones térmicas</i> .....	39
2.3.4. <i>Nieve</i> .....	40
2.4. ACCIONES ACCIDENTALES .....	43
2.4.1. <i>Sismo</i> .....	43
2.4.2. <i>Fuego</i> .....	44
2.4.3. <i>Impacto</i> .....	45
2.5. COMBINACIONES DE ACCIONES.....	45
2.5.1. <i>Resistencia y estabilidad</i> .....	46
2.5.2. <i>Aptitud al servicio</i> .....	47
2.5.3. <i>Agotamiento del terreno</i> .....	48
2.5.4. <i>Combinatoria</i> .....	48
ELU SITUACIONES PERSISTENTES .....	48
ELU ACCIDENTALES .....	48
ELU VUELCO ZAPATA IZQUIERDA .....	48
ELU VUELCO ZAPATA DERECHA .....	49
ELS SITUACIÓN CARACTERÍSTICA .....	49
ELS SITUACIÓN CASI PERMANENTE .....	49
<b>CAPÍTULO 3: PÓRTICO INTERIOR</b> .....	<b>50</b>
3.1. INTRODUCCIÓN .....	51
3.2. DIMENSIONAMIENTO DE LOS PILARES .....	51
3.2.1. <i>E.L.S. Deformación</i> .....	51
3.2.2. <i>E.L.U. Resistencia</i> .....	52
3.2.2.1. Resistencia a cortante.....	54
3.2.2.2. Resistencia a compresión .....	54

3.2.2.3. Resistencia a flexión.....	54
3.2.3. <i>E.L.U. Pandeo</i> .....	55
3.3. DIMENSIONAMIENTO DE LAS JÁCENAS.....	59
3.3.1. <i>E.L.S. Deformación</i> .....	59
3.3.2. <i>E.L.U. Resistencia</i> .....	61
3.3.2.1. Resistencia a cortante.....	62
3.3.2.2. Resistencia a compresión .....	62
3.3.2.3. Resistencia a flexión.....	62
3.3.3. <i>E.L.U. Pandeo</i> .....	63
3.4. DIMENSIONAMIENTO DE LAS PLACAS DE ANCLAJE .....	65
3.4.1. <i>Predimensionado</i> .....	65
3.4.2. <i>E.L.U. de agotamiento del apoyo</i> .....	66
3.4.3. <i>E.L.U. de agotamiento de la placa a flexión</i> .....	66
3.4.4. <i>E.L.U. de agotamiento de los pernos a tracción</i> .....	72
3.4.5. <i>E.L.U. de agotamiento de los pernos a cortante</i> .....	73
3.4.6. <i>E.L.U. de anclaje de los pernos</i> .....	73
3.4.7. <i>Disposición de los pernos</i> .....	74
3.5. DIMENSIONADO DE LAS CIMENTACIONES .....	74
3.5.1. <i>E.L.U. de equilibrio. Seguridad al vuelco</i> .....	75
3.5.2. <i>E.L.U. de agotamiento del terreno</i> .....	80
3.5.3. <i>E.L.U. de agotamiento de la cimentación</i> .....	81
3.5.3.1. Determinación del armado .....	83
3.5.3.2. E.L.U. de anclaje de las armaduras .....	87
3.5.3.3. E.L.U. de cortante .....	89
3.5.3.4. E.L.U. de punzonamiento.....	90
<b>CAPÍTULO 4: SISTEMA CONTRAVIENTO.....</b>	<b>91</b>
4.1. DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS .....	92
4.1.1. <i>Acciones permanentes (G)</i> .....	92
4.1.2. <i>Sobrecarga de uso (Q)</i> .....	93
4.1.3. <i>Carga de nieve (N)</i> .....	93
4.1.4. <i>Carga de viento (V)</i> .....	94
4.1.4.1. Acciones en el plano de fachada lateral .....	94
4.1.4.2. Acciones en el plano de fachada frontal.....	98
4.2. PÓRTICO DE FACHADA .....	99
4.2.1. <i>Dimensionado del pilar</i> .....	99
4.2.1.1. E.L.S. Deformación.....	99
4.2.1.2. E.L.U. Pandeo.....	101
4.2.2. <i>Dimensionado de la jácena</i> .....	107
4.2.2.1. E.L.S. Deformación.....	107
4.2.2.2. E.L.U. Resistencia .....	108
4.2.2.3. E.L.U. Pandeo.....	110
4.2.3. <i>Dimensionamiento de las placas de anclaje</i> .....	112
4.2.3.1. Predimensionado .....	112
4.2.3.2. E.L.U. de agotamiento del apoyo .....	113
4.2.3.3. E.L.U. de agotamiento de la placa a flexión .....	114
4.2.3.4. E.L.U. de agotamiento de los pernos a tracción .....	118
4.2.3.5. E.L.U. de agotamiento de los pernos a cortante.....	119
4.2.3.6. E.L.U. de anclaje de los pernos .....	120
4.2.3.7. Disposición de los pernos .....	120
4.2.4. <i>Dimensionado de la cimentación</i> .....	121
4.2.4.1. E.L.U. de equilibrio. Seguridad al vuelco.....	121

4.2.4.2. E.L.U. de agotamiento del terreno.....	124
4.2.4.3. E.L.U. de agotamiento de la cimentación .....	125
4.3. DIMENSIONADO DE LA VIGA CONTRAVIENTO .....	135
4.3.1. <i>Montantes</i> .....	136
4.3.1.1. E.L.S. Deformación.....	136
4.3.1.2. E.L.U. Resistencia .....	136
4.3.1.3. E.L.U. Pandeo.....	136
4.3.2. <i>Diagonales</i> .....	138
4.3.2.1. E.L.S. Deformación.....	139
4.3.2.2. E.L.U. Resistencia .....	139
4.3.2.3. E.L.U. Pandeo.....	139
4.4. DIMENSIONAMIENTO DEL ARRIOSTRAMIENTO DE FACHADA LATERAL .....	141
4.4.1. <i>Montante</i> .....	142
4.4.1.1. E.L.S. Deformación.....	142
4.4.1.2. E.L.U. Resistencia .....	142
4.4.1.3. E.L.U. Pandeo.....	142
4.4.2. <i>Diagonal</i> .....	143
4.4.2.1. E.L.S. Deformación.....	143
4.4.2.2. E.L.U. Pandeo .....	143
4.4.2.3. E.L.U Resistencia .....	144
4.5. DIMENSIONAMIENTO DEL ARRIOSTRAMIENTO DE FACHADA FRONTAL .....	145
4.6. DIMENSIONADO DE LA VIGA PERIMETRAL.....	145
4.6.1. <i>E.L.S. Deformación</i> .....	146
4.6.2. <i>E.L.U. Resistencia</i> .....	146
4.6.3. <i>E.L.U. Pandeo</i> .....	147
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>148</b>
<b>ANEXO 1: ESTADOS DE CARGA.....</b>	<b>150</b>
<b>ANEXO 2: CLASIFICACIÓN DE SECCIONES .....</b>	<b>157</b>
<b>DOCUMENTO 2: PLANOS.....</b>	<b>161</b>

## Índice de Figuras

<b>Figura 1.1:</b>	Emplazamiento de la nave .....	16
<b>Figura 1.2:</b>	Distribución en planta .....	17
<b>Figura 1.3:</b>	Distribución de pórticos a dos aguas.....	18
<b>Figura 1.4:</b>	Elementos de arriostramiento de los pórticos en el plano de la fachada lateral.....	18
<b>Figura 1.5:</b>	Distribución de pilares en fachada frontal .....	19
<b>Figura 1.6:</b>	Disposición de las vigas de contraviento.....	19
<b>Figura 1.7:</b>	Coordenadas empleadas para denominación de pilares .....	20
<b>Figura 1.8:</b>	Tipos de ferralla.....	21
<b>Figura 2.1:</b>	Placa de cerramiento tipo Sándwich.....	27
<b>Figura 2.2:</b>	Mapa de velocidad básica del viento (CTE DB SE AE).....	29
<b>Figura 2.3:</b>	Distribución de viento sobre fachadas coeficientes eólicos sobre fachada.....	30
<b>Figura 2.4:</b>	Distribución de coeficientes eólicos sobre fachada .....	31
<b>Figura 2.5:</b>	Distribución de coeficientes eólicos sobre cubiertas .....	32
<b>Figura 2.6:</b>	Viga 1A-2A y 8A-7A.....	33
<b>Figura 2.7:</b>	Distribución de coeficientes eólicos sobre fachada .....	35
<b>Figura 2.8:</b>	Distribución de coeficientes eólicos sobre cubierta.....	36
<b>Figura 2.9:</b>	Viga 8A-7A y 8E-7E .....	37
<b>Figura 2.10:</b>	Viga 8B-7B, 8C-7C y 8D-7D .....	37
<b>Figura 2.11:</b>	Situación de pórtico doble .....	39
<b>Figura 2.12:</b>	Distribución de carga de nieve sobre cubiertas (Eurocódigo 1).....	41
<b>Figura 2.13:</b>	Distribución de las cargas superficiales de nieve en la Península Ibérica (Eurocódigo 1) .....	42
<b>Figura 2.14:</b>	Modelización de la estructura para cálculo sísmico.....	43
<b>Figura 3.1:</b>	Deformada en ELS3 (MEFI).....	50
<b>Figura 3.2:</b>	Deformada ELS8 (MEFI).....	51
<b>Figura 3.3:</b>	Diagrama de axiles ELU5 (MEFI).....	53
<b>Figura 3.4:</b>	Diagrama de cortante ELU5 (MEFI) .....	53
<b>Figura 3.5:</b>	Diagrama de momentos ELU5 (MEFI) .....	53
<b>Figura 3.6:</b>	Coefficiente de distribución (CTE DB SE-A) .....	56
<b>Figura 3.7:</b>	Modos de pandeo de un pórtico .....	57
<b>Figura 3.8:</b>	Deformada ELS1 (MEFI).....	60



<b>Figura 3.9:</b>	Deformada ELS8 (MEFI).....	60
<b>Figura 3.10:</b>	Diagrama de axiles ELU5 (MEFI).....	61
<b>Figura 3.11:</b>	Diagrama de cortante ELU5 (MEFI).....	61
<b>Figura 3.12:</b>	Diagrama de momentos ELU5 (MEFI).....	62
<b>Figura 3.13:</b>	Perspectiva isométrica de placa de anclaje.....	65
<b>Figura 3.14:</b>	Alzado de placa de anclaje.....	67
<b>Figura 3.15:</b>	Perspectiva isométrica con cartelas.....	68
<b>Figura 3.16:</b>	Alzado con cartela.....	68
<b>Figura 3.17:</b>	Perfil de placa de anclaje con cartelas.....	68
<b>Figura 3.18:</b>	Distribución en planta de las tensiones de compresión.....	69
<b>Figura 3.19:</b>	Perfil de placa de anclaje con cartelas.....	71
<b>Figura 3.20 y 3.21:</b>	Disposición de los pernos en la placa de anclaje.....	74
<b>Figura 3.22:</b>	Dimensiones zapata izquierda.....	75
<b>Figura 3.23:</b>	Criterio de signos para esfuerzos en zapata izquierda.....	76
<b>Figura 3.24:</b>	Criterio de signos para esfuerzos en zapata derecha.....	78
<b>Figura 3.25:</b>	Dimensiones de las zapatas.....	80
<b>Figura 3.26:</b>	Esfuerzos sobre Zapata derecha.....	80
<b>Figura 3.27:</b>	Criterio de signos.....	82
<b>Figura 3.28:</b>	Sección de referencia para comprobación de flexión.....	83
<b>Figura 3.29:</b>	Reacción del terreno en la hipótesis de cálculo.....	83
<b>Figura 3.30:</b>	Disposición de la armadura longitudinal.....	85
<b>Figura 3.31:</b>	Disposición de la armadura transversal.....	87
<b>Figura 3.32:</b>	Sección de referencia 2.....	88
<b>Figura 3.33:</b>	Sección de referencia 3.....	88
<b>Figura 3.34:</b>	Reacción del terreno en la hipótesis de cálculo.....	89
<b>Figura 3.35:</b>	Superficie crítica de punzonamiento.....	90
<b>Figura 4.1:</b>	Cargas permanentes sobre la jácena del pórtico de fachada.....	92
<b>Figura 4.2:</b>	Leyes de esfuerzos para vigas de cinco apoyos.....	92
<b>Figura 4.3:</b>	Sobrecarga de uso sobre la jácena del pórtico de fachada.....	93
<b>Figura 4.4:</b>	Carga de nieve sobre la jácena del pórtico de fachada.....	93
<b>Figura 4.5:</b>	Acción del viento sobre los pilares.....	95

<b>Figura 4.6:</b>	Leyes de esfuerzos en vigas apoyadas-empotradas.....	95
<b>Figura 4.7:</b>	Configuración de nudos y barras de la viga contraviento .....	96
<b>Figura 4.8:</b>	Axiles de la VCV en la hipótesis VF+VIS .....	97
<b>Figura 4.9:</b>	Arriostramiento en Cruz de San Andrés .....	97
<b>Figura 4.10:</b>	Acciones del viento sobre la jácena del pórtico frontal .....	99
<b>Figura 4.11:</b>	Cargas de viento sobre pilares en VF+VIS .....	100
<b>Figura 4.12:</b>	Configuración inicial de los pilares en el plano del pórtico .....	101
<b>Figura 4.13:</b>	Arriostramiento de las cabezas de los pilares del pórtico de fachada .....	102
<b>Figura 4.14:</b>	Sistema de arriostramiento en fachada .....	103
<b>Figura 4.15:</b>	Compresión en las jácenas VCV .....	109
<b>Figura 4.16:</b>	Axiles en la jácena del pórtico de fachada .....	111
<b>Figura 4.17:</b>	Solución final de pilares y jácenas de pórtico de fachada .....	112
<b>Figura 4.18:</b>	Dimensiones iniciales de la placa .....	113
<b>Figura 4.19:</b>	Alzado del pilar sobre la placa.....	114
<b>Figura 4.20:</b>	Perspectivas de la placa con cartelas .....	115
<b>Figura 4.21:</b>	Dimensiones de placa y cartelas .....	116
<b>Figura 4.22:</b>	Área portante de la sección con cartelas .....	117
<b>Figura 4.23:</b>	Disposición de los pernos en la placa.....	121
<b>Figura 4.24:</b>	Vuelco de la zapata del pilar central .....	122
<b>Figura 4.25:</b>	Acciones para el cálculo del agotamiento del terreno.....	124
<b>Figura 4.26:</b>	Criterio de signos.....	126
<b>Figura 4.27:</b>	Sección de referencia para comprobación de flexión .....	127
<b>Figura 4.28:</b>	Reacción del terreno en la hipótesis de cálculo .....	127
<b>Figura 4.29:</b>	Disposición de la armadura longitudinal .....	129
<b>Figura 4.30:</b>	Disposición de la armadura transversal .....	130
<b>Figura 4.31:</b>	Sección de referencia 2 .....	132
<b>Figura 4.32:</b>	Sección de referencia 3 .....	133
<b>Figura 4.33:</b>	Reacción del terreno en la hipótesis de cálculo .....	133
<b>Figura 4.34:</b>	Superficie crítica de punzonamiento.....	135
<b>Figura 4.35:</b>	Elementos de la VCV .....	135
<b>Figura 4.36:</b>	Diagonales de la viga contraviento .....	139

<b>Figura 4.37:</b>	Solución final de la viga contraviento .....	141
<b>Figura 4.38:</b>	Cargas sobre Cruces de San Andrés .....	141
<b>Figura 4.39:</b>	Solución final arriostramiento fachada lateral .....	145
<b>Figura 4.40:</b>	Solución final arriostramiento fachada frontal .....	145
<b>Figura 4.41:</b>	Localización de la viga perimetral .....	145
<b>Figura 4.42:</b>	Solución final viga perimetral.....	147

## Índice de Tablas

<b>Tabla 1.1:</b>	Parámetros urbanísticos (Ayuntamientos de Monachil).....	16
<b>Tabla 1.2:</b>	Resistencia del acero estructural (CTE DB SE-A) .....	20
<b>Tabla 1.3:</b>	Resistencia del acero de ferralla .....	21
<b>Tabla 1.4:</b>	Clases de exposición del hormigón (EHE-08) .....	22
<b>Tabla 1.5:</b>	Recubrimiento mínimo para las clases generales de exposición III y IV (EHE-08).....	22
<b>Tabla 1.6:</b>	Recubrimientos mínimos para las clases específicas de exposición (EHE-08) .....	23
<b>Tabla 1.7:</b>	Margen de recubrimiento en función del nivel de control de ejecución (EHE-08) .....	23
<b>Tabla 2.1:</b>	Valores característicos de las sobrecargas de uso (CTE DB SE AE).....	28
<b>Tabla 2.2:</b>	Parámetros característicos del entorno (CTE DB SE AE) .....	29
<b>Tabla 2.3:</b>	Coefficientes de presión exterior (CTE DB SE AE).....	31
<b>Tabla 2.4:</b>	Interpolación de coeficientes de presión exterior .....	31
<b>Tabla 2.5:</b>	Distribución de coeficientes eólicos sobre fachada .....	31
<b>Tabla 2.6:</b>	Cargas de viento lateral sobre pilares .....	32
<b>Tabla 2.7:</b>	Coefficientes de presión exterior (CTE DB SE AE).....	32
<b>Tabla 2.8:</b>	Coefficientes eólicos.....	33
<b>Tabla 2.9:</b>	Dimensiones de zonas eólicas.....	33
<b>Tabla 2.10:</b>	Cargas de viento lateral sobre cubierta .....	34
<b>Tabla 2.11:</b>	Coefficientes de presión exterior (CTE DB SE AE).....	34
<b>Tabla 2.12:</b>	Coefficientes eólicos.....	34
<b>Tabla 2.13:</b>	Dimensiones de zonas eólicas.....	35
<b>Tabla 2.14:</b>	Cargas de viento frontal sobre pilares .....	35
<b>Tabla 2.15:</b>	Coefficientes de presión exterior (CTE DB SE AE).....	36
<b>Tabla 2.16:</b>	Coefficientes eólicos.....	36
<b>Tabla 2.17:</b>	Dimensiones de zonas eólicas.....	36
<b>Tabla 2.18:</b>	Cargas de viento frontal sobre cubierta.....	38
<b>Tabla 2.19:</b>	Coefficientes de presión interior (CTE DB SE AE) .....	38
<b>Tabla 2.20:</b>	Sobrecarga de nieve sobre terreno horizontal (CTE DB SE AE) .....	40
<b>Tabla 2.21:</b>	Valores de $C_e$ para diferentes topografías (Eurocódigo 1) .....	40
<b>Tabla 2.22:</b>	Coefficientes de forma de la carga de nieve (Eurocódigo 1) .....	41

<b>Tabla 2.23:</b>	Cargas de nieve sobre cubierta .....	42
<b>Tabla 2.24:</b>	Valores del coeficiente de respuesta (NSCE-02) .....	44
<b>Tabla 2.25:</b>	Dimensiones de las carretillas elevadoras (Eurocódigo 1) .....	45
<b>Tabla 2.26:</b>	Coefficientes parciales de seguridad para las acciones (CTE DB SE AE) .....	46
<b>Tabla 2.27:</b>	Coefficientes de simultaneidad (CTE DB SE AE) .....	46
<b>Tabla 3.1:</b>	Coefficiente de rigidez para una viga en comportamiento elástico (CTE DB SE-A) .....	55
<b>Tabla 3.2:</b>	Características mecánicas placa de anclaje con cartelas .....	70
<b>Tabla 3.3:</b>	Estudio del vuelco para la zapata izquierda .....	76
<b>Tabla 3.4:</b>	Estudio del vuelco para la zapata derecha .....	78
<b>Tabla 4.1:</b>	Cargas permanentes sobre pilares del pórtico de fachada .....	92
<b>Tabla 4.2:</b>	Sobrecarga de uso sobre pilares del pórtico de fachada .....	92
<b>Tabla 4.3:</b>	Carga de nieve sobre pilares del pórtico de fachada .....	92
<b>Tabla 4.4:</b>	Cargas de viento simple sobre pilares de pórtico de fachada.....	93
<b>Tabla 4.5:</b>	Cargas de viento combinado sobre pilares de pórtico de fachada .....	93
<b>Tabla 4.6:</b>	Solicitaciones en los pilares del pórtico de fachada .....	94
<b>Tabla 4.7:</b>	Esfuerzos en ELUs Pandeo.....	100
<b>Tabla 4.8:</b>	Esfuerzos transmitidos por el pilar .....	120
<b>Tabla 4.9:</b>	Selección de perfiles huecos de catálogos comerciales .....	136
<b>Tabla 4.10:</b>	Selección de perfiles huecos de catálogos comerciales .....	136
<b>Tabla 4.11:</b>	Catálogo comercial de perfiles L .....	143
<b>Tabla 4.12:</b>	Catálogo comercial de perfiles IPE .....	145

# **Documento 1: Cálculo Estructural**



# Capítulo 1

## Introducción



**1.1. Datos de partida del proyecto**

Se pretende la construcción de una nave industrial en Pradollano (Monachil), Sierra Nevada (Figura 1.1). El proyecto del edificio parte de la necesidad de almacenar los medios necesarios para el tratamiento de la nieve de la calzada durante los meses de nevada, tanto sal seca, como depósitos de salmuera y máquinas quitanieves.



**Figura 1.1:** Emplazamiento de la nave

Considerando el uso que va a soportar la edificación, se propone una altura de pilares de 7 m para permitir la elevación de los volquetes al verter la sal. Del mismo modo, se proyecta una estructura de pórticos que permita diafanidad en la parte central de la nave.

Por otro lado, las dimensiones de la estructura están condicionadas por la cantidad de sal a almacenar. En este caso, al tratarse de un uso múltiple constituido por un aparcamiento de quitanieves durante los meses cálidos y un almacenamiento de sal y salmuera, se puede estimar en 1500 m<sup>2</sup>, con unas dimensiones de 25 metros de ancho por 50 de largo.

**1.2. Características de la parcela**

La parcela destinada a la construcción de la nave se ubica en la zona alta de Pradollano, cuenta con 3250 m<sup>2</sup> de superficie distribuidos sobre una ladera, lo que obliga a realizar tareas de desmonte para la construcción. Las dimensiones de la parcela son de 50x65 m. La ordenanza urbanística del ayuntamiento de Monachil, responsable de la gestión de Pradollano, fija los valores representados en la Tabla 1.1.

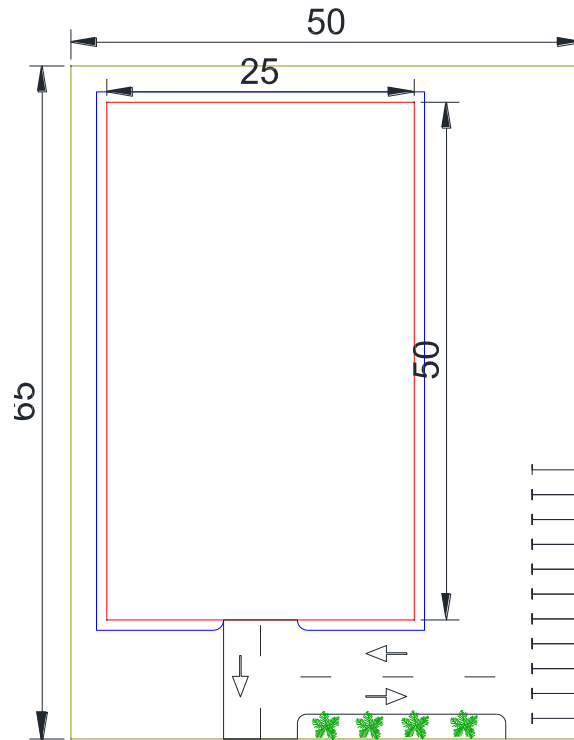
Parámetro	Límites	Proyecto
Retranqueo frontal (m)	1,5	1,5
Retranqueo lateral mínimo (m)	3	3,5
Altura máxima (m)	7,5	7
Ocupación máxima (%)	50	38,46
Edificabilidad máxima (%)	80	38,46

**Tabla 1.1:** Parámetros urbanísticos (Ayuntamientos de Monachil)

$$Ocupación = \frac{\text{Superficie Planta Nave}}{\text{Superficie Parcela}} = \frac{25 \cdot 50}{50 \cdot 65} = 0,3846$$

$$Edificabilidad = \frac{\text{Superficie Total Nave}}{\text{Superficie de Parcela}} = \frac{25 \cdot 50}{50 \cdot 65} = 0,3846$$

Además de los límites de ocupación máxima, se han de tener en cuenta los parámetros de diseño urbanístico del ayuntamiento, que fijan una cantidad de aparcamientos de 1 por cada 150 m<sup>2</sup> construidos. Por tanto, se deben colocar 10 aparcamientos. La disposición de elementos en planta se puede apreciar en la Figura 1.2.



**Figura 1.2:** Distribución en planta

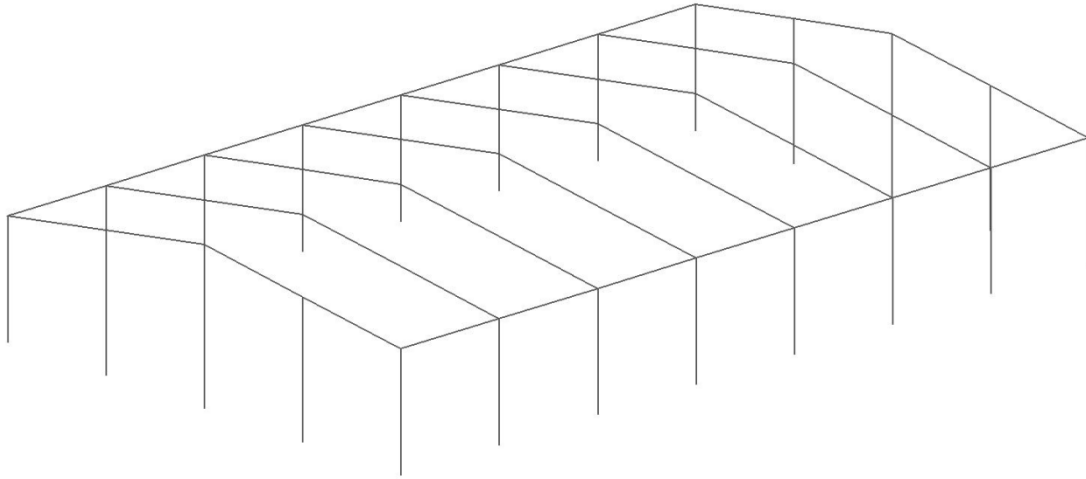
### 1.3. Elementos estructurales.

Dado que la luz de la nave no es excesivamente grande, que se pretende obtener un espacio diáfano y que no se desarrolla ninguna actividad sobre la cubierta, se considera un sistema estructural basados en pórticos a dos aguas.

En cuanto al número de pórticos a colocar, una reducción del número de los mismos se traduce en un descenso del precio de la construcción, sin embargo, dicha reducción conlleva un aumento de los metros de cable empleados en las cruces de San Andrés. La optimización del módulo entre pórticos se puede aproximar a:

$$\text{Módulo} = \frac{S}{N} = \frac{50}{7} = 7,15 \text{ m}$$

A partir del cálculo anterior, se dispone un intereje o módulo entre pórticos de 7,15 m, 6 pórticos interiores y 2 de fachada (Figura 1.3).

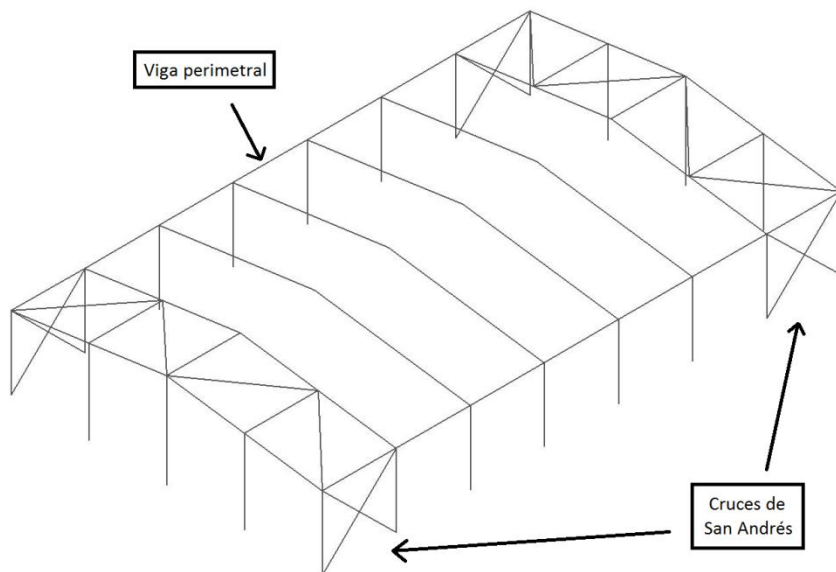


**Figura 1.3:** Distribución de pórticos a dos aguas

La pendiente del faldón de la nave es de  $8^\circ$ , 14 %, para ayudar a la evacuación de aguas y evitar la acumulación excesiva de nieve.

Además, se debe garantizar el arriostamiento de los pórticos interiores en el plano de la fachada lateral evitando el movimiento de la cabeza del pilar. Para ello se dispondrán los siguientes elementos estructurales (Figura 1.4):

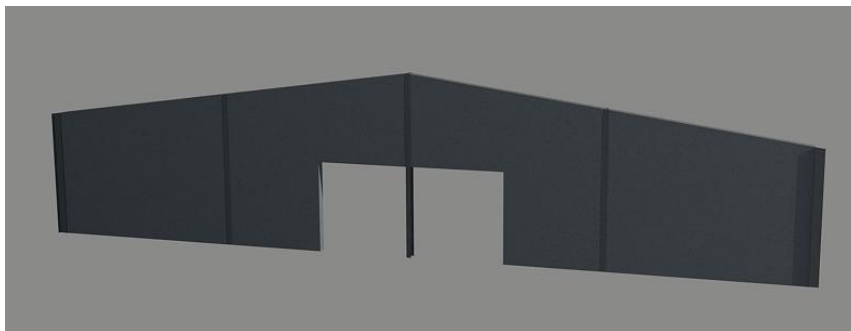
- Una viga perimetral que une las cabezas de todos los pilares que forman los pórticos.
- Un arriostamiento en el plano de la fachada que evite los desplazamientos en las cabezas de los pilares. En este caso se dispondrán cruces de San Andrés en los pórticos de fachada.



**Figura 1.4:** Elementos de arriostamiento de los pórticos en el plano de la fachada lateral.

Este sistema de arriostramiento garantiza que en el plano de la fachada lateral se pueda suponer que los pilares se encuentran empotrados en la base, y simplemente apoyados en cabeza.

En cuanto al comportamiento de la fachada frontal frente a las cargas aplicadas perpendicularmente al plano de la misma, como la carga de viento, se deben disponer un conjunto de pilares que absorban las cargas aplicadas sobre los pórticos de fachada y las transmitan a la cimentación y a la viga contraviento. Estos pilares se dispondrán de tal modo que se comporten como un sistema empotrado-articulado, por tanto, se deben materializar apoyos en las cabezas de los mismos. En este caso se disponen 3 pilares interiores separados una distancia de 6,25 m. Dicha disposición se puede apreciar en la Figura 1.5.



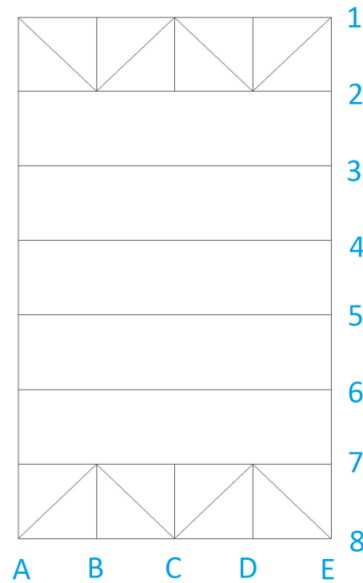
**Figura 1.5:** Distribución de pilares en fachada frontal

Para materializar los nudos descritos anteriormente en las cabezas de los pilares de fachada frontal, se recurre a la colocación de vigas de contraviento de tipo Pratt entre el pórtico de fachada y el primer pórtico interior, dispuestas en celosía, que ayudarán a la estructura a repartir con mayor uniformidad las acciones externas (Figura 1.6). En las vigas de contraviento, el empuje del mismo genera la tracción de los tirantes y la compresión de los montantes.



**Figura 1.6:** Disposición de las vigas de contraviento

La nomenclatura de los pilares se realiza mediante la intersección de las coordenadas indicadas en la Figura 1.7. Ésta se mantendrá invariable a lo largo del proyecto.



**Figura 1.7:** Coordenadas empleadas para denominación de pilares

#### 1.4. Materiales

##### 1.4.1. Acero estructural

El acero estructural seleccionado para los perfiles laminados es el S275 JR, empleado habitualmente en los perfiles laminados de uso general. Se opta por un grado de resiliencia JR (Construcción ordinaria) frente al J0 (Alta soldabilidad) y J2 (Inestabilidad a la rotura frágil), por la ausencia de razones que justifiquen el uso de uno de los otros grados de tenacidad, más caros por otra parte. En la Tabla 1.2. se presenta la resistencia del acero estructural.

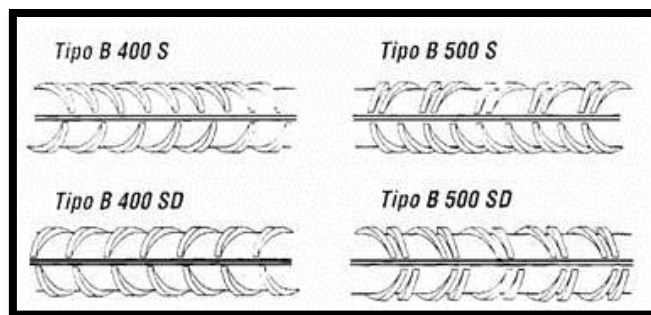
S275 JR	$t \leq 16$	$16 < t \leq 40$	$40 < t \leq 63$
$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	275	265	255
$f_{uk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	410	410	410
$f_{yd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	261,9	252,4	242,9
$f_{ud}$ (N/mm <sup>2</sup> )	390,47	390,47	390,47

**Tabla 1.2:** Resistencia del acero estructural (CTE DB SE-A)

El módulo de elasticidad del acero es  $E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$  y el coeficiente de seguridad que indica el CTE en su apartado 2.3.3 es  $\gamma_M = 1,05$

##### 1.4.2. Acero en barras

En cuanto a la ferralla del hormigón armado se opta por un acero B500 SD (Figura 1.8). La elección de este acero responde a causas de facilidad de acceso al mismo.



**Figura 1.8:** Tipos de ferralla

Las propiedades del acero empleado para las barras del hormigón quedan reflejadas en la Tabla 1.3.

B500 SD	
$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	500
$f_{uk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	575
$f_{yd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	434,8
$f_{ud}$ (N/mm <sup>2</sup> )	500

**Tabla 1.3:** Resistencia del acero de ferralla

El módulo de elasticidad del acero de las barras es  $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$  y el coeficiente de seguridad reflejado en la EHE y utilizado en el cálculo es  $\gamma_s = 1,15$ . Dicho coeficiente de seguridad es el utilizado bajo situaciones permanentes o transitorias, en el caso de situaciones accidentales se emplea  $\gamma_s = 1,00$

#### 1.4.3. Hormigón estructural

El hormigón armado es el material empleado en la cimentación de la nave. A la hora de seleccionar el hormigón necesario para la cimentación, se ha de tener en cuenta tanto la carga que va a soportar, como el ambiente al que está sometido que influye en parámetros como la corrosión de las armaduras.

Para definir el ambiente que rodea nuestra cimentación se debe realizar un estudio geológico que nos muestre la permeabilidad y la saturación del suelo. Dicho estudio del terreno engloba todo un anexo en el proyecto del edificio industrial. En este caso únicamente se expondrán los datos necesarios para la realización del proyecto estructural.

La nave se asienta sobre el Complejo Alpujárride, unidad tectónica en la que predominan los mármoles. Éstos están caracterizados por su alta permeabilidad, lo que influirá determinadamente en el tipo de hormigón a emplear.

La consideración del ambiente que afectará al hormigón la extraeremos de las tablas 8.2.2 y 8.2.3.a de la EHE (Tabla 1.4). Teniendo en cuenta que el empleo de la nave será el almacenamiento de sal, se considera un ambiente IV+F (Con cloruros de origen diferente del medio marino + Con heladas y sales fundentes). Este tipo de ambiente condiciona la elección de la resistencia característica del hormigón, que en este caso será de  $30 \text{ N/mm}^2$ .

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	CLASE DE EXPOSICIÓN												
		I	Ila	Ilb	IIla	IIlb	IIlc	IV	Qa	Qb	Qc	H	F	E
resistencia mínima (N/mm <sup>2</sup> )	masa	20	-	-	-	-	-	-	30	30	35	30	30	30
	armado	25	25	30	30	30	35	30	30	35	30	30	30	
	pretensado	25	25	30	30	35	35	35	30	35	35	30	30	

**Tabla 1.4:** Clases de exposición del hormigón (EHE-08)

Además de la resistencia, se debe tener en cuenta que al ser un hormigón utilizado en edificación, la consistencia exigida es blanda y el tamaño máximo de árido es de 30mm. De modo que el hormigón escogido es:

**HA-30/B/20/IV+F**

La resistencia característica de dicho hormigón es:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1.5} = 20 \text{ N/mm}^2$$

Para terminar la caracterización del hormigón estructural, es necesario fijar los recubrimientos a disponer entre las armaduras y la superficie exterior del hormigón. En este caso, la vida útil de la nave, determinada en la tabla 5 de la EHE, es de 50 años. El recubrimiento mínimo de las armaduras lo encontramos en las tablas 37.2.4.1.a, 37.2.4.1.b y 37.2.4.1.c. Para la clase general de exposición (IV) y un cemento CEM III, el recubrimiento mínimo es de 35 mm, mientras que para la clase específica de exposición es de 40 mm. Por lo que se escoge el valor del lado de la seguridad, 40 mm. (Tablas 1.5 y 1.6)

Hormigón	Cemento	Vida útil de proyecto (años)	Clase general de exposición			
			IIla	IIlb	IIlc	IV
Armado	CEM III/A, CEM III/B, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V,A-D u hormigón con adición de microsílce superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%	50	25	30	35	35
		100	30	35	40	40
	Resto de cementos utilizables	50	45	40	*	*
		100	65	*	*	*
Pretensado	CEM II/A-D o bien con adición de humo de sílice superior al 6%	50	30	35	40	40
		100	35	40	45	45
	Resto de cementos utilizables	50	65	45	*	*
		100	*	*	*	*

**Tabla 1.5:** Recubrimiento mínimo para las clases generales de exposición III y IV (EHE-08)



Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón	Vida útil del proyecto (años)	
			50	100
H	CEM III	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	50
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cemento	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	35
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
F	CEMI I/A-D	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	50
		$f_{ck} \geq 40$	15	35
	CEM III	$25 \leq f_{ck} < 40$	40	75
		$f_{ck} \geq 40$	20	40
	Otros tipos de cemento o en el caso de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	40
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
E	Cualquiera	$25 \leq f_{ck} < 40$	40	80
		$f_{ck} \geq 40$	20	35
Qa	CEM III, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsilíce superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%	-	40	55
	Resto de cementos utilizables	-	*	*
Qb, Qc	Cualquiera	-	*	*

**Tabla 1.6:** Recubrimientos mínimos para las clases específicas de exposición (EHE-08)

La EHE indica que el recubrimiento nominal, es decir, aquel que se utiliza para los cálculos, debe considerarse como la suma del recubrimiento mínimo, el de 40 mm, más un recubrimiento adicional que depende del seguimiento en la ejecución y que en este caso es de 10 mm. (Tabla 1.7)

Tipo elemento + nivel de control	$\Delta r$ (mm)
Prefabricados + nivel intenso de control	0
In situ + nivel intenso de control	5
Resto de casos	10

**Tabla 1.7:** Margen de recubrimiento en función del nivel de control de ejecución (EHE-08)

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 40 + 10 = 50 \text{ mm}$$

En los laterales de las zapatas, el recubrimiento aumentará de acuerdo al punto 37.2.4 de la EHE "En piezas hormigonadas contra el terreno, el recubrimiento mínimo será de 70 mm, salvo que se haya preparado el terreno y dispuesto de un hormigón de limpieza, no rigiendo en este caso lo establecido en el párrafo anterior". De este modo, en las caras laterales de la zapata el recubrimiento es:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 70 + 10 = 80 \text{ mm}$$



#### **1.4.4. Hormigón de limpieza**

En toda cimentación se debe disponer de una solera de asiento (capa de hormigón de limpieza) como así lo estipula el CTE DB SE-C en su apartado 4.5.1.2. El espesor mínimo de esta capa es de 100 mm.

El hormigón de limpieza es un hormigón con una resistencia reducida que se emplea como elemento regulador de la superficie de apoyo de la cimentación, así como de barrera entre el hormigón estructural fresco y posibles contaminantes contenidos en el suelo.

La EHE nos recomienda trabajar con tamaños de árido inferiores a 30 mm para facilitar la trabajabilidad de estos hormigones. De este modo se va a emplear un hormigón de limpieza:

#### **HL-150/C/TM**

Esto significa que la dosificación mínima de cemento será de 150 kg/m<sup>3</sup>.



# Capítulo 2

## Acciones

### 2.1. Introducción

En este capítulo se procede a calcular todas las acciones que han de tenerse en cuenta en el cálculo del edificio industrial. En principio se desconoce el valor del peso propio de la estructura, por lo que se da por válido un valor de predimensionado que deberemos verificar al finalizar el cálculo de la estructura.

### 2.2. Acciones permanentes

Se consideran acciones permanentes aquellas que son constantes en magnitud, en posición y cuyo efecto se prolonga durante toda la vida útil de la estructura. Por lo general se muestran en forma de peso propio, cargas muertas y equipamiento fijo o accesorios. A partir de ahora se analizan los valores característicos de las acciones ( $G_k$ ), los cuales deberán ser modificados por el correspondiente coeficiente de mayoración.

#### 2.2.1. Peso propio de la estructura

A la hora de calcular el peso propio de la estructura, constituyente de una de las cargas principales sobre la misma, se presenta el inconveniente de no poder realizar un dimensionamiento ajustado debido a la falta de cálculos realizados en este momento del análisis. Por ello se emplea un valor característico de predimensionamiento obtenido realizando el cociente entre la luz del pórtico y 100.

$$G_{k,PP} = \frac{25}{100} = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

A posteriori, cuando se calculen todos los elementos estructurales del edificio se podrá comprobar la bondad del predimensionamiento.

#### 2.2.2. Instalación de paneles solares

El peso de las placas solares es una acción que se mantiene constante tanto en magnitud como en posición a lo largo de la vida útil, por lo que se analiza su efecto en el apartado de acciones permanentes.

El peso propio de los paneles solares es de  $20 \text{ kg/m}^2$  y estos ocuparán un 30% de la superficie de la cubierta.

$$G_{k,Ps} = 20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 9,8 * 0,3 = 58,8 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 0,0588 \text{ kN/m}^2$$

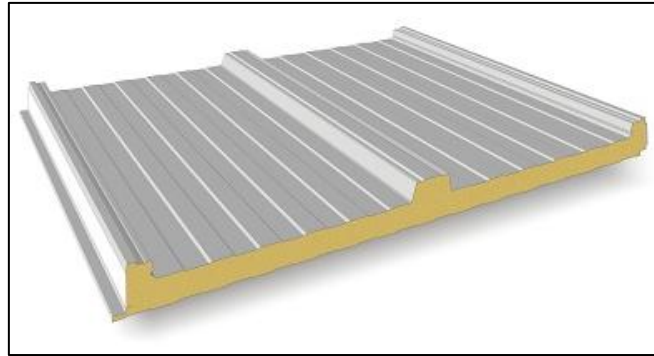
#### 2.2.3. Cerramientos

En esta sección se diferencia entre cerramientos laterales o de fachada y el cerramiento de cubierta.

Los cerramientos laterales se realizarán mediante paneles de hormigón prefabricado encajados entre las vigas que forman los dinteles de la estructura. Esta disposición implica la desvinculación de los mismos respecto a la capacidad estructural del edificio.

Los cerramientos de cubierta recaerán directamente sobre los pórticos, por lo que deberán tenerse en cuenta como acciones permanentes sobre la estructura. En este caso se escoge la tipología “Sándwich/tapajuntas” con un espesor de 80 mm y peso propio 0,11 kN/m<sup>2</sup> redondeado a 0,15 kN/m<sup>2</sup> teniendo en cuenta el peso de la tornillería y de accesorios de montaje (Figura 2.1)

$$G_{k,Cerr} = 0,15 \text{ kN/m}^2$$



**Figura 2.1:** Placa de cerramiento tipo Sándwich

El sumatorio de las acciones permanentes será:

$$G_k = G_{k,PP} + G_{k,Ps} + G_{k,Cerr} = 0,25 + 0,0588 + 0,15 = 0,4588 \text{ kN/m}^2$$

En esta estimación se tiene en cuenta que la aplicación del peso propio de la estructura se focaliza en el cerramiento, esto no es del todo cierto pero sitúa el proyecto del lado de la seguridad.

Las acciones aplicadas en cada pórtico dependen del ámbito de carga o servidumbre de cada uno de ellos. Así, la servidumbre de los pórticos interiores será el doble que la de los de fachada.

$$g_{k,Pinterior} = G_k \cdot s = 0,4588 \text{ kN/m}^2 \cdot 7,15 \text{ m} = 3,28 \text{ kN/m}$$

$$g_{k,Pfachada} = G_k \cdot \frac{s}{2} = 0,4588 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{7,15}{2} \text{ m} = 1,64 \text{ kN/m}$$

### 2.3. Acciones variables

Las acciones variables son aquellas que pueden actuar o no sobre la nave. Se pueden clasificar en sobrecargas de uso y acciones climáticas como el viento o la nieve.

#### 2.3.1. Sobrecargas de uso

Las sobrecargas de uso son todas aquellas cargas que gravitan sobre la cubierta de la estructura de forma variable en magnitud y tiempo. En este caso la cubierta será una zona de acceso único para tareas de conservación y montada sobre correas, sin forjado. La tabla 3.1 del CTE DB SE-AE (Tabla 2.1) indica los valores característicos de las sobrecargas de uso. Este caso se sitúa en G12, con una carga uniforme de 0,4 kN/m<sup>2</sup>.

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m <sup>2</sup> ]	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 <sup>(1)</sup>
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente <sup>(2)</sup>			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación <sup>(3)</sup>	G1 <sup>(7)</sup>	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 <sup>(4)(5)</sup>	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) <sup>(2)</sup>	0,4 <sup>(4)</sup>	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

**Tabla 2.1:** Valores característicos de las sobrecargas de uso (CTE DB SE AE)

Cabe destacar que el CTE impone que *“la sobrecarga de uso en esta subcategoría no se considerará concomitante con el resto de acciones variables”*. Por ello, ésta no aparecerá al mismo tiempo que la nieve o el viento en las distintas combinaciones de acciones.

Las sobrecargas sobre los distintos pórticos son:

$$q_{k,Pinterior} = Q_k \cdot s = 0,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 7,15 \text{ m} = 2,86 \text{ kN/m}$$

$$q_{k,Pfachada} = Q_k \cdot \frac{s}{2} = 0,4 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{7,15}{2} \text{ m} = 1,43 \text{ kN/m}$$

### 2.3.2. Viento (V)

Para el cálculo de las acciones de viento se utiliza el CTE DB SE-AE. 3.3. Dicho documento determina el viento como una fuerza perpendicular a la superficie considerada y de valor:

$$q_e = q_b c_e c_p$$

#### Presión dinámica ( $q_b$ )

El cálculo de la presión dinámica se reduce a la aplicación de la siguiente expresión:

$$q_b = 0,5 \delta v_b^2$$

$\delta$  representa la densidad del aire, que puede aproximarse a 1,25 kg/m<sup>3</sup> y  $v_b$  es la velocidad básica del viento que depende de la zona eólica indicada en la Figura 2.2 del CTE y que, para una vida útil de 50 años proporciona los valores siguientes:



**Figura 2.2:** Mapa de velocidad básica del viento (CTE DB SE AE)

El proyecto se sitúa en zona eólica A,  $v_b=26$  m/s. Por tanto, la presión dinámica asciende a:

$$q_b = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 26^2 = 422,5 \text{ kg m/s}^2 = 0,42 \text{ kN/m}^2$$

**Coefficiente de exposición ( $c_e$ )**

El coeficiente de exposición depende de la cota del proyecto y tiene en cuenta la turbulencia generada por el relieve y la topología del terreno. Se determina mediante la siguiente expresión:

$$c_e = F(F + 7k)$$

$$F = k \ln \left( \frac{\max(z, Z)}{L} \right)$$

Siendo los parámetros k, L y Z parámetros característicos del entorno que se pueden extraer de la Tabla 2.2.

	Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
		k	L (m)	Z (m)
I	Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	0,156	0,003	1,0
II	Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III	Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV	Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,3	5,0
V	Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

**Tabla 2.2:** Parámetros característicos del entorno (CTE DB SE AE)

Puesto que la máxima exposición se produce a la mayor cota, se toma la altura de coronación de la nave para quedar del lado de la seguridad. Se puede considerar la variación

lineal de la exposición con la altura, aunque esto conlleva una complicación extra que se omite en este caso.

$$F = k \ln\left(\frac{\max(z, Z)}{L}\right) = 0,22 \cdot \ln\left(\frac{\max(8,75; 5)}{0,3}\right) = 0,742$$

$$c_e = F(F + 7k) = 0,742(0,742 + 7 \cdot 0,22) = 1,69$$

La acción del viento previo al cálculo de los coeficientes de viento es:

$$q_e = q_b c_e c_p = 0,42 \cdot 1,69 \cdot c_p = 0,71 c_p \text{ kN/m}^2$$

### **Coefficientes de presión exterior ( $c_p$ )**

Los coeficientes de presión exterior o eólico ( $c_p$ ) dependen de la dirección relativa del viento, de la forma del edificio, de la posición de elemento considerado y de su área de influencia.



**Figura 2.3:** Distribución de viento sobre fachadas

El procedimiento a seguir será el siguiente: En primer lugar se calculan, en base al Anejo D3 del CTE DB SE-AE, los coeficientes de presión exterior debidos al viento lateral, tanto en paramentos verticales, como en la cubierta. A partir de estos, se obtienen los estados de carga de todos los pórticos. Una vez calculado esto, se repite la operación con el viento frontal.

#### **1) Viento Lateral**

##### **1. Paramentos verticales**

Las áreas de influencia de todos los planos de la estructura son superiores a  $10 \text{ m}^2$ . Se procede a obtener la esbeltez de la estructura, y los coeficientes de presión exterior asociados a la misma y al área de influencia:

$$\frac{h}{d} = \frac{8,75 \text{ m}}{25 \text{ m}} = 0,35$$



A (m <sup>2</sup> )	h/d	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,8	-0,3

**Tabla 2.3:** Coeficientes de presión exterior (CTE DB SE AE)

En el comienzo del Anejo D.3 del CTE DB SE-AE se cita *“En todas las tablas puede interpolarse linealmente para valores intermedios de las variables”*. Por ello, los valores obtenidos para cada zona en este caso son los señalados en la Tabla 2.4.

	A	B	C	D	E
C <sub>p</sub>	-1,2	-0,8	-0,5	0,71333333	-0,32666666
Q <sub>vl</sub>	-0,852	-0,568	-0,355	0,50646667	-0,23193333

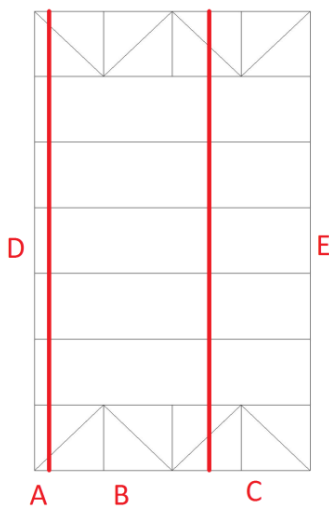
**Tabla 2.4:** Interpolación de coeficientes de presión exterior

Una vez obtenidos los coeficientes eólicos en los paramentos verticales, se procede al cálculo de su distribución a lo largo del edificio. (Figura 2.4 y Tabla 2.5)

$$e = \min(b, 2h) = \min(50; 17,5) = 17,5 \text{ m}$$

	A	B	C	D	E
X (m)	1,75	15,75	7,5	50	50

**Tabla 2.5:** Distribución de coeficientes eólicos sobre fachada



**Figura 2.4:** Distribución de coeficientes eólicos sobre fachada

El siguiente paso consiste en el cálculo de las cargas longitudinales producidas por el viento sobre cada uno de los pilares de la estructura. El procedimiento se basa en realizar el producto entre la Q<sub>vl</sub> (Carga de viento lateral) que corresponda a cada pilar en cada plano y su longitud tributaria.

El viento lateral no solo afecta a la fachada lateral del edificio, sino que lo envuelve provocando una distribución de presiones también en las fachadas frontales. La acción del viento provoca, por lo tanto, presión en la cara sobre la que incide y succión sobre el resto de caras de la estructura.



De este modo, la carga de viento que actúa sobre cada pilar es:

Pilar	Plano Fachada Frontal (kN/m)	Plano Fachada Lateral (kN/m)
1A y 8A	1,810618333	-2,272
2A a 7A	3,621236667	-
1B y 8B	-	-3,55
1C y 8C	-	-3,55
1D y 8D	-	-2,618125
1E y 8E	-0,829161667	-1,109375
2E a 7E	-1,658323333	-

Tabla 2.6: Cargas de viento lateral sobre pilares

2. Superficie de cubierta

Para calcular las cargas de viento sobre los pórticos, se procede dividiendo el dintel en dos jácenas separadas por la cumbrera. Se emplea la tabla D.6 del CTE DB SE-AE que viene acompañada de la Figura 2.5. De acuerdo con ésta, los valores de los coeficientes eólicos y de los coeficientes de presión exterior en cada una de las zonas, para una cubierta de 8° de inclinación, son los mostrados en las Tablas 2.7 y 2.8. En la cubierta hay dos estados de actuación, uno a presión y el otro a succión.



Figura 2.5: Distribución de coeficientes eólicos sobre cubiertas

Pendiente de la cubierta $\alpha$	A (m <sup>2</sup> )	Zona (según figura)				
		F	G	H	I	J
5°	≥ 10	-1,7 +0,0	-1,2 +0,0	-0,6 +0,0	-0,6	0,2 -0,6
	≤ 1	-2,5 +0,0	-2 +0,0	-1,2 +0,0	-0,6	0,2 -0,6
15°	≥ 10	-0,9 0,2	-0,8 0,2	-0,3 0,2	-0,4 +0,0	-1 +0,0
	≤ 1	-2 0,2	-1,5 0,2	-0,3 0,2	-0,4 +0,0	-1,5 +0,0

Tabla 2.7: Coeficientes de presión exterior (CTE DB SE AE)



	F	G	H	I	J
$C_{p/succión}$	-1,46	-1,08	-0,51	-0,54	-0,16
$Q_{vl/succión}$	-1,0366	-0,7668	-0,3621	-0,3834	-0,1136
$C_{p/presión}$	0,06	0,06	0,06	-0,42	-0,42
$Q_{vl/presión}$	0,0426	0,0426	0,0426	-0,2982	-0,2982

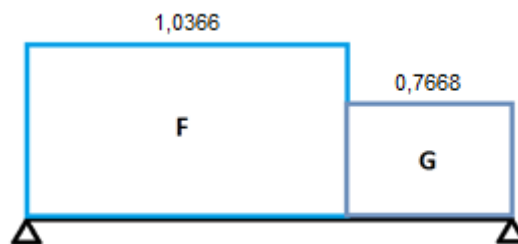
**Tabla 2.8:** Coeficientes eólicos

$$e = \min(b, 2h) = \min(50; 17,5) = 17,5 \text{ m}$$

	F	G	H	I	J
X (m)	2·1,75·4,375	41,25·1,75	10,75·50	10,75·50	1,75·50

**Tabla 2.9:** Dimensiones de zonas eólicas

En la Figura 2.5 se observa como en una misma jácena se pueden dar dos estados de carga distintos (3AC-6AC y 1EC-8EC). En los tramos 1AC-2AC y 8AC-7AC aparecen incluso 3 estados de carga sobre el área tributaria, en este caso la solución se plantea obteniendo las reacciones de una viga desarrollada desde el pilar 1A al 2A y del 8A al 7A.



**Figura 2.6:** Viga 1A-2A y 8A-7A

$$\sum Fy = 0; R_1 + R_2 = 1,0366 \cdot 4,375 + 0,7668 \cdot 2,775$$

$$\sum M_A = 0; R_2 \cdot 7,15 - 0,7668 \cdot 2,775 \cdot 5,7625 - 1,0366 \cdot 2,1875 \cdot 4,375 = 0$$

$$R_1 = -3,56 \text{ kN/m}; R_2 = -3,102 \text{ kN/m}$$

A la R2 se le debe añadir la carga de viento producida al otro lado de la jácena en la que solo afecta la carga tipo G.

$$-3,102 + \left(\frac{7,15}{2}\right) \cdot (-0,7668) = -5,843 \text{ kN/m}$$

SUCCIÓN	1 <sup>er</sup> Tramo (IZQDA)(kN/m)	2 <sup>o</sup> Tramo(DCHA)(kN/m)
1AC y 8AC	-3,56	-1,2945075
2AC y 7AC	-5,84	-2,589015
3AC a 6AC	-5,48262	-2,589015
1EC y 8EC	-0,40612	-1,370655
2EC a 7EC	-0,81224	-2,74131
PRESIÓN	Carga (kN/m)	
1AC y 8AC	0,152295	
2AC y 7AC	0,30459	
3AC a 6AC	0,30459	
1EC y 8EC	-1,066065	
2EC a 7EC	-2,13213	

**Tabla 2.10:** Cargas de viento lateral sobre cubierta

## 2) Viento frontal

### 1. Paramento vertical

El cálculo de las cargas de viento en el paramento vertical debido al viento frontal se realiza de manera homóloga al de viento lateral, aunque realizando algunas variaciones en la distribución de las zonas empleadas para el cálculo de los coeficientes eólicos.

$$\frac{h}{d} = \frac{8,75 \text{ m}}{50 \text{ m}} = 0,175 < 0,25$$

A (m <sup>2</sup> )	h/d	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		A	B	C	D	E
$\geq 10$	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"		0,7	-0,3

**Tabla 2.11:** Coeficientes de presión exterior (CTE DB SE AE)

Los valores obtenidos para los coeficientes eólicos y su producto para el cálculo de la carga de viento frontal quedan reflejados en la tabla 2.12.

	A	B	C	D	E
$C_p$	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
$Q_{vi}$	-0,852	-0,568	-0,355	0,497	-0,213

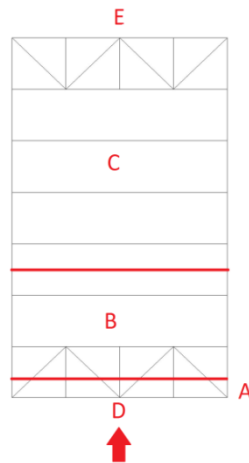
**Tabla 2.12:** Coeficientes eólicos

Una vez calculados los coeficientes de presión exterior en los paramentos verticales procedemos al cálculo de su distribución a lo largo del edificio. (Figura 2.7 y Tabla 2.13)

$$e = \min(b, 2h) = \min(50; 17,5) = 17,5 \text{ m}$$

	A	B	C	D	E
X (m)	1,75	15,75	32,5	30	30

**Tabla 2.13:** Dimensiones de zonas eólicas



**Figura 2.7:** Distribución de coeficientes eólicos sobre fachada

El siguiente paso es el cálculo de las cargas longitudinales producidas por el viento sobre cada uno de los pilares de la estructura. El procedimiento consiste en realizar el producto entre la  $Q_{vf}$  (Carga de viento frontal) que corresponda a cada pilar en cada plano, por su longitud tributaria.

El viento frontal no solo afecta a la fachada frontal del edificio, sino que lo envuelve generando una distribución de presiones en las fachadas laterales. La acción del viento provoca, por lo tanto, presión en la cara sobre la que incide y succión sobre el resto de caras de la estructura.

La carga de viento que actúa sobre cada pilar es:

Pilar	Plano Fachada Lateral (kN/m)	Plano Fachada Frontal (kN/m)
1A y 1E	-0,79875	-1,269125
1B a 1D	-1,5975	-
2A a 4A	-	-2,53825
2E a 4E		
5A y 5E	-	-3,981325
6A y 6E		
7A y 7E		
8B a 8D	3,7275	-
8A y 8E	1,86375	-2,5276

**Tabla 2.14:** Cargas de viento frontal sobre pilares

**2. Superficie de cubierta**

El cálculo de las cargas de viento en la superficie de cubierta debidas al viento frontal se obtiene de forma similar a las de viento lateral. Se debe tener en cuenta que en este caso no existen cargas de presión y succión diferenciadas en las tablas del CTE DB SE-AE.

Pendiente de la cubierta $\alpha$	A (m <sup>2</sup> )	Zona (según figura), $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$			
		F	G	H	I
5°	$\geq 10$	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6
	$\leq 1$	-2,2	-2,0	-1,2	-0,6
15°	$\geq 10$	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5
	$\leq 1$	-2,0	-2,0	-1,2	-0,5

**Tabla 2.15:** Coeficientes de presión exterior (CTE DB SE AE)



**Figura 2.8:** Distribución de coeficientes eólicos sobre cubierta

	F	G	H	I
$C_p$	-1,51	-1,3	-0,67	-0,57
$Q_{vf}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-1,0721	-0,923	-0,4757	-0,4047

**Tabla 2.16:** Coeficientes eólicos

$$e = \min(b, 2h) = \min(50; 17,5) = 17,5 \text{ m}$$

	F	G	H	I
X (m)	$4,375 \cdot 1,75 \cdot 2$	$8,125 \cdot 1,75 \cdot 2$	$2 \cdot 12,5 \cdot 8,75$	$2 \cdot 12,5 \cdot 36,875$

**Tabla 2.17:** Dimensiones de zonas eólicas

Para la obtención de las cargas sobre la cubierta en el estado de viento frontal, sucede lo mismo que en las cargas de cubierta para viento lateral:

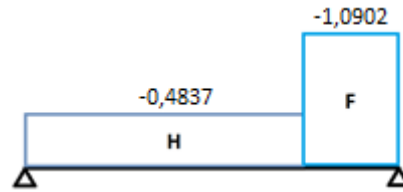


Figura 2.9: Viga 8A-7A y 8E-7E

$$\sum Fy = 0; R_1 + R_2 = 0,4757 \cdot 5,40 + 1,0721 \cdot 1,75$$

$$\sum M_A = 0; R_2 \cdot 7,15 - 1,0721 \cdot 1,75 \cdot 6,275 - 0,4757 \cdot 5,40 \cdot 2,7 = 0$$

$$R_1 = -1,829 \text{ kN/m}; R_2 = -2,616 \text{ kN/m}$$

A la  $R_1$  se le debe añadir la carga de viento producida al otro lado de la jácena en la que solo afecta la carga tipo H.

$$R_1 = -1,829 + \left(\frac{7,15}{2}\right) \cdot (-0,4757) = -3,529 \text{ kN/m}$$

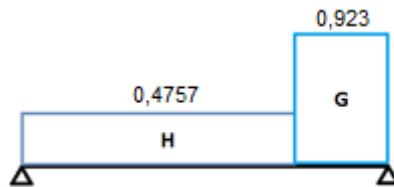


Figura 2.10: Viga 8B-7B, 8C-7C y 8D-7D

$$\sum Fy = 0; R_1 + R_2 = 0,4757 \cdot 5,40 + 0,923 \cdot 1,75$$

$$\sum M_A = 0; R_2 \cdot 7,15 - 0,923 \cdot 1,75 \cdot 6,275 - 0,4757 \cdot 5,40 \cdot 2,7 = 0$$

$$R_1 = -1,79 \text{ kN/m}; R_2 = -2,38 \text{ kN/m}$$

A la  $R_1$  se le debe añadir la carga de viento producida al otro lado de la jácena en la que solo afecta la carga tipo H.

$$R_1 = -1,83 + \left(\frac{7,15}{2}\right) \cdot (-0,4757) = -3,497 \text{ kN/m}$$

Pilar	1 <sup>er</sup> Tramo (IZQDA)(kN/m)	2ºTramo (DCHA)(kN/m)
1AC y 1EC	-1,44	
2AC y 2EC	-2,89	
3AC y 3EC		
4AC y 4EC		
5AC y 5EC		
6AC y 6EC	-3,067	
7AC y 7EC	-3,529	-3,497
8AC y 8EC	-2,616	-2,38

**Tabla 2.18:** Cargas de viento frontal sobre cubierta

**3) Viento Interior**

Para el cálculo de la acción de viento interior se utiliza la misma expresión que para el viento exterior, con la salvedad del coeficiente de presión exterior, que se sustituye por el interior.

Además del coeficiente de presión, se debe replantear el coeficiente de exposición que, en este caso, viene referido a la altura media del hueco dominante,  $5/2 = 2,5$  m.

$$F = k \ln\left(\frac{\max(z, Z)}{L}\right) = 0,22 \ln\left(\frac{\max(2,5; 5)}{0,3}\right) = 0,619$$

$$c_e = F(F + 7k) = 0,619(0,619 + 7 \cdot 0,22) = 1,336$$

$$q_e = q_b c_e c_{pi} = 0,42 \cdot 1,336 \cdot c_{pi} = 0,561 c_{pi}$$

Para el cálculo, se tendrá en cuenta el viento interior como una acción persistente o transitoria, por lo que los coeficientes de presión interior no han de ser tan restrictivos como los que muestra la Tabla 2.19 del CTE.

Esbeltez en el plano paralelo al viento	Área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
≤1	0,7	0,7	0,6	0,4	0,3	0,1	0,0	-0,1	-0,3	-0,4	-0,5
≥4	0,5	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,3

**Tabla 2.19:** Coeficientes de presión interior (CTE DB SE AE)

Se propone utilizar un coeficiente de presión interior  $c_{pi} = 0,2$  para la presión y  $c_{pi} = -0,3$  para succión. Se toma esta decisión puesto que la configuración de huecos es indeterminada, así como sus aperturas y cierres.

La acción de viento debida al viento interior será:

$$Q_{vi(Succión)} = -0,3 \cdot 0,561 = -0,1683 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{vi(Presión)} = 0,2 \cdot 0,561 = 0,1122 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto, las cargas de viento interior sobre los pilares y jácenas de la estructura serán:

$$Q_{vi(S)port\ int} = -0,1683 \cdot 7,15 = -1,203\ kN/m$$

$$Q_{vi(S)port\ ext} = -0,1683 \cdot 7,15/2 = -0,601\ kN/m$$

$$Q_{vi(P)port\ int} = 0,1122 \cdot 7,15 = 0,802\ kN/m$$

$$Q_{vi(P)port\ ext} = -0,1122 \cdot 7,15/2 = 0,401\ kN/m$$

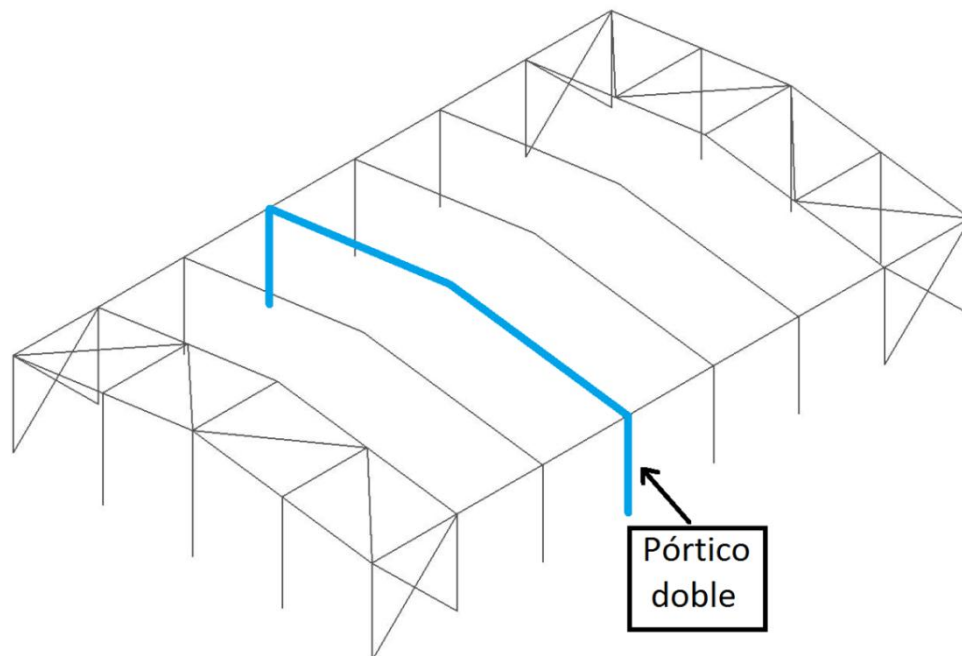
### 2.3.3. Acciones térmicas

Los edificios y sus elementos están sometidos a deformaciones y cambios geométricos debidos a las variaciones de la temperatura ambiente. La magnitud de las mismas depende de las condiciones climáticas del lugar, la orientación y de la exposición del edificio, las características de los materiales constructivos y de los acabados o revestimientos, y del régimen de calefacción y ventilación interior, así como del aislamiento térmico.

En edificios con elementos estructurales de acero u hormigón se puede omitir la colocación de juntas de dilatación por debajo de 40 m de longitud de los elementos que componen el edificio.

En este caso, la profundidad de la nave supera los 40 m, por lo tanto, se acuerda la colocación de al menos una junta de dilatación a lo largo de la estructura. Las juntas se realizan duplicando alguno de los pórticos interiores de la nave. La separación entre los pórticos duplicados la marcarán las limitaciones geométricas impuestas por la cimentación.

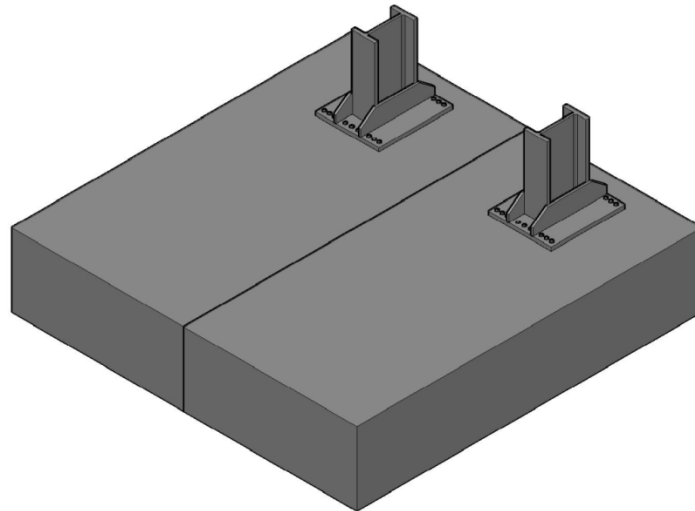
El pórtico duplicado será el **5AE**.



**Figura 2.11:** Situación de pórtico doble

Todos los pórticos serán iguales, incluido el pórtico doble, cuyo cerramiento se resolverá con placas de hormigón más estrechas que las demás que garanticen el aislamiento de la estructura.





**Figura A4.2:** Cimentación del pórtico doble

Además, se acuerda la colocación de juntas de dilatación elastoméricas entre las cimentaciones solapadas del pórtico doble para evitar problemas por dilatación del hormigón.

#### 2.3.4. Nieve

La distribución y la intensidad de la carga de nieve sobre un edificio, o en particular sobre una cubierta, depende del clima del lugar, del tipo de precipitación, del relieve del entorno, de la forma del edificio o de la cubierta, de los efectos del viento, y de los intercambios térmicos en los paramentos exteriores.

Debido a la ubicación del proyecto, en zona de alta montaña (2362 m) y con temperaturas muy bajas a lo largo del invierno ( $-22^{\circ}\text{C}$ ) debe considerarse un cálculo especial para los valores de la sobrecarga de nieve sobre la cubierta de la estructura.

El CTE no suministra los valores de la carga de nieve sobre un terreno horizontal a una altura de 2362 m. (Tabla 2.19)

**Tabla E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal ( $\text{kN/m}^2$ )**

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1.600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1.800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2.200	-	8,0	-	-	-	-	-

**Tabla 2.20:** Sobrecarga de nieve sobre terreno horizontal (CTE DB SE AE)

Puesto que no existe un valor para la altura a la que se encuentra la estructura en el CTE, desde la concejalía de urbanismo de Monachil señalan la necesidad de recurrir al Eurocódigo 1 y su apartado destinado al cálculo de las acciones de nieve. Para este, la sobrecarga de nieve se puede calcular como:

$$SC_{nieve} = \mu_i C_e C_t S_k$$

Topografía	$C_e$
Expuesta al viento <sup>a</sup>	0,8
Normal <sup>b</sup>	1,0
Protegida <sup>c</sup>	1,2

<sup>a</sup> Topografía expuesta al viento: áreas llanas, sin obstáculos, expuestas en todos sus frentes o poco protegidas por el terreno, por construcciones más altas o por árboles.

<sup>b</sup> Topografía normal: áreas en las que no es previsible redistribución de la nieve debido al terreno, a otras construcciones o a árboles.

<sup>c</sup> Topografía protegida: áreas en las que la obra en cuestión es considerablemente más baja que el terreno circundante o que está rodeada de árboles altos y/o construcciones más altas.

Tabla 2.21: Valores de  $C_e$  para diferentes topografías (Eurocódigo 1)

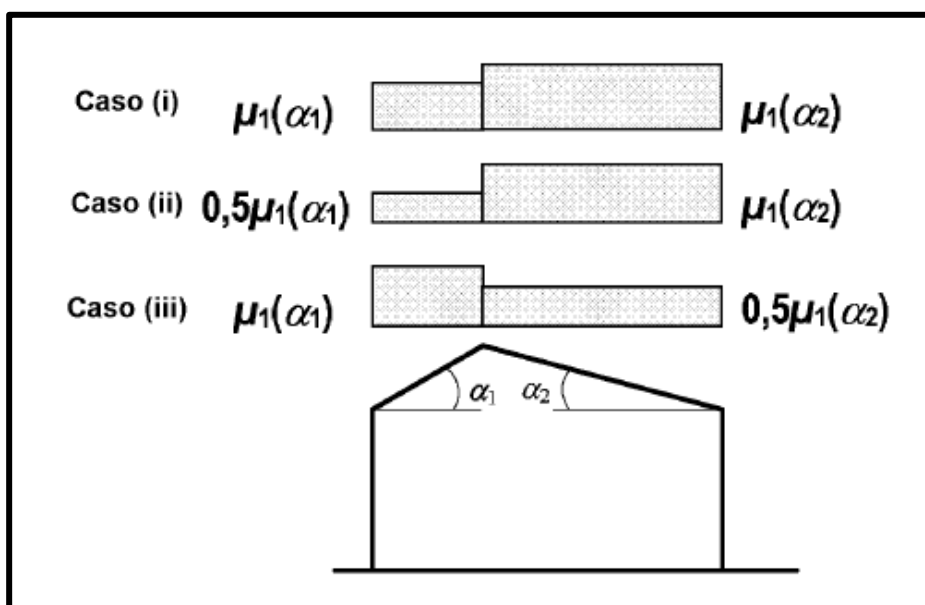


Figura 2.12: Distribución de carga de nieve sobre cubiertas (Eurocódigo 1)

**Coefficientes de forma de la carga de nieve**

Ángulo de inclinación de la cubierta $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
$\mu_2$	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	-

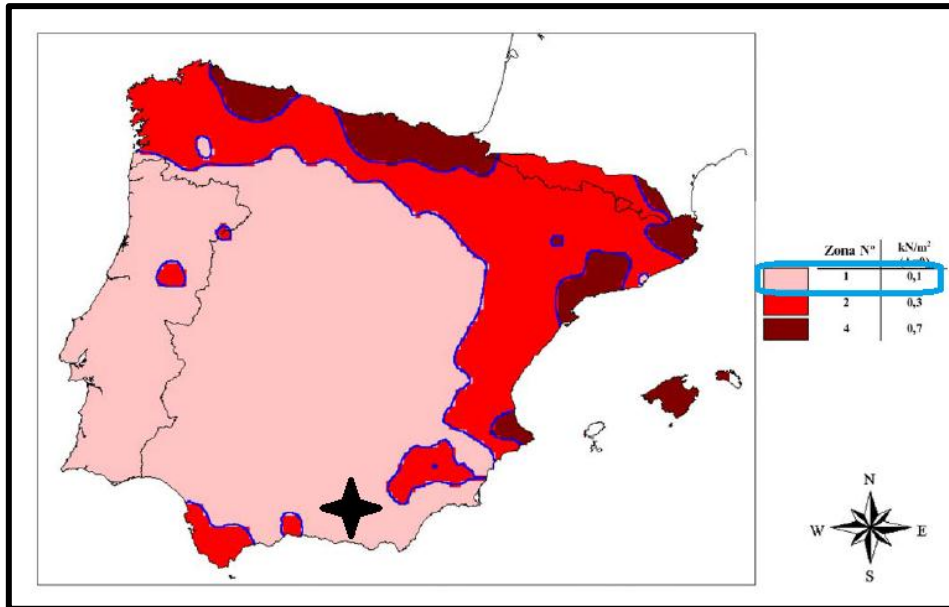
Tabla 2.22: Coeficientes de forma de la carga de nieve (Eurocódigo 1)

$$\mu_1 = \mu_2 = 0,8$$

$$C_t = 1 \rightarrow \text{No es vidrio}$$

$$s_k = (0,190 \cdot z - 0,095) \left[ 1 + \left( \frac{A}{524} \right)^2 \right]$$

- A: Altitud de la edificación sobre nivel del mar = 2362 m
- Z: Número de la zona dado en el mapa siguiente = 0,1 kN/m<sup>2</sup>



**Figura 2.13:** Distribución de las cargas superficiales de nieve en la Península Ibérica (Eurocódigo 1)

$$s_k = (0,190 \cdot z - 0,095) \left[ 1 + \left( \frac{A}{524} \right)^2 \right] = (0,190 \cdot 1 - 0,095) \left[ 1 + \left( \frac{2362}{524} \right)^2 \right] = 2,025$$

$$S_{Cnieve} = \mu_i C_e C_t s_k = 0,8 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 2,025 = 1,29 \text{ kN/m}^2$$

Como se muestra en la Figura 2.12, la distribución de cargas de nieve sobre la cubierta se realiza de tres maneras distintas, una con la sobrecarga de nieve máxima a dos aguas, otra con una jácena con sobrecarga máxima y la otra a mitad de carga, y otra al contrario.

1er Estado	Carga (kN/m)
1AC y 8AC	4,6117
1EC y 8EC	4,6117
2AC a 7AC	9,2235
2EC a 7EC	9,2235
2o Estado	Carga (kN/m)
1AC y 8AC	4,6117
1EC y 8EC	2,3058
2AC a 7AC	9,2235
2EC a 7EC	4,6117

3er Estado	Carga (kN/m)
1AC y 8AC	2,3058
1EC y 8EC	4,6117
2AC a 7AC	4,6117
2EC a 7EC	9,2235

**Tabla 2.23:** Cargas de nieve sobre cubierta

Así mismo, Los coeficientes de simultaneidad empleados para la nieve son:

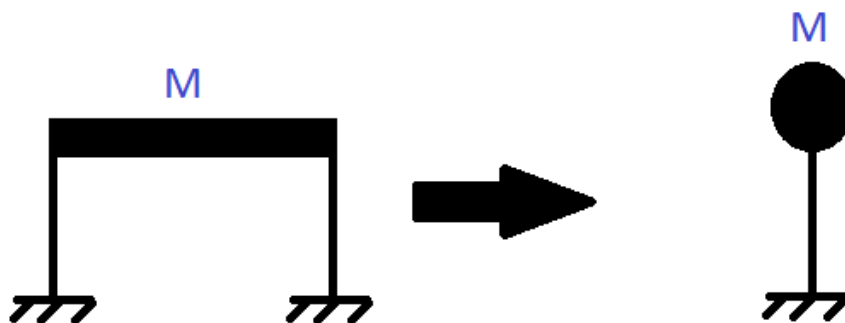
$$\Psi_0 = 0,7 \quad ; \quad \Psi_1 = 0,5 \quad ; \quad \Psi_2 = 0,2$$

## 2.4. Acciones accidentales

### 2.4.1. Sismo

El cálculo de las acciones debidas a sismo realiza mediante la NSCE-02 Norma de construcción sismorresistente. La finalidad última de la norma es la de evitar la pérdida de vidas humanas y reducir el coste económico que puedan ocasionar los terremotos futuros.

La norma considera que la masa más significativa del edificio se concentra en la parte superior del mismo. Si además se desprecia la masa de los pilares, podemos modelizar la estructura como un péndulo invertido sobre la que actúan las fuerzas producidas por el sismo.



**Figura 2.14:** Modelización de la estructura para cálculo sísmico

Sobre el capitel del pilar actúa una fuerza del tipo  $F = m \cdot a$  donde:

- $F$  = Fuerza estática equivalente
- $m$  = Masa de la estructura
- $a = s_{ik}$  Coeficiente sísmico adimensional

$$s_{ik} = \left(\frac{a_c}{g}\right) \alpha_i \cdot \eta_{ik} \cdot \beta$$

Donde:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = \left(\frac{C}{1,25}\right) \cdot 1 \cdot 0,23 = 0,2392 \text{ m/s}^2$$

$$T_B = K \cdot \left(\frac{c}{2,5}\right) = 1,00 \cdot \left(\frac{1,3}{2,5}\right) = 0,52 ; T_i = \frac{T_F}{2 \cdot i - 1} = \frac{0,11}{2 \cdot 1 - 1} = 0,11$$



$$\alpha_i = 2,5$$

TIPO DE ESTRUCTURA	COMPARTIMENTACIÓN DE LAS PLANTAS	$\Omega$ (%)	COEFICIENTE DE COMPORTAMIENTO POR DUCTILIDAD			SIN DUCTILIDAD ( $\mu = 1$ )
			$\mu = 4$	$\mu = 3$	$\mu = 2$	
HORMIGÓN ARMADO O ACERO LAMINADO	Diáfana	4	0,27	0,36	0,55	1,09
	Compartimentada	5	0,25	0,33	0,50	1,00
MUROS Y TIPOS SIMILARES	Compartimentada	6	-	-	0,46	0,93

**Tabla 2.24:** Valores del coeficiente de respuesta (NSCE-02)

Luego, para una ductilidad tipo cuatro y una estructura diáfana de acero laminado:

$$\beta = 0,27$$

Para edificios de una planta:

$$\eta_{ik} = 1$$

Luego el coeficiente sísmico adimensional:

$$s_{ik} = \left(\frac{a_c}{g}\right) \alpha_i \cdot \eta_{ik} \cdot \beta = \left(\frac{0,2392}{9,81}\right) \cdot 2,5 \cdot 1 \cdot 0,27 = 0,01645$$

Por lo tanto, el valor de la fuerza sísmica estática equivalente será:

$$F = s_{ik} \cdot P = 0,01645 \cdot 1,69 \text{ kN/m}^2 = 0,0278 \text{ kN/m}^2$$

$$P = Q_{permanentes} + 0,5 \cdot Q_{nieve} = 0,30 + 0,0588 + 0,15 + 0,5 \cdot 2,362 = 1,69 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{sis,Pinterior} = Q_{sis} \cdot s = 0,0278 \text{ kN/m}^2 \cdot 7,15 \text{ m} = 0,1987 \text{ kN/m}$$

$$Q_{sis,Pfachada} = Q_{sis} \cdot \frac{s}{2} = 0,0278 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{7,15}{2} \text{ m} = 0,099 \text{ kN/m}$$

### 2.4.2. Fuego

El efecto de la acción del fuego en situación accidental de incendio se define en el CTE DB-SI y en el Reglamento de Seguridad contra incendios en los establecimientos industriales, así como en la EAE y el en Eurocódigo 3.



La elevación de la temperatura que se produce como consecuencia de un incendio en un edificio afecta a su estructura de dos formas. Por un lado, los materiales ven afectadas sus propiedades, modificándose de forma importante su capacidad mecánica. Por otro, aparecen acciones indirectas como consecuencia de las deformaciones de los elementos, que generalmente dan lugar a tensiones que se suman a las debidas a otras acciones.

Al tratarse de una nave industrial destinada al almacenamiento de sal y otros materiales inertes se obvia la influencia del fuego en el cálculo resistente de la estructura.

### 2.4.3. Impacto

Las acciones de impacto sobre un edificio dependen de la masa, de la geometría y de la velocidad del cuerpo impactante, así como de la capacidad de deformación y de amortiguamiento tanto del cuerpo como del elemento contra el que impacta.

Salvo que se adoptaren medidas de protección, cuya eficacia debe verificarse, con el fin de disminuir la probabilidad de ocurrencia de un impacto o de atenuar sus consecuencias en caso de producirse, los elementos resistentes afectados por un impacto deben dimensionarse teniendo en cuenta las acciones debidas al mismo, con el fin de alcanzar una seguridad estructural adecuada.

El CTE advierte que la fuerza estática equivalente al impacto de una carretilla equivale a cinco veces el peso máximo autorizado de la carretilla. Esta carga se aplica a 0,75 m de altura sobre los pilares de la estructura.

Aunque la logística de la nave queda por determinar, se prevé el transporte de la sal desde el exterior mediante una carretilla tipo FL4 normalizada en el apartado 1.1 del Eurocódigo 1. El peso de la carretilla se muestra en la Tabla 2.24.

Clase de vehículos de horquilla elevadora	Peso neto [kN]	Carga levantada [kN]	Ancho del eje <i>a</i> [m]	Ancho total <i>b</i> [m]	longitud total <i>l</i> [m]
FL 1	21	10	0,85	1,00	2,60
FL 2	31	15	0,95	1,10	3,00
FL 3	44	25	1,00	1,20	3,30
FL 4	60	40	1,20	1,40	4,00
FL 5	90	60	1,50	1,90	4,60
FL 6	110	80	1,80	2,30	5,10

**Tabla 2.25:** Dimensiones de las carretillas elevadoras (Eurocódigo 1)

$$Peso\ máx = Peso\ neto + Carga\ levantada = 60 + 40 = 100\ kN$$

$$Q_{iacc} = Peso\ máx \cdot 5 = 100 \cdot 5 = 500\ kN$$

### 2.5. Combinaciones de acciones

Una vez calculadas todas las cargas que aparecen sobre la estructura, llega el momento de combinarlas para obtener las más desfavorables.

### 2.5.1. Resistencia y estabilidad

Para las comprobaciones del cumplimiento de requisitos de resistencia de las barras se deben considerar las combinaciones de acciones en situaciones persistentes o transitorias.

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

Los coeficientes utilizados durante esta comprobación se muestran en la Tabla 2.24.

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

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

**Tabla 2.26:** Coeficientes parciales de seguridad para las acciones (CTE DB SE AE)

Los coeficientes de simultaneidad utilizados quedan plasmados en la Tabla 2.25.

	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		<sup>(1)</sup>	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

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

**Tabla 2.27:** Coeficientes de simultaneidad (CTE DB SE AE)

Con estos criterios y basándonos en las siguientes condiciones se combinan las acciones para obtener la máxima carga vertical en sentido cenital y en sentido nadiral. Las condiciones son:



- La sobrecarga de uso no puede aparecer combinada con ninguna otra carga variable.
- Las acciones de viento interior de presión y succión aparecen únicamente, en presencia de otras acciones de viento.

Las combinaciones consideradas se muestran en el Anejo 2 “Combinaciones de acciones”. Desde ELU1- ELU7.

La existencia de dos acciones accidentales, como son el impacto y las cargas sísmicas, obliga a realizar las combinaciones correspondientes a situaciones accidentales o extraordinarias y debidas a sismo halladas en el CTE DB SE.

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + A_{sis} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Las combinaciones obtenidas se muestran en el Anejo 2 “Combinaciones de acciones” apartado ELU ACCIDENTALES desde ELU1 – ELU10.

### 2.5.2. Aptitud al servicio

La aptitud al servicio de la estructura se basa en el cumplimiento de las condiciones que exige el CTE en cuanto a la integridad de los elementos constructivos, el confort de los usuarios y la apariencia de la obra. En este caso, no se tendrá en cuenta el confort de los usuarios.

Para la comprobación de la integridad de los elementos constructivos se debe realizar la combinación de acciones característica, teniendo en cuenta únicamente las deformaciones que se produzcan tras la puesta en obra del elemento. Puesto que solo se consideran las deformaciones generadas tras la puesta en obra se omiten las cargas permanentes.

En esta comprobación se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, la flecha relativa es menor que:

- 1/500 en pisos con tabiques frágiles
- 1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas
- 1/300 en el resto de los casos

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que 1/300.

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$



**2.5.3. Agotamiento del terreno**

La comprobación del agotamiento del terreno se realizará de manera homóloga a la combinación persistente o transitoria de ELU pero con coeficientes de mayoración iguales a uno.

**2.5.4. Combinatoria**

Ante la inmensa cantidad de combinaciones que se obtendrían, tanto en ELU como en ELS, al combinar las acciones actuantes sobre la nave, se procede obteniendo las combinaciones más desfavorables para cada comprobación resistente y de servicio. Los resultados obtenidos se muestran a continuación:

**ELU SITUACIONES PERSISTENTES**

- I.  $ELU = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot V3 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot VIS + 1,5 \cdot 0,7 \cdot N1$
- II.  $ELU = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot SCU$
- III.  $ELU = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot V2 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot VIS + 1,5 \cdot 0,7 \cdot N1$
- IV.  $ELU = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot VIS + 1,5 \cdot 0,6 \cdot V3 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot N1$
- V.  $ELU = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot N1 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot V3 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot VIS$
- VI.  $ELU = 0,8 \cdot G + 1,5 \cdot V6 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot VIP$
- VII.  $ELU = 0,8 \cdot G + 1,5 \cdot VIP + 1,5 \cdot 0,6 \cdot V6$

**ELU ACCIDENTALES**

- I.  $ELU = G + IM1 + 0,5 \cdot V3 + 0,2 \cdot N1$
- II.  $ELU = G + IM2 + 0,5 \cdot V3 + 0,2 \cdot N1$
- III.  $ELU = G + IM1 + 0,5 \cdot N1$
- IV.  $ELU = G + IM2 + 0,5 \cdot N1$
- V.  $ELU = G + IM1 + 0,5 \cdot VIS + 0,2 \cdot N1$
- VI.  $ELU = G + IM2 + 0,5 \cdot VIS + 0,2 \cdot N1$
- VII.  $ELU = G + SIS1 + 0,5 \cdot VIS + 0,2 \cdot N1$
- VIII.  $ELU = G + SIS2 + 0,5 \cdot VIS + 0,2 \cdot N1$
- IX.  $ELU = G + SIS1 + 0,5 \cdot N1$
- X.  $ELU = G + SIS2 + 0,5 \cdot N1$

**ELU VUELCO ZAPATA IZQUIERDA**

- I.  $ELU = G + N1$
- II.  $ELU = G + N2$
- III.  $ELU = G + N3$
- IV.  $ELU = G + SCU$
- V.  $ELU = G + V3$
- VI.  $ELU = G + N1 + 0,6 \cdot V3$
- VII.  $ELU = G + N2 + 0,6 \cdot V3$
- VIII.  $ELU = G + N3 + 0,6 \cdot V3$
- IX.  $ELU = G + V3 + N1 \cdot 0,5$
- X.  $ELU = G + V3 + N2 \cdot 0,5$



XI.  $ELU = G+V3+N3\cdot 0,5$

***ELU VUELCO ZAPATA DERECHA***

- I.  $ELU = G+N1$
- II.  $ELU = G+N2$
- III.  $ELU = G+N3$
- IV.  $ELU = G+SCU$
- V.  $ELU = G+V3$
- VI.  $ELU = G+N1+0,6\cdot V3$
- VII.  $ELU = G+N2+0,6\cdot V3$
- VIII.  $ELU = G+N3+0,6\cdot V3$
- IX.  $ELU = G+V3+N1\cdot 0,5$
- X.  $ELU = G+V3+N2\cdot 0,5$
- XI.  $ELU = G+V3+N3\cdot 0,5$

***ELS SITUACIÓN CARACTERÍSTICA***

- I.  $ELS = N1+0,6\cdot VIS+0,6\cdot V3$
- II.  $ELS = VIS+0,7\cdot N1+0,6\cdot V3$
- III.  $ELS = V3+0,7\cdot N1+0,6\cdot VIS$
- IV.  $ELS = V6+0,6\cdot VIP$
- V.  $ELS = N1+0,6\cdot VIS$
- VI.  $ELS = SCU$
- VII.  $ELS = VIP+0,6\cdot V6$

***ELS SITUACIÓN CASI PERMANENTE***

- I.  $ELS = G+0,2\cdot N1$
- II.  $ELS = G+0,2\cdot N2$
- III.  $ELS = G+0,2\cdot N3$

# Capítulo 3

## Pórtico interior

### 3.1. Introducción

Para el cálculo del pórtico interior se obtienen los esfuerzos más desfavorables para cada comprobación resistente en cada una de las barras. Durante este capítulo se dimensionan tanto los pilares, como jácenas, placas de anclaje y cimentaciones, de los pórticos interiores.

El cálculo comienza por el predimensionamiento de los pilares basado en el módulo resistente.

$$W_{y,min} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{744 \cdot 10^6}{275/1,05} = 6720 \cdot 10^3 \text{ cm}^3$$

Luego se escoge un perfil HEA 400 con un  $W_y = 2310 \cdot 10^3 \text{ cm}^3$  reforzado en su tramo superior mediante la colocación de cartelas.

### 3.2. Dimensionamiento de los pilares

#### 3.2.1. E.L.S. Deformación

En el estado límite de servicio de deformación del pilar, se comprobarán los criterios de “Integridad de los elementos constructivos” y “Apariencia de la obra”, omitiendo en este caso la comprobación de “Confort de los usuarios” ya que se definió la cubierta de la nave como no transitable.

#### Criterio de integridad

Se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral si ante cualquier combinación de acciones característica el desplome es menor que:

- 1/500 de la altura total del edificio
- 1/250 de la altura de la planta

Teniendo en cuenta que el desplome es la diferencia de flecha entre los extremos de un pilar, y que el edificio tiene una sola planta, se comprueba qué combinación de acciones ELS es la que genera un desplome mayor. Posteriormente, se debe cerciorar que dicho desplome sea menor que 1/250 la altura de la planta.

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 50)  
Deformada x 20071

MEFI

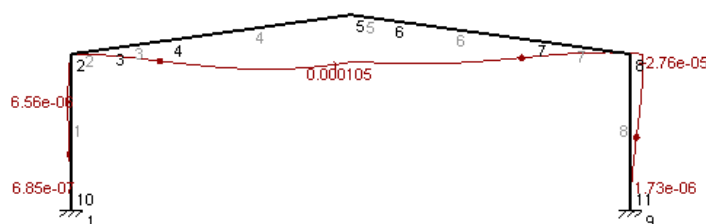


Figura 3.1: Deformada en ELS3 (MEFI)

El mayor desplome de todas las combinaciones se obtiene en ELS3, cuya deformada se puede observar en la Figura 3.1. Luego se realiza la comprobación de Integridad:

$$\delta_R = \frac{\delta}{h} < \frac{1}{250} ; \frac{2,76 \cdot 10^{-5}}{8,75} = 3,154 \cdot 10^{-6} < 4 \cdot 10^{-3}$$

**HEA 400 CUMPLE EL CRITERIO DE INTEGRIDAD DE E.L.S. DEFORMACIÓN**

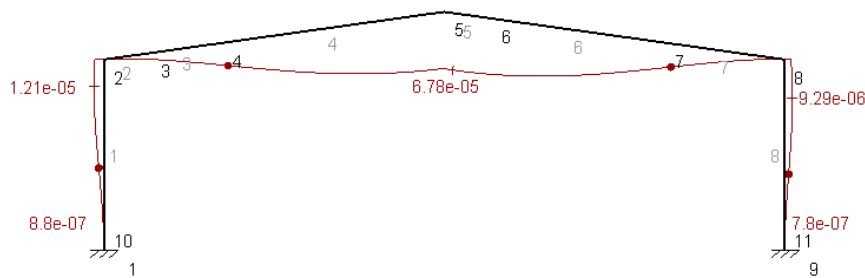
**Criterio de Apariencia**

Al considerar la apariencia de la obra, se admite que la estructura tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones casi permanente, el desplome relativo es menor de 1/250.

Puesto que para la combinación casi permanente, únicamente existen tres combinaciones de acciones la comprobación se simplifica.

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 57)  
Deformada x 30533

**MEFI**



**Figura 3.2:** Deformada ELS8 (MEFI)

El desplome de mayor entidad se produce en la combinación ELS8, cuya deformada se puede observar en la Figura 3.2. La comprobación del criterio de apariencia es:

$$\delta_R = \frac{\delta}{h} < \frac{1}{250} ; \frac{1,21 \cdot 10^{-5}}{8,75} = 1,383 \cdot 10^{-6} < 4 \cdot 10^{-3}$$

**HEA 400 CUMPLE EL CRITERIO DE APARIENCIA DE E.L.S. DEFORMACIÓN**

**3.2.2. E.L.U. Resistencia**

En el cálculo de este estado límite último se comprueba que la barra no supera la tensión máxima del material en ningún punto. Puesto que el axil es constante, se propone la búsqueda de los puntos con mayor momento positivo y negativo. Se ha de tener en cuenta la posible colocación de cartelas de refuerzo, tanto al comienzo como al final de los pilares.

Tanto la comprobación de Resistencia como la de Pandeo, se realizan con la combinación de cargas que generan un mayor momento asociado a un axil elevado. De las combinaciones persistentes y accidentales, la combinación más desfavorable es la de ELU5:

$$ELU5 = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot N1 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot V3 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot VIS$$

A continuación se muestran los diagramas de flectores, cortantes y axiles asociados a esta combinación:

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 35)  
Esfuerzos axiales

MEFI

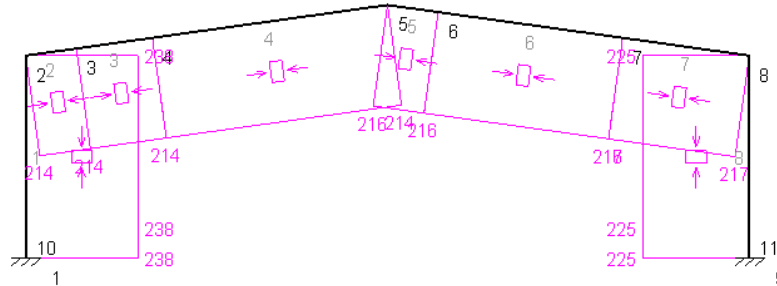


Figura 3.3: Diagrama de axiles ELU5 (MEFI)

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 35)  
Esfuerzos cortantes

MEFI

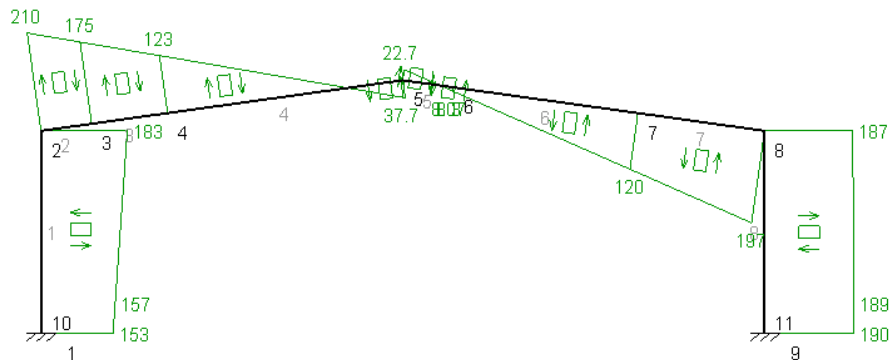


Figura 3.4: Diagrama de cortante ELU5 (MEFI)

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 35)  
Momentos flectores

MEFI

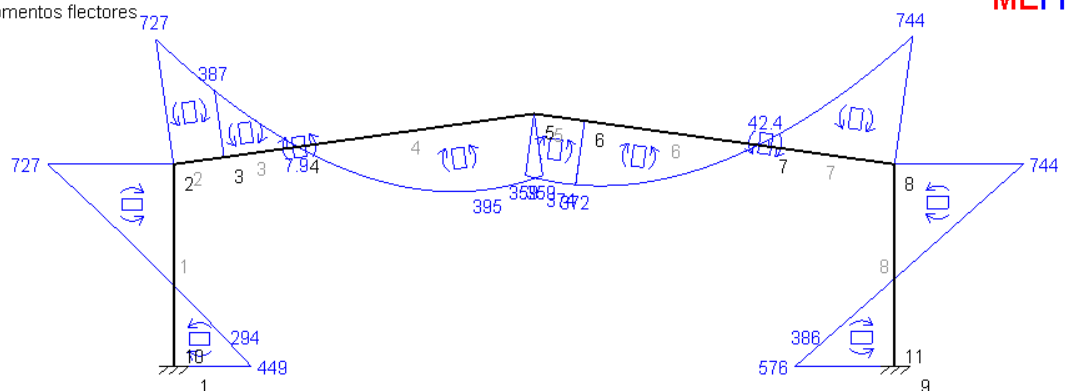


Figura 3.5: Diagrama de momentos ELU5 (MEFI)

**3.2.2.1. Resistencia a cortante**

El esfuerzo cortante de cálculo  $V_{Ed}$  será menor que la resistencia de las secciones a cortante  $V_{c,Rd}$  que, en ausencia de torsión será igual a la resistencia plástica:

$$V_{pl,Rd} = A_V \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$A_V = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 5735 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 5735 \cdot \frac{275/1,05}{\sqrt{3}} = 867,19 \text{ kN} > 190 \text{ kN}$$

**HEA 400 CUMPLE LA RESISTENCIA A CORTANTE DE E.L.U. RESISTENCIA**

Para la comprobación de resistencia a flexión, si  $V_{Ed} > 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$ ,  $M_{c,Rd}$  se reduce a  $M_{v,Rd}$ . En este caso no es necesario realizar la reducción:

$$V_{Ed} > 0,5 \cdot V_{c,Rd} \rightarrow 190 \text{ kN} < 433,59 \text{ kN}$$

**3.2.2.2. Resistencia a compresión**

La resistencia de las secciones a compresión será la resistencia plástica de la sección bruta para las secciones de clases 1 a 3 (Clase 1, Anexo 3):

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} = 15900 \cdot \frac{275}{1,05} = 4164,28 \text{ kN} > 225 \text{ kN}$$

**HEA 400 CUMPLE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE E.L.U. RESISTENCIA****3.2.2.3. Resistencia a flexión**

Aunque el perfil HEA 400 se comporta como Clase 1, realizaremos las comprobaciones como Clase 3 para evitar la formación de rótulas plásticas que puedan comprometer la estabilidad de la estructura. La resistencia de las secciones a flexión será la resistencia elástica:

$$M_{el,Rd} = W_{el} \cdot f_{yd} = 2310 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot \frac{275 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 605 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{el,Rd} \geq M_{Ed} \rightarrow 605 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq 576 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**HEA 400 CUMPLE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN DE E.L.U. RESISTENCIA EN LA BASE DEL PILAR**

$$M_{el,Rd} \geq M_{Ed} \rightarrow 605 \text{ kN} \cdot \text{m} < 744 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**HEA 400 NO CUMPLE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN DE E.L.U. RESISTENCIA EN LA CABEZA DEL PILAR**

Puesto que la resistencia a flexión no alcanza el momento actuante sobre la cabeza del pilar, se propone la colocación de cartelas formadas por un medio perfil HEA 400 soldado hasta una distancia:



$$M_{Ed} = -744 + 187x + 0,4285 \cdot x^2/2$$

$$M_{Ed}(x) = -M_{el,Rd}$$

$$-744 + 187x + 0,4285 \cdot \frac{x^2}{2} = 605 \rightarrow x = 0,74 \text{ m}$$

Es decir, se requiere un refuerzo que comience en la cabeza del pilar y acabe a 0,74 m. Puesto que la longitud de refuerzo se modula en tramos, se toma como módulo de 1 m de distancia.

### 3.2.3. E.L.U. Pandeo

En esta comprobación se debe verificar que el pilar no superará la tensión crítica de pandeo en ningún plano de trabajo, XY y XZ. Para ello se obtienen los coeficientes de reducción por pandeo  $\chi$  en ambos planos y posteriormente se realiza la comprobación de tensiones en el punto más desfavorable del pilar. Puesto que se trata de un pilar con axil constante se utiliza aquel punto que presente un momento mayor. De este modo, la combinación de cargas más desfavorable será de nuevo la ELU5.

Se ha de tener en cuenta que el punto del pilar de mayor momento se produce en la cabeza ( $M_{Ed} = 744 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ), sin embargo, el tramo de cabeza del pilar está reforzado mediante cartelas hasta una longitud de 1 metro. Por ello, el máximo momento en el tramo del pilar no reforzado por las cartelas es el que aparece en el pie del mismo ( $M_{Ed} = 576 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ).

Para la comprobación del pandeo, en primer lugar se aborda el cálculo de los coeficientes  $\beta$ , para determinar el valor de las esbelteces mecánicas  $\lambda$ . Y posteriormente, los coeficientes de reducción por pandeo  $\chi$  que serán utilizados en la expresión general de verificación del E.L.U.

#### Plano del pórtico XZ

En el plano del pórtico, las condiciones de sustentación del pilar no se corresponden con las canónicas. En la base queda empotrado pero no se conoce con exactitud la configuración en cabeza. Por ello, recurrimos al CTE DB SE-A.6.3.2.5.3. para calcular el coeficiente  $\beta$  de pandeo en cabeza.

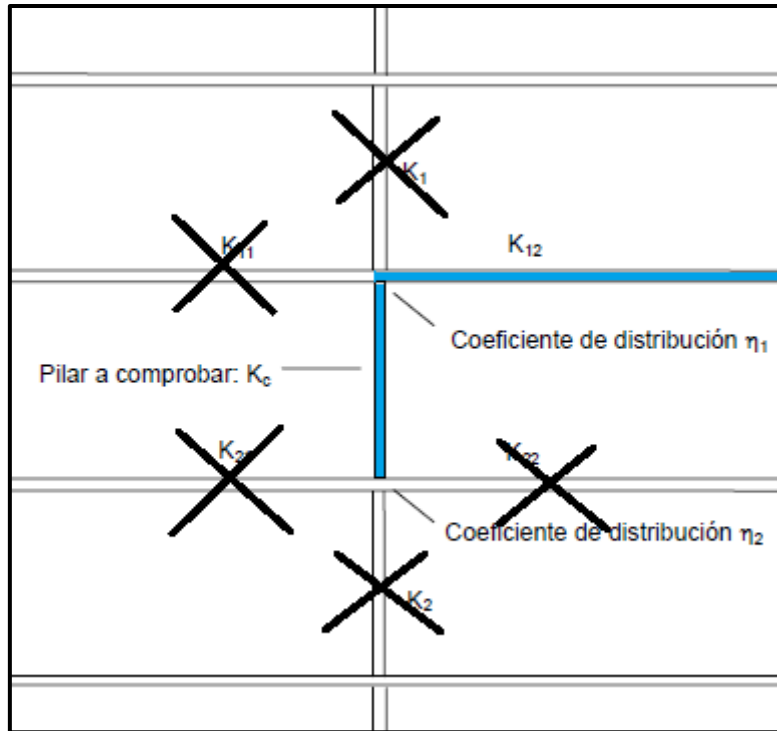
Para realizar el cálculo del coeficiente de pandeo se requiere conocer tanto los coeficientes de distribución  $\eta$ , en la base y en la cabeza del pilar, como la traslacionalidad o intraslacionalidad del plano de trabajo.

En primer lugar, se conoce que el coeficiente de distribución inferior del pilar ( $\eta_2$ ) es igual a cero ya que el pilar se ha considerado empotrado. Falta pues, determinar el coeficiente de distribución para la cabeza del pilar ( $\eta_1$ ).

Para calcular  $\eta_1$  se emplea la siguiente expresión:

$$\eta_1 = \frac{k_c + k_1}{k_c + k_1 + k_{11} + k_{12}}$$





**Figura 3.6:** Coeficiente de distribución (CTE DB SE-A)

En este caso (Figura 3.6), al no haber pilar superior ni viga a la izquierda de la cabeza del pilar se puede simplificar en:

$$\eta_1 = \frac{k_c}{k_c + k_{12}}$$

El coeficiente de rigidez  $k_c$  del pilar es igual a  $E \cdot I / h$  y el de la jácena  $k_{12}$  es  $\psi \cdot E \cdot I / L$  donde  $\psi$  es un coeficiente que depende del modo de pandeo y que se obtiene de la tabla 6.5 del CTE DB SE-A. (Tabla 3.1)

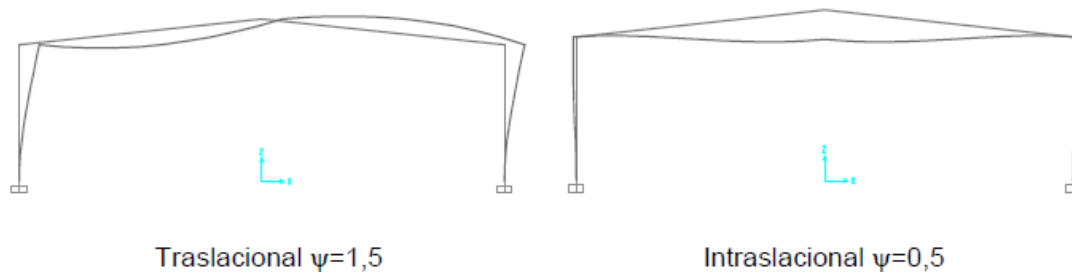
$$\eta_1 = \frac{k_c}{k_c + k_{12}} = \frac{EI/h}{\frac{EI}{h} + \psi EI/L} = \frac{1/h}{\frac{1}{h} + \psi * \frac{1}{L}}$$

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 <sup>(1)</sup>
empotrado	1,0 EI/L	1,0 EI/L (1-0,4 N/N <sub>cr</sub> )
articulado	0,75 EI/L	0,75 EI/L (1 - 1,0 N/N <sub>cr</sub> )
giro igual y de igual signo	1,5 EI/L	1,5 EI/L (1-0,2 N/N <sub>cr</sub> )
giro igual y de signo opuesto	0,5 EI/L	0,5 EI/L (1-1,0 N/N <sub>cr</sub> )
giro $\theta_a$ en el nudo considerado y giro $\theta_b$ en el otro	$(1 + 0,5 \theta_b / \theta_a) EI/L$	-

<sup>(1)</sup> N<sub>cr</sub> se refiere al valor crítico a compresión de la viga considerada. El caso general (-) no está contemplado

**Tabla 3.1:** Coeficiente de rigidez eficaz para una viga en comportamiento elástico (CTE DB SE-A)

Como se observa en la Tabla 3.1, el valor del coeficiente  $\psi$  depende del giro que experimente la barra debido a las cargas actuantes. Dicho giro será distinto en el caso de una estructura traslacional y de una estructura intraslacional, como se puede observar en la Figura 3.7.



**Figura 3.7:** Modos de pandeo de un pórtico

Luego se propone el cálculo de dos coeficientes de distribución en cabeza de pilar distintos, tras e intraslacional para posteriormente escoger el más desfavorable.

$$\eta_{1 \text{ TRAS}} = \frac{k_c}{k_c + k_{12}} = \frac{1/7}{\frac{1}{7} + 1,5 * \frac{1}{25}} = 0,7042$$

$$\eta_{1 \text{ INTRAS}} = \frac{k_c}{k_c + k_{12}} = \frac{1/7}{\frac{1}{7} + 0,5 * \frac{1}{25}} = 0,8771$$

Conocidos los valores de  $\eta_1$  en modo traslacional,  $\eta_1$  en modo intraslacional y  $\eta_2$ , se calcula  $\beta$  para ambos modos de pandeo y se deshecha el más favorable.

$$\beta_{\text{TRAS}} = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{1 - 0,8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0,6 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}} = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot 0,7042}{1 - 0,8 \cdot 0,7042}} = 1,4027$$

$$\beta_{\text{TRAS}} = \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} = \frac{1 + 0,145 \cdot 0,8771}{2 - 0,365 \cdot 0,8771} = 0,6706$$

$$\max(\beta_{\text{TRAS}}, \beta_{\text{INTRAS}}) = 1,4027$$

Para calcular el pandeo en el plano XZ se emplean las características geométricas del perfil en el eje y.

$$L_k = L \cdot \beta = 7 \text{ m} \cdot 1,4027 = 9,819 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_k}{i_y} \cdot \frac{\sqrt{f_y/E}}{\pi} = \frac{10,11 \cdot 10^3}{168} \cdot \frac{\sqrt{275/210000}}{\pi} = 0,693 < 2$$

**HEA 400 CUMPLE LA ESBELTEZ MÁXIMA ADMISIBLE**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 1,3 > 1,2 \\ t = 19 < 40 \end{array} \right\} \rightarrow \alpha = 0,21$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + (\bar{\lambda}_k)^2] = 0,5[1 + 0,21 \cdot (0,693 - 0,2) + 0,693^2] = 0,791$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - (\bar{\lambda}_k)^2}} = \frac{1}{0,791 + \sqrt{0,791^2 - 0,693^2}} = 0,8529$$

### Plano perpendicular al pórtico YZ

En el plano perpendicular al pórtico, el cálculo de los coeficientes de pandeo se simplifica debido a la disposición constructiva adoptada al comienzo del proyecto. La viga perimetral y las Cruces de San Andrés dispuestas en la fachada lateral, confieren a los pilares una configuración empotrada articulada, recogida dentro de los casos canónicos. Luego:

$$\beta = 0,7$$

Una vez calculado el coeficiente de pandeo solo queda repetir los pasos seguidos en el punto anterior:

$$L_k = L \cdot \beta = 7 \text{ m} \cdot 0,7 = 4,9 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_k}{i_z} \cdot \frac{\sqrt{f_y/E}}{\pi} = \frac{4,9 \cdot 10^3}{73,4} \cdot \frac{\sqrt{275/210000}}{\pi} = 0,768 < 2$$

**HEA 400 CUMPLE LA ESBELTEZ MÁXIMA ADMISIBLE**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 1,3 > 1,2 \\ t = 19 < 40 \end{array} \right\} \rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + (\bar{\lambda}_k)^2] = 0,5[1 + 0,34 \cdot (0,768 - 0,2) + 0,768^2] = 0,891$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - (\bar{\lambda}_k)^2}} = \frac{1}{0,891 + \sqrt{0,891^2 - 0,768^2}} = 0,744$$

### Comprobación a Flexocompresión

Tras haber calculado los coeficientes de reducción por pandeo, se deben verificar las expresiones que aparecen en el CTE DB SE-A 6.3.4.2.1. Teniendo en cuenta que la flexión en el eje z se considera nula para los pórticos interiores.

$$(I) \rightarrow \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$(II) \rightarrow \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \alpha_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Según el CTE DB SE-A 6.3.4.2 el coeficiente  $k_y$  es:

$$k_y = 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C.Rd}} = 1 + 0,6 \cdot 0,693 \cdot \frac{225 \cdot 10^3}{0,8529 \cdot 4164,28 \cdot 10^3} = 1,0263$$



Además, el CTE apunta que “En las barras de pórticos de estructuras sin arriostrar con longitudes de pandeo superiores a la de las propias barras debe tomarse  $c_m=0,9$ ”.

Debido a la colocación del refuerzo en la parte superior del pilar, la comprobación de Flexocompresión se refiere a la longitud del mismo descontando el tramo reforzado, teniendo en cuenta el momento en este punto, que será el más desfavorable.

$$L = 6 \text{ m} ; \left\{ \begin{array}{l} N_{Ed} = 225 \text{ kN} \\ M_{Ed} = 576 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{array} \right\}$$

Por tanto, las expresiones quedan de la siguiente forma:

$$(I) \rightarrow \frac{225 \cdot 10^3}{0,8529 \cdot 15900 \cdot 275/1,05} + 1,0263 \cdot \frac{0,9 \cdot 576 \cdot 10^6}{1 \cdot 2310 \cdot 10^3 \cdot 275/1,05} = 0,943 \leq 1$$

$$(II) \rightarrow \frac{225 \cdot 10^3}{0,744 \cdot 15900 \cdot 275/1,05} + 1,0263 \cdot 0,8 \frac{0,9 \cdot 576 \cdot 10^6}{2310 \cdot 10^3 \cdot 275/1,05} = 0,7761 \leq 1$$

**HEA 400 CUMPLE EL E.L.U. DE PANDEO POR FLEXOCOMPRESIÓN**

### 3.3. Dimensionamiento de las jácenas

#### 3.3.1. E.L.S. Deformación

Puesto que el pilar transmite el momento a la jácena, no se requiere predimensionamiento del perfil empleado en las jácenas ya que se acuerda la utilización del mismo que se emplea para los pilares, HEA 400.

Se realizarán las mismas comprobaciones que en el dimensionamiento de los pilares de los pórticos interiores.

#### Criterio de Integridad

Para comprobar la integridad se recurre a aquella combinación que genera una flecha mayor en el interior de la jácena (aquella en la que el momento sea mayor, que a su vez es la que tiene un valor de carga más elevado).

Sobre la jácena son determinantes dos estados de carga, el más desfavorable de presión y el más desfavorable de succión. El mayor valor de carga en sentido gravitatorio se da en la ELS1 y la más desfavorable en sentido contrario es la correspondiente al ELS4.

$$ELS1 = N_1 + 0,6 \cdot V_{IS} + 0,6 \cdot V_3$$

$$ELS4 = V_6 + 0,6 \cdot V_{IP}$$

La flecha de mayor entidad se produce debida a cargas gravitatorias (ELS1). A continuación, se comprueba el criterio de integridad de los elementos constructivos fijado por el CTE DB AE.

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 48)  
Deformada x 10541

MEFI

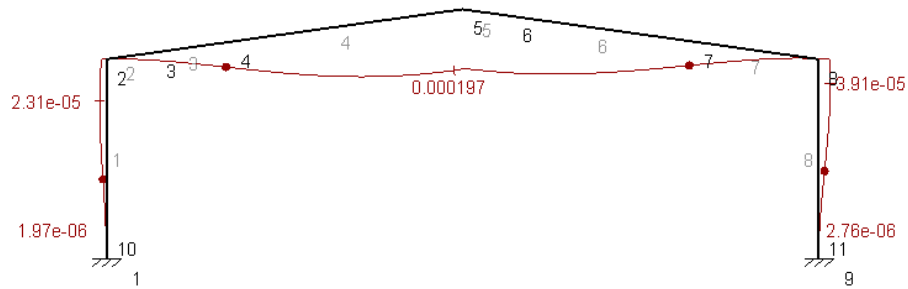


Figura 3.8: Deformada ELS1 (MEFI)

$$\delta_R = \frac{\delta}{h} < \frac{1}{300} ; \frac{1,97 \cdot 10^{-4}}{12,5} = 1,576 \cdot 10^{-5} < 3,33 \cdot 10^{-3}$$

**HEA 400 CUMPLE EL CRITERIO DE INTEGRIDAD DE E.L.S. DEFORMACIÓN**

**Criterio de apariencia**

Al considerar la apariencia de la obra, se admite que la estructura tiene suficiente rigidez, si ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor de 1/250.

Puesto que para la combinación casi permanente únicamente existen tres combinaciones de acciones la comprobación se simplifica.

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 55)  
Deformada x 19110

MEFI

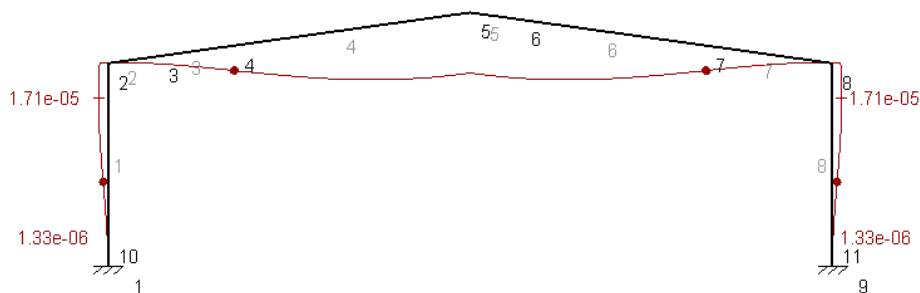


Figura 3.9: Deformada ELS8 (MEFI)

El desplome de mayor entidad se produce en la combinación ELS8, cuya deformada se puede observar en la Figura 3.9. La comprobación del criterio de apariencia es:

$$\delta_R = \frac{\delta}{h} < \frac{1}{300} ; \frac{1,09 \cdot 10^{-4}}{12,5} = 8,72 \cdot 10^{-6} < 3,33 \cdot 10^{-3}$$

**HEA 400 CUMPLE EL CRITERIO DE APARIENCIA DE E.L.S. DEFORMACIÓN**

### 3.3.2. E.L.U. Resistencia

Se realizan las comprobaciones oportunas para probar que ninguna sección de las jácenas supera la tensión máxima del material. Puesto que el axil es prácticamente constante, se debe buscar, al igual que en el E.L.S. de deformación, el punto de momento máximo positivo y negativo. De las combinaciones persistentes y accidentales, la combinación más desfavorable es la de ELU5:

$$ELU5 = 1,35 \cdot G + N1 \cdot 1,5 + V3 \cdot 1,5 \cdot 0,6 + VIS \cdot 1,5 \cdot 0,6$$

A continuación se muestran los diagramas de flectores, cortantes y axiles asociados a esta combinación:

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 35)  
Esfuerzos axiales

MEFI

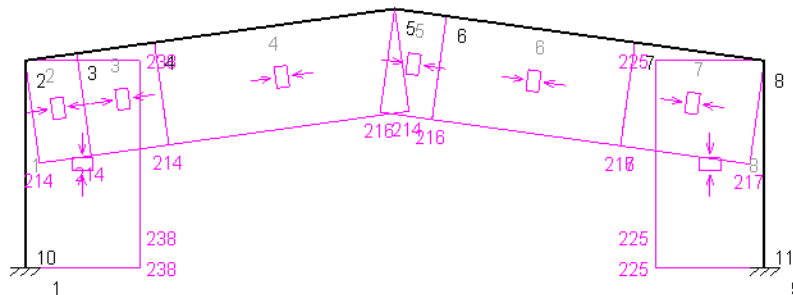


Figura 3.10: Diagrama de axiles ELU5 (MEFI)

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 35)  
Esfuerzos cortantes

MEFI

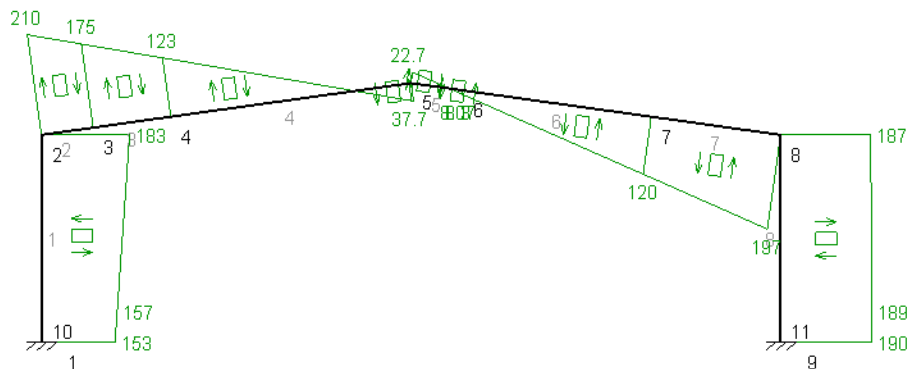
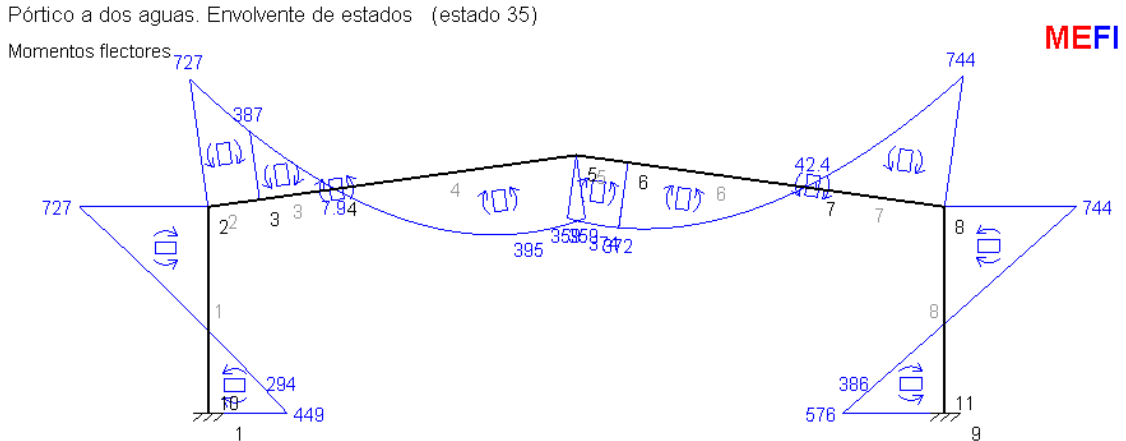


Figura 3.11: Diagrama de cortante ELU5 (MEFI)



**Figura 3.12:** Diagrama de momentos ELU5 (MEFI)

### 3.3.2.1. Resistencia a cortante

El esfuerzo cortante de cálculo  $V_{Ed}$  será menor que la resistencia de las secciones a cortante  $V_{c,Rd}$  que, en ausencia de torsión será igual a la resistencia plástica:

$$V_{pl,Rd} = A_V \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$A_V = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 5735 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 5735 \cdot \frac{275/1,05}{\sqrt{3}} = 867,19 \text{ kN} > 197 \text{ kN}$$

**HEA 400 CUMPLE LA RESISTENCIA A CORTANTE DE E.L.U. RESISTENCIA**

Para la comprobación de resistencia a flexión, si  $V_{Ed} > 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$ ,  $M_{c,Rd}$  se reduce a  $M_{V,Rd}$ . En este caso no es necesario realizar la reducción:

$$V_{Ed} > 0,5 \cdot V_{c,Rd} \rightarrow 197 \text{ kN} < 433,59 \text{ kN}$$

### 3.3.2.2. Resistencia a compresión

La resistencia de las secciones a compresión será la resistencia plástica de la sección bruta para las secciones de clases 1 a 3 (Clase 1, Anexo 3):

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} = 15900 \cdot \frac{275}{1,05} = 4164,28 \text{ kN} > 217 \text{ kN}$$

**HEA 400 CUMPLE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE E.L.U. RESISTENCIA**

### 3.3.2.3. Resistencia a flexión

Aunque el perfil HEA 400 se comporta como Clase 1, realizaremos las comprobaciones como Clase 3 para evitar la formación de rótulas plásticas que puedan comprometer la estabilidad de la estructura. La resistencia de las secciones a flexión será la resistencia elástica:



$$M_{el,Rd} = W_{el} \cdot f_{yd} = 2310 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot \frac{275}{1,05} \text{ N/mm}^2 = 605 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{el,Rd} \geq M_{Ed} \rightarrow 605 \text{ kN} \cdot \text{m} < 744 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**HEA 400 NO CUMPLE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN DE E.L.U. RESISTENCIA EN LA BASE DE LA JÁCENA**

$$M_{el,Rd} \geq M_{Ed} \rightarrow 605 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq 358,5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**HEA 400 CUMPLE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN DE E.L.U. RESISTENCIA EN LA CABEZA DE LA JÁCENA**

Puesto que la resistencia a flexión no alcanza el momento actuante sobre la base de la jácena, se propone la colocación de cartelas formadas por medio perfil HEA 400 soldado hasta una distancia:

$$M_{Ed} = -744 + 187x + 0,4285 \cdot x^2/2$$

$$M_{Ed}(x) = -M_{el,Rd}$$

$$-744 + 197x - 17,576 \cdot \frac{x^2}{2} = 605 \rightarrow x = 0,7293 \text{ m}$$

Es decir, se requiere un refuerzo que comience en la cabeza del pilar y acabe a 0,73 m. Puesto que la longitud de refuerzo se modula en tramos de una determinada longitud comercial, se toma como módulo  $m = 1\text{m}$ .

### 3.3.3. E.L.U. Pandeo

En esta comprobación se debe verificar que las jácenas no superarán la tensión crítica de pandeo en ningún plano de trabajo, XY y XZ. Para ello se obtienen los coeficientes de reducción por pandeo  $\chi$  en ambos planos y posteriormente se realiza la comprobación de tensiones en el punto más desfavorable del pilar. Puesto que se trata de un pilar con axil casi constante, se utiliza aquel punto que presente un momento mayor. La combinación de cargas más desfavorable será de nuevo la ELU5.

En primer lugar se aborda el cálculo de los coeficientes  $\beta$  de pandeo para determinar el valor de las esbelteces mecánicas  $\lambda$  y por último los coeficientes de reducción por pandeo  $\chi$  que serán utilizados en la expresión general de verificación del E.L.U.

Durante el cálculo de las comprobaciones debidas al pandeo, se considerarán ambas jácenas como un elemento único de 25 m.

#### Plano del pórtico XZ

En el plano del pórtico, las condiciones de sustentación de la jácena se corresponden con un empotramiento elástico, ya que el movimiento de la misma queda impedido por los soportes que la sustentan a ambos lados. Por ello, y teniendo en cuenta que no hay posibilidad de movimiento relativo vertical entre apoyos, se considera:



$$\beta = 1$$

Para calcular el pandeo en el plano XZ se emplean las características geométricas del perfil en el eje y.

$$L_k = L \cdot \beta = 25 \text{ m} \cdot 1 = 25 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_k}{i_y} \cdot \frac{\sqrt{f_y/E}}{\pi} = \frac{25 \cdot 10^3}{168} \cdot \frac{\sqrt{275/210000}}{\pi} = 1,7141 < 2$$

**HEA 400 CUMPLE LA ESBELTEZ MÁXIMA ADMISIBLE**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 1,3 > 1,2 \\ t = 19 < 40 \end{array} \right\} \rightarrow \alpha = 0,21$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + (\bar{\lambda}_k)^2] = 0,5[1 + 0,21 \cdot (1,7141 - 0,2) + 1,7141^2] = 2,12$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - (\bar{\lambda}_k)^2}} = \frac{1}{2,12 + \sqrt{2,12^2 - 1,7141^2}} = 0,2957 \leq 1$$

#### Plano perpendicular al pórtico YZ

En el plano perpendicular al pórtico el cálculo de los coeficientes de pandeo se puede omitir ya que las correas de cubierta arriostran las jácenas impidiendo el pandeo. Por tanto:

$$\chi_z = 1$$

#### Comprobación a Flexocompresión

Una vez calculados los coeficientes de reducción por pandeo, se deben verificar las expresiones que aparecen en el CTE DB SE-A 6.3.4.2.1. Teniendo en cuenta que la flexión en el eje z se considera nula para los pórticos interiores.

$$(I) \rightarrow \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$(II) \rightarrow \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \alpha_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Según el CTE DB SE-A 6.3.4.2 el coeficiente  $k_y$  es:

$$k_y = 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}} = 1 + 0,6 \cdot 1,7141 \cdot \frac{217 \cdot 10^3}{0,2957 \cdot 4164,28 \cdot 10^3} = 1,1812$$

$$c_{m,y} = 0,1 - 0,8 \cdot (-0,48) = 0,484 \geq 0,4$$

$$\alpha = \frac{M_s}{M_n} = \frac{360,03 \cdot 10^6}{-744 \cdot 10^6} = -0,48$$

Por tanto, las expresiones quedan de la siguiente forma:

$$(I) \rightarrow \frac{217 \cdot 10^3}{0,2957 \cdot 15900 \cdot 275/1,05} + 1,1812 \cdot \frac{0,484 \cdot 744 \cdot 10^6}{1 \cdot 2310 \cdot 10^3 \cdot 275/1,05} = 0,8792 \leq 1$$

$$(II) \rightarrow \frac{217 \cdot 10^3}{1 \cdot 15900 \cdot 275/1,05} + 1,1812 \cdot 0,8 \frac{0,484 \cdot 744 \cdot 10^6 + 0 \cdot 470 \cdot 10^3}{2310 \cdot 10^3 \cdot 275/1,05} = 0,6145 \leq 1$$

### HEA 400 CUMPLE EL E.L.U. DE PANDEO POR FLEXOCOMPRESIÓN

#### 3.4. Dimensionamiento de las placas de anclaje

Una vez dimensionado el pórtico interior se procede a calcular la placa de anclaje que unirá el pilar con la cimentación.

La combinación de acciones que genera un momento mayor sobre la base del pilar se corresponde con la utilizada para el dimensionamiento del mismo. Es la ELU5:

$$ELU5 = 1,35 \cdot G + N1 \cdot 1,5 + V3 \cdot 1,5 \cdot 0,6 + VIS \cdot 1,5 \cdot 0,6$$

Esta transmite a la cimentación, a través de la placa de anclaje, los siguientes esfuerzos de cálculo:

$$N_{Ed} = 45,58 \text{ kN} \quad ; \quad V_{Ed} = 42,98 \text{ kN} \quad ; \quad M_{Ed} = 75,22 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Tal y como se estableció en el apartado 1.3. la zapata donde se anclará el pilar es de hormigón HA-30 ( $\gamma_c=1,5$ ) y el material de la placa de anclaje, pernos, cartelas y pilares es S275JR ( $\gamma_{M0}=1,05$ ).

##### 3.4.1. Predimensionado

El perfil HEA 400 que compone el soporte, tiene un canto h de 390 mm y un ancho b de 300 mm. Como criterio de predimensionado de la placa, se conviene otorgar un vuelo lateral de 160 mm a ambos lados de la dirección en que se produce la flexión. Mientras que se emplea un vuelo de 80 mm en la dirección ortogonal a la flexión. Se asume también una distancia desde los pernos al borde de la placa de anclaje de 60 mm (Figura 3.13).

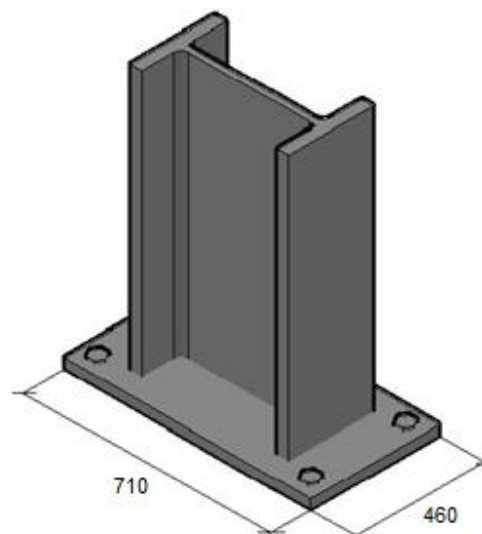


Figura 3.13: Perspectiva isométrica de placa de anclaje

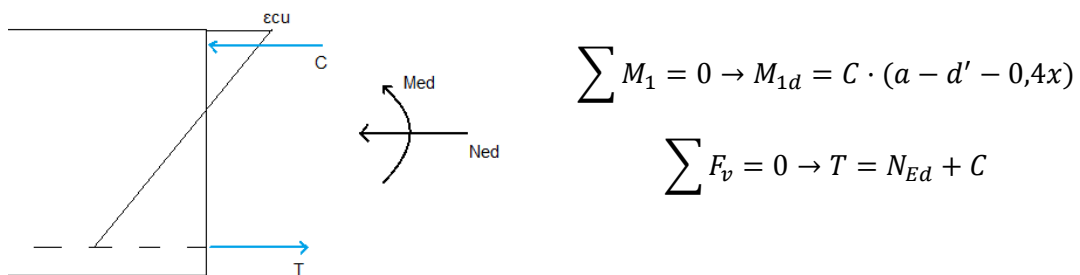
### 3.4.2. E.L.U. de agotamiento del apoyo

El agotamiento del apoyo se producirá de manera paralela al del hormigón, es decir, se producirá cuando este alcance su deformación última  $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ .

En primer lugar, se determina el valor de la resistencia de cálculo de la unión  $f_{jd}$ . Para el cálculo se considera un coeficiente de la unión  $\beta_j = 1$  y un factor de concentración  $k_j = 1$ .

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd} = 1 \cdot 1 \cdot \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa} \leq 3,3 \cdot f_{cd} 66 \text{ MPa}$$

Para resolver los diferentes E.L.U. se plantean las ecuaciones de equilibrio, tanto sumatorio de fuerzas verticales como de momentos en el eje de los pernos. Al tratarse de una sección de hormigón armado, las deformaciones de acero y hormigón están ligadas, por ello se sigue la metodología marcada por la EHE.



Resolviendo la primera ecuación se obtiene la profundidad de la fibra neutra y:

$$\sum M_1 = 0 \rightarrow M_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{a}{2} - d'\right) = 0,8y \cdot f_{jd} \cdot b' \cdot (a - d' - 0,4y)$$

$$577 \cdot 10^6 + 225 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{710}{2} - 60\right) = 0,8y \cdot 20 \cdot 460 \cdot (710 - 60 - 0,4y)$$

$$y = 131,22 \text{ mm} \rightarrow x = 104,97 \text{ mm} < \frac{a}{4} = 177,5 \text{ mm}$$

$$x = 0,8y$$

### LA BASA PROPUESTA CUMPLE EL E.L.U. DE AGOTAMIENTO DEL APOYO

De la ecuación de equilibrio de fuerzas verticales se obtiene el valor de la tracción en los pernos:

$$T = C - N_d = x \cdot f_{jd} \cdot b - N_d = 104,97 \cdot 20 \cdot 460 - 225 \cdot 10^3 = 740,72 \text{ kN}$$

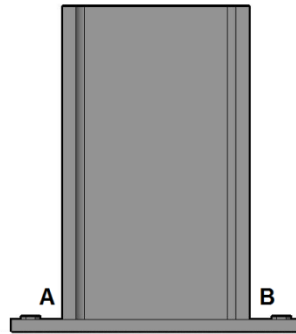
### 3.4.3. E.L.U. de agotamiento de la placa a flexión

En este apartado se pretende optimizar el espesor de la placa de anclaje para que se verifique el E.L.U. de agotamiento de la placa.

$$M_{Ed} \leq M_{cr,d} \rightarrow M_{Ed} \leq W \cdot f_{yd}$$



El momento de cálculo es aquel que se produce en las zonas de la placa más débiles, aquellas donde se produce el encuentro placa-pilar (Puntos A y B), ya que la zona entre A y B queda reforzada por el soporte (Figura 3.14).



**Figura 3.14:** Alzado de placa de anclaje

El momento en el punto A, encuentro del pilar con la placa en la zona comprimida:

$$M_A = \sigma_c \cdot 0,8y \cdot b' \cdot \left( v - \frac{0,8y}{2} \right) = \frac{30}{1,5} \cdot 104,97 \cdot 460 \cdot \left( 160 - \frac{104,97}{2} \right) = 103,82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El momento en el punto B, encuentro del pilar con la placa en la zona traccionada:

$$M_B = T \cdot (v - d') = 740,72 \text{ kN} \cdot (160 - 60) = 74,07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ya que la comprobación de E.L.U. se ha de realizar en la sección más solicitada, la máxima de ambas será:

$$\max(M_A, M_B) = M_A = 103,82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

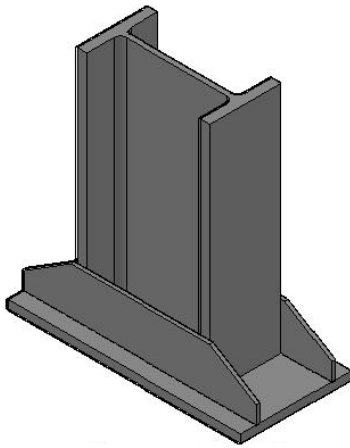
El siguiente paso consiste en despejar el valor del espesor de la placa de la ecuación que verifica el E.L.U. de agotamiento de la placa:

$$W = \frac{I}{e/2} = \frac{\frac{1}{12} \cdot b \cdot e^3}{e/2} = \frac{1}{6} \cdot b \cdot e^2$$

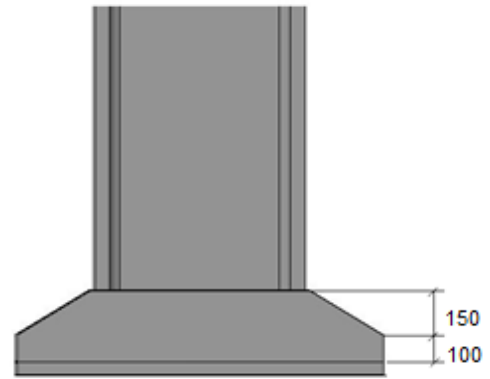
$$M_{Ed} = \frac{1}{6} \cdot b \cdot e^2 \cdot f_{yd}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{M_{Ed} \cdot 6}{b \cdot f_{yd}}} = \sqrt{\frac{103,82 \cdot 10^6 \cdot 6}{460 \cdot \frac{275}{1,05}}} = 71,90 \text{ mm}$$

Dado que el espesor obtenido supera por mucho los espesores comerciales de los que disponemos (22, 25, 30, 35, 40) se propone la colocación de dos cartelas (710.250.15) que abracen el perfil en el plano de flexión y se adopta un espesor de la placa  $e = 25 \text{ mm}$  (Figuras 3.15, 3.16 y 3.17).



**Figura 3.15:** Perspectiva isométrica con cartelas



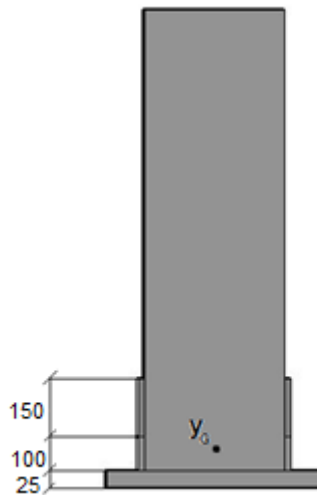
**Figura 3.16:** Alzado con cartelas

Se obtienen las características mecánicas de la sección resultante al colocar las cartelas, se procede a calcular el área y el nuevo centro de gravedad de la sección.

$$A = 190000 \text{ mm}^2$$

$$y_G = 66,77 \text{ mm}$$

$$I = 125485882 \text{ mm}^4$$



**Figura 3.17:** Perfil de placa de anclaje con cartelas

Se debe tener en cuenta que al no ser simétrica la pieza respecto al centro de gravedad, no es igual el módulo resistente calculado respecto a la fibra superior e inferior. Se calcularan ambos escogiendo posteriormente el menor de los dos.

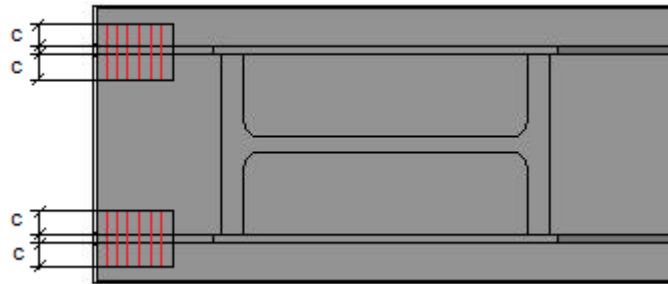
$$W_{sup} = \frac{I}{h - y_G} = \frac{125485882 \text{ mm}^4}{275 \text{ mm} - 66,77 \text{ mm}} = 602631,13 \text{ mm}^3$$

$$W_{inf} = \frac{I}{y_G} = \frac{125485882 \text{ mm}^4}{66,77 \text{ mm}} = 1879375,19 \text{ mm}^3$$

$$W = \min(W_{sup}, W_{inf}) = 602631,13 \text{ mm}^3$$

**E.L.U. de agotamiento de la placa a flexión con cartelas**

La compresión de las cartelas no se transmite a la totalidad del ancho, sino que únicamente colaboran las proximidades de las mismas, tal y como se observa en la Figura 3.18:



**Figura 3.18:** Distribución en planta de las tensiones de compresión

$$c = e \cdot \left( \frac{f_{yd}}{3 \cdot f_{jd}} \right)^{1/2} = 25 \cdot \left( \frac{275/1,05}{3 \cdot 20} \right)^{1/2} = 52,23 \text{ mm}$$

Luego el ancho portante de compresión será:

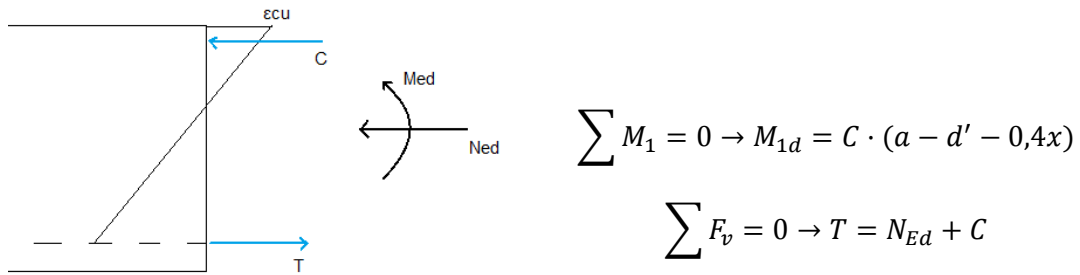
$$b' = 2 \cdot (2 \cdot c + e_c) = 2 \cdot (2 \cdot 52,23 + 15) = 238,92 \text{ mm}$$

Se deben realizar algunas verificaciones geométricas:

1. El alma del perfil debe ser mayor que dos veces  $b'$  para evitar el solapamiento.
2. La anchura suplementaria no puede ser mayor que el vuelo lateral.
3. El doble de  $b'$  no puede ser mayor que el ancho de la placa.

$$b' = 307,6 \left\{ \begin{array}{l} b_{perf} > 2c \rightarrow 300 > 104,46 \rightarrow OK! \\ \frac{460 - 300 - 2 \cdot 15}{2} > c \rightarrow 65 > 52 \rightarrow OK! \\ b > b' \rightarrow 460 > 238,92 \rightarrow OK! \end{array} \right\}$$

Al modificar el ancho portante de la placa de  $b$  a  $b'$ , se debe recalculer el E.L.U. de agotamiento del apoyo, para obtener la anchura del bloque de compresiones y la tracción de los pernos.



Resolviendo la primera ecuación se obtiene la profundidad de la fibra neutra y:

$$\sum M_1 = 0 \rightarrow M_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{a}{2} - d'\right) = 0,8y \cdot f_{cd} \cdot b' \cdot (a - d' - 0,4y)$$

$$577 \cdot 10^6 + 225 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{710}{2} - 60\right) = 0,8y \cdot 20 \cdot 238,92 \cdot (710 - 60 - 0,4y)$$

$$y = 323,21 \text{ mm} \rightarrow x = 258,57 \text{ mm} \geq \frac{a}{4} = 177,5 \text{ mm}$$

$$x = 0,8y$$

**LA BASA PROPUESTA NO CUMPLE EL E.L.U. DE AGOTAMIENTO DEL APOYO**

La colocación de las cartelas y su correspondiente reducción del ancho portante de la placa, han provocado un aumento considerable del bloque de compresiones que se ha de compensar con un aumento de las dimensiones de la placa. Por lo tanto se propone la colocación de una placa de dimensiones de 800x460x30 mm con cartelas de 800x250x15.

Recalculamos el ancho portante de la placa:

$$c = e \cdot \left(\frac{f_{yd}}{3 \cdot f_{jd}}\right)^{1/2} = 30 \cdot \left(\frac{275/1,05}{3 \cdot 20}\right)^{1/2} = 62,67 \text{ mm}$$

Luego el ancho portante de compresión será:

$$b' = 2 \cdot (2 \cdot c + e_c) = 2 \cdot (2 \cdot 62,67 + 15) = 280,71 \text{ mm}$$

Se vuelven a realizar las verificaciones geométricas para la nueva basa:

$$b' = 467,84 \text{ mm} \left\{ \begin{array}{l} b_{perfil} > 2c \rightarrow 300 > 125,34 \rightarrow OK! \\ \frac{460 - 300 - 2 \cdot 15}{2} > c \rightarrow 65 > 62,67 \rightarrow OK! \\ b > b' \rightarrow 460 > 280,71 \rightarrow OK! \end{array} \right\}$$

Se cumplen todas las verificaciones con lo que se tomará b' como ancho portante de la placa. Recalculamos los sumatorios con las nuevas dimensiones:

$$\sum M_1 = 0 \rightarrow M_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{a}{2} - d'\right) = 0,8y \cdot f_{cd} \cdot b' \cdot (a - d' - 0,4y)$$

$$577 \cdot 10^6 + 225 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{800}{2} - 60\right) = 0,8y \cdot 20 \cdot 280,71 \cdot (800 - 60 - 0,4y)$$

$$y = 223,67 \text{ mm} \rightarrow x = 178,93 \text{ mm} \leq \frac{a}{4} = 200 \text{ mm}$$

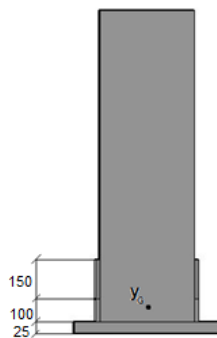
$$x = 0,8y$$

### LA BASA PROPUESTA CUMPLE EL E.L.U. DE AGOTAMIENTO DEL APOYO

De la ecuación de fuerzas verticales se obtiene la tracción de los pernos:

$$T = C - N_d = x \cdot f_{cd} \cdot b' - N_d = 178,14 \cdot 20 \cdot 280,71 - 225 \cdot 10^3 = 775,11 \text{ kN}$$

Una vez verificado el E.L.U. de agotamiento del apoyo, se debe comprobar el E.L.U. de agotamiento de la placa a flexión una vez colocadas las cartelas. Para ello, lo primero es recalculer las características mecánicas de la pieza.



Área (mm <sup>2</sup> )	190000
Y <sub>G</sub> (mm)	66,77
Inercia (mm <sup>4</sup> )	125485882

**Tabla 3.2:** Características mecánicas placa de anclaje con cartelas

**Figura 3.19:** Perfil de placa de anclaje con cartelas

$$W_{sup} = \frac{I}{h - y_G} = \frac{125485882 \text{ mm}^4}{275 \text{ mm} - 66,77 \text{ mm}} = 602631,13 \text{ mm}^3$$

$$W_{inf} = \frac{I}{y_G} = \frac{125485882 \text{ mm}^4}{66,77 \text{ mm}} = 1879375,19 \text{ mm}^3$$

$$W = \min(W_{sup}, W_{inf}) = 602631,13 \text{ mm}^3$$

Los momentos en los puntos más desfavorables son:

$$M_A = x \cdot f_{cd} \cdot b' \cdot \left(v - \frac{x}{2}\right) = 178,93 \cdot 20 \cdot 280,71 \cdot \left(205 - \frac{178,93}{2}\right) = 116,06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_B = T \cdot (v - d') = 775,11 \cdot 10^3 \cdot (205 - 60) = 112,39 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\max(M_A, M_B) = M_A = 116,06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

La comprobación del agotamiento de la placa flexión queda:

$$M_{Ed} \leq M_{cr,d} \rightarrow M_{Ed} \leq W \cdot f_{yd}$$

$$116,06 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \leq 602631,13 \cdot \frac{275}{1,05} = 157,83 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

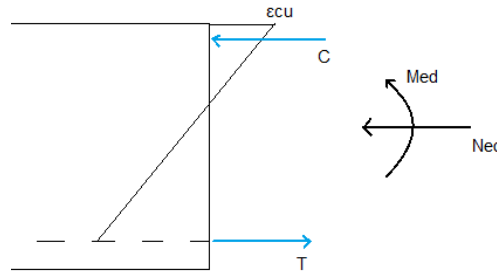
### LA BASA PROPUESTA CUMPLE EL E.L.U. DE AGOTAMIENTO DE LA PLACA A FLEXIÓN



### 3.4.4. E.L.U. de agotamiento de los pernos a tracción

Una vez comprobada la resistencia de la placa, se procede a comprobar la resistencia de los pernos que anclan ésta a la cimentación. Se busca tanto el número de pernos a colocar como el tamaño de cada uno de ellos.

A continuación se calcula la deformación de los pernos:



$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{cu} = 0,0035 \\ y = 223,67 \end{array} \right\} \rightarrow \varepsilon_s = \frac{(a - d')}{y} \cdot \varepsilon_{cu} = \frac{800 - 60}{223,67} \cdot 0,0035 = 0,01157$$

Solo queda determinar si dicha deformación está en zona elástica ( $\varepsilon_s < \varepsilon_y$ ) o en zona plástica ( $\varepsilon_s > \varepsilon_y$ ), para determinar la tensión asociada a dicha deformación.

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{275}{210000} = 1,30 \cdot 10^{-3} < \varepsilon_s \rightarrow \text{ZONA PLÁSTICA}$$

Luego la tensión de los pernos será igual a  $f_{yd}$ :

$$f_{yd} = \frac{f_{yd}}{\gamma_s} = \frac{275}{1,05} = 261,90 \frac{N}{mm^2}$$

El siguiente paso consiste en calcular tanto el número de pernos a colocar como el diámetro de éstos, para aguantar la tracción que provoca la flexión de la placa. Conocida la tensión a la que están trabajando los pernos, se puede calcular la cantidad de acero necesaria:

$$T = A_s \cdot \sigma_s \rightarrow A_s = \frac{T}{\sigma_s} = \frac{775,11 \cdot 10^3 N}{261,90 N/mm^2} = 2959,56 mm^2$$

Se van a colocar pernos soldados para evitar la pérdida de un 20% de área que se da cuando estos son mecanizados con tuerca. En estas condiciones, el número de pernos necesarios serán:

$$A_s = n \cdot A_\phi = n \cdot \left( \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} \right) \rightarrow n = \frac{A_s}{\left( \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} \right)}$$

El procedimiento de cálculo consiste en fijar un número de pernos, y a partir de ahí obtenemos el diámetro de los mismos. Comenzaremos por colocar 6 pernos.



$$\phi = \sqrt{\frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot n}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2959,56}{\pi \cdot 6}} = 25,00 \text{ mm}$$

**SE ACUERDA LA COLOCACIÓN DE 6φ25 CORRUGADOS B500S**

### 3.4.5. E.L.U. de agotamiento de los pernos a cortante

Antes de comprobar el agotamiento a cortante, se realiza la verificación del criterio de resistencia a tracción según el CTE DB SE-A 8.5.2.3.

$$F_{t,Rd} \geq T_{Ed} \rightarrow F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 550 \cdot \left(\pi \cdot \frac{25^2}{4}\right)}{1,25} = 194,38 \text{ kN} \geq 129,84 \text{ kN}$$

**SE CUMPLE LA RESISTENCIA A TRACCIÓN DE LOS PERNOS**

Según el artículo 8.8.1. del CTE DB SE-A, la resistencia a cortante de un perno de anclaje será:

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,368 \cdot 550 \cdot \left(\pi \cdot \frac{25^2}{4}\right)}{1,25} = 79,48 \text{ kN}$$

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003 \cdot f_{yb} = 0,44 - 0,0003 \cdot 240 = 0,368$$

El esfuerzo cortante de cálculo debe ser menor que:

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_t \cdot F_{vb,Rd} = 67500 + 12 \cdot 79480 = 1021,26 \text{ kN} \geq 129,84 \text{ kN}$$

Con:

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{Ed} = 0,30 \cdot 225 \cdot 10^3 = 67500 \text{ N}$$

Por último se ha de calcular la interacción Tracción-Cortante:

$$\frac{V_{Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{T}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{190 \cdot 10^3}{1021,26 \cdot 10^3} + \frac{775,11 \cdot 10^3}{1,4 \cdot 1166,28 \cdot 10^3} = 0,6607 \leq 1$$

**SE CUMPLE EL E.L.U. DE AGOTAMIENTO DE LOS PERNOS A CORTANTE**

### 3.4.6. E.L.U. de anclaje de los pernos

La longitud de anclaje de una barra depende, entre otros factores, de las propiedades de adherencia de las barras y de la posición que estas ocupan en la pieza de hormigón. La longitud de anclaje ( $l_a$ ) se determina mediante la siguiente expresión:

$$l_a = l_{b,meta} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

Con:

$$\left\{ \begin{array}{l} l_{bl} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bd}} \\ \tau_{bm} = (0,36\sqrt{f_{ck}})/\gamma_c \end{array} \right\} \rightarrow l_b = \frac{25}{4} \cdot \frac{275/1,05}{(0,36 \cdot \sqrt{30})/1,5} = 1245,23 \text{ mm}$$

Por tanto:

$$l_a = l_{b,meta} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}} = 1245,23 \cdot \beta \cdot \frac{2959,96}{6 \cdot \left(\pi \cdot \frac{25^2}{4}\right)} = 1251,45 \beta$$

Empleando los coeficientes que aparecen en la tabla 69.5.1.2.b, y un tipo de anclaje en patilla, el valor del coeficiente es  $\beta = 0,7$ . Luego:

$$l_a = 1251,45 \cdot 0,7 = 876 \text{ mm}$$

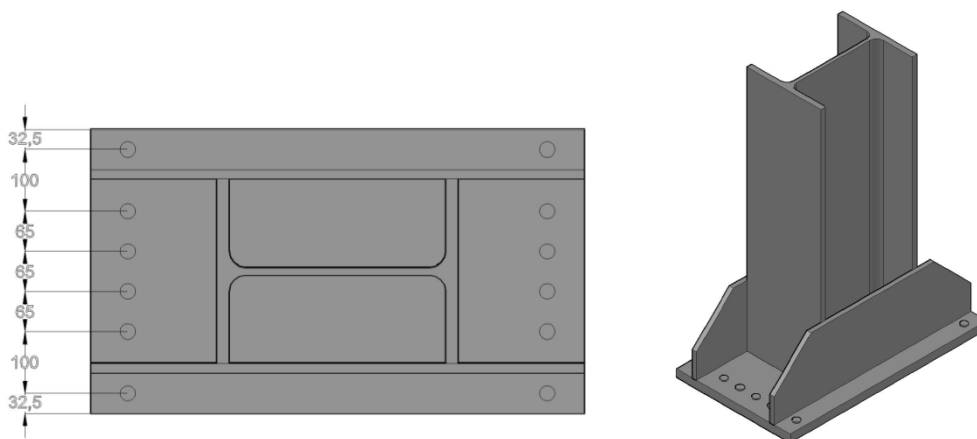
Para terminar se comprueba que la longitud de anclaje no quede excesivamente reducida respecto a la longitud básica:

$$l_a = 876 \nless \max\left(10\phi, 150 \text{ mm}, \frac{l_b}{3}\right) = \max(250, 150, 415) = 415 \text{ mm}$$

**SE VERIFICA LA LONGITUD DE ANCLAJE DE 876 mm EN PATILLA**

### 3.4.7. Disposición de los pernos

En las Figuras 3.19 y 3.20 se observa el modelo de disposición escogido para los pernos en la placa de anclaje del soporte a la zapata.



**Figura 3.20 y 3.21:** Disposición de los pernos en la placa de anclaje

### 3.5. Dimensionado de las cimentaciones

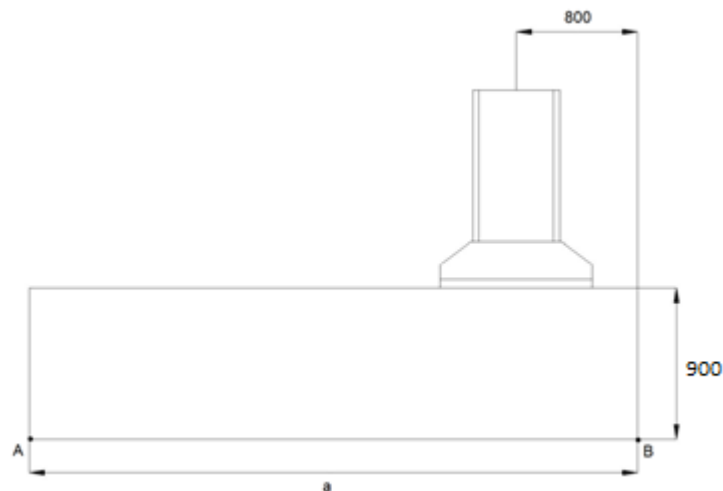
La finalidad de este apartado consiste en realizar el cálculo de la cimentación de los pórticos interiores. Los datos de partida de los que se dispone son:

- Soporte HEA 400
- Placa 1000x850x50 con cartelas de 800x460x30

Se emplean zapatas excéntricas para favorecer la resistencia al vuelco de las mismas, favorecido por las acciones horizontales como viento o sismo. El canto, en principio será de 900 mm y deberán ser capaces de soportar las acciones que provienen de los pórticos interiores, cuyos valores han sido analizados con MEFI para obtener las combinaciones que generan las reacciones en los apoyos más desfavorables.

En el apartado 1.4. quedan fijados los materiales de la zapata, acero B500SD, hormigón HA-30 y solera de 10 cm como exige la EHE-08 en el anejo 18. Ambos pilares, izquierdo y derecho, se soportarán sobre zapatas iguales, ya que las acciones no simétricas pueden actuar tanto de derecha a izquierda como de izquierda a derecha.

Como criterio de predimensionamiento se tendrá en cuenta una excentricidad de unos 80 cm con respecto al borde de la zapata, de la placa que aguanta el soporte (Figura 3.22).



**Figura 3.22:** Dimensiones zapata izquierda

Durante el proceso de cálculo de la cimentación se deben verificar 3 E.L.U. distintos para garantizar la seguridad estructural de la misma. Por tanto, según el CTE DB SE-C:

- E.L.U. de equilibrio, seguridad al vuelco.
- E.L.U. de agotamiento del terreno.
- E.L.U. de agotamiento de la estructura de cimentación.

### 3.5.1. E.L.U. de equilibrio. Seguridad al vuelco

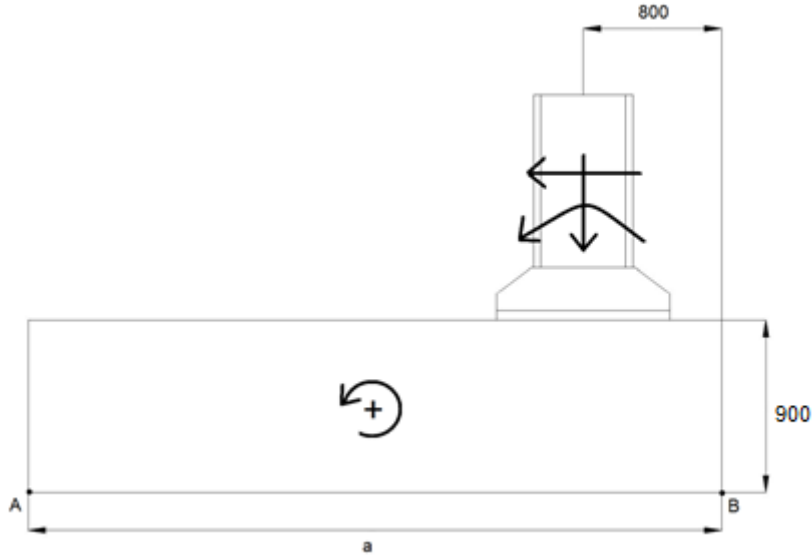
Se considera que hay suficiente estabilidad del conjunto si para todas las situaciones, se cumple la siguiente condición:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \rightarrow Y_{d,stab} \cdot M_{d,stab} \geq Y_{d,dst} \cdot M_{d,dst}$$

Es decir, que el valor de cálculo de los efectos de las acciones desestabilizadores sea menor que el de las acciones estabilizadoras. El problema radica en conocer qué efecto tiene cada

una de las acciones que llegan desde el pilar, para poder situarlas a un lado u otro de la comprobación.

**Zapata izquierda**



**Figura 3.23:** Criterio de signos para esfuerzos en zapata izquierda

Se pretende obtener las dimensiones de la base de la zapata gracias a los momentos de vuelco sobre los puntos A y B. El primer paso consiste en obtener la combinación de acciones que provoca un momento de vuelco mayor.

A continuación se detalla el cálculo correspondiente a las acciones permanentes (G), las demás se muestran resueltas en la Tabla 3.3. En el punto A, el efecto de la acción A será desestabilizante si:

$$M_{A,G \text{ dst}} > 0$$

$$M_A = M + V \cdot 0,9 - N \cdot (a - 0,8)$$

$$159,7 + 52,1 \cdot 0,9 - 54,6 \cdot (a - 0,8) = 0 \rightarrow a < 3,79 \text{ m}$$

Por tanto, si la zapata tuviera un ancho mayor a 3,79 m, el efecto de las cargas permanentes G sería desestabilizante respecto al punto A.

Ahora bien, para el punto B:

$$M_{B,G \text{ dst}} < 0$$

$$M_B = M + V \cdot 0,9 + N \cdot 0,8$$

$$M_B = 159,7 + 52,1 \cdot 0,9 + 54,6 \cdot 0,8 = 155,21 \text{ kN} \cdot \text{m} > 0$$

En este caso, el momento de vuelco de las acciones permanentes sobre el punto B es estabilizante.



Si se repiten estos cálculos para todas las acciones simples se puede determinar cuáles son las más desfavorables desde el punto de vista del vuelco. La penúltima columna muestra las dimensiones máximas de la zapata para que las acciones sean desestabilizantes, mientras que la última muestra el momento de vuelco respecto al punto B. (Tabla 3.3)

CARGA	N (kN)	V (kN)	M (kN·m)	aMAX dst	MVUELCOB
G	41	32,04	93,57	3,79	155,21
V1	-37,69	-46,95	-126,24	5,27	-198,65
V2	-37,08	-46,95	-126,45	5,35	-198,37
V3	-4,67	-34,23	-104,11	29,69	-138,65
V4	-43,85	-14,74	-68,76	2,67	-117,11
V5	-38,37	-10,91	-57,08	2,54	-97,60
V6	-36,12	-16,1	-63,05	2,95	-106,44
N1	115,25	90,08	263,03	3,79	436,30
N2	101,23	63,53	160,65	2,95	298,81
N3	71,64	71,59	233,9	4,96	355,64
VIS	15	5,97	25,03	2,83	42,40
VIP	-10,02	-3,99	-16,73	2,83	-28,34
Q	35,75	27,94	81,59	3,79	135,34

**Tabla 3.3:** Estudio del vuelco para la zapata izquierda

Puesto que el momento provocado por las acciones de viento es negativo (estabilizante), en las combinaciones de E.L.U. de vuelco no se tendrán en cuenta. Por lo tanto, se realizará la combinatoria con la G, N1, N2, N3 Y SCU.

De las cuatro combinaciones generadas en el Anexo 2 de Combinación de acciones, la más desfavorable resulta ser la ELUV3 a la que habrá que sumar la acción del peso propio de la zapata:

$$ELUV3 = 1 \cdot G + 1 \cdot N3$$

Empleando la ecuación con la que se comenzó este apartado, y los coeficientes de seguridad mostrados en la tabla 2 del CTE DB SE-C, se calcularán las dimensiones de la zapata. Se considera que la zapata será menor de 3,79 m, por lo tanto G y N3 serán desestabilizantes. Además se considera el peso propio de la misma, que siempre es estabilizante.

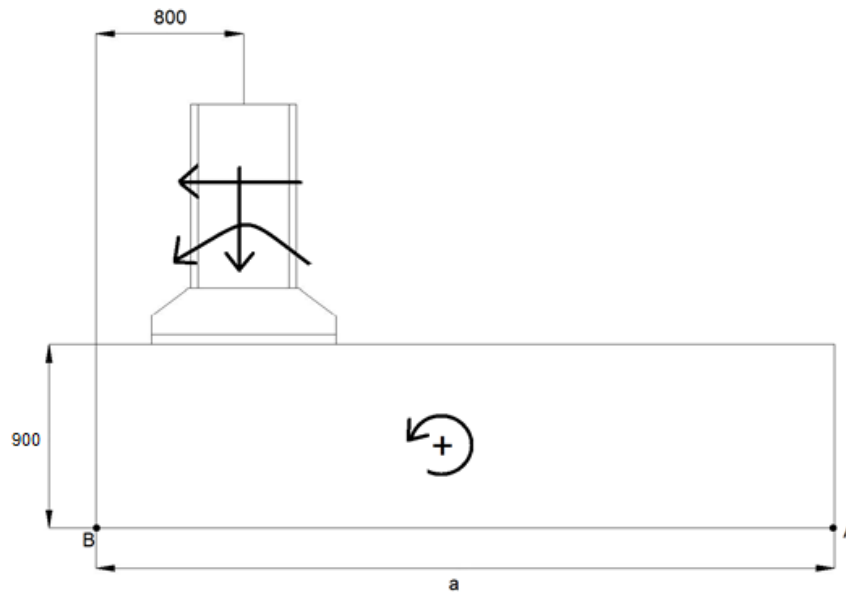
$$Y_{d, stb} \cdot M_{d, stb} \geq Y_{d, dst} \cdot M_{d, dst} \rightarrow \begin{cases} Y_{d, stb} = 0,9 \\ Y_{d, dst} = 1,8 \end{cases}$$

$$M_{d, stb} = M_{PP} = 5,625 \cdot a^3$$

$$M_{d, dst} = M_G + M_{N3} = (155,2 - 41 \cdot a) + (355,64 - 71,64 \cdot a) = 510,84 - 112,64 \cdot a$$

$$0,9 \cdot 5,625 \cdot a^3 = 1,8 \cdot (510,84 - 112,64 \cdot a) \rightarrow a = 3,48 \text{ m}$$

Finalmente, las dimensiones asignadas a la zapata son: **Z (3500x1750x900)mm**

**Zapata derecha****Figura 3.24:** Criterio de signos para esfuerzos en zapata derecha

Se repite el procedimiento seguido en la zapata izquierda. En primer lugar, analizar las cargas permanentes en los dos puntos de vuelco, y en segundo lugar repetir la operación con todas las acciones primarias.

En el punto A, el momento de vuelco será estabilizante si el signo es positivo:

$$M_{A,G \text{ dst}} < 0$$

$$M_A = M + V \cdot 0,9 + N \cdot (a - 0,8)$$

$$-93,57 + 32,04 \cdot 0,9 + 54,5 \cdot (a - 0,8) = 0 \rightarrow a < 3,79 \text{ m}$$

De este modo, si  $a$  es menor que 3,79 m el efecto de las acciones permanentes es desestabilizante.

Respecto al punto B, el efecto de las acciones permanentes será estabilizante si el signo es negativo.

$$M_{B,G \text{ dst}} > 0$$

$$M_B = M + V \cdot 1000 + N \cdot 800$$

$$M_B = -159,8 - 52,1 \cdot 1000 - 54,5 \cdot 800 = -255,4 \text{ kN} \cdot \text{m} < 0$$

Por tanto, para cualquier dimensión de la zapata, el efecto de las cargas permanente es estabilizante. Si se repiten estos cálculos para todas las acciones simples se puede determinar cuáles son las más desfavorables desde el punto de vista del vuelco. La penúltima columna muestra las dimensiones máximas de la zapata para que las acciones sean desestabilizantes, mientras que la última muestra el momento de vuelco respecto al punto B. (Tabla 3.4)



CARGA	N (kN)	V (kN)	M (kN-m)	aMAX dst	MVUELCOB
G	41	-32,04	-93,57	3,79	-155,21
V1	-31,13	10,99	29,31	2,06	64,11
V2	-31,11	-10,91	29,23	1,42	44,30
V3	-18,14	-6,98	-36,99	-1,59	-28,76
V4	-43,85	14,74	68,76	2,67	117,11
V5	-38,37	10,91	57,07	2,54	97,59
V6	-36,12	16,1	63,05	2,95	106,44
N1	115,25	-90,08	-263,02	3,79	-436,29
N2	71,64	-71,6	-233,9	4,96	-355,65
N3	101,23	-63,53	-160,63	2,95	-298,79
VIS	15	-5,97	-25,03	2,83	-42,40
VIP	-10,02	3,99	16,73	2,83	28,34
Q	35,75	-27,94	-81,58	3,79	-135,33

**Tabla 3.4:** Estudio del vuelco para la zapata derecha

Puesto que el momento que provocan las acciones de viento es positivo (estabilizante), excepto el V3, en las combinaciones de E.L.U. de vuelco no se tendrán en cuenta. Por lo tanto, se realizará la combinatoria con la G, N1, N2, N3, SCU y V3.

De las cuatro combinaciones generadas en el Anexo 2 de Combinación de acciones, la más desfavorable resulta ser la ELUV7 a la que habrá que sumar la acción del peso propio de la zapata:

$$ELUV7 = 1 \cdot G + 1 \cdot N2 + 1 \cdot 0,6 \cdot V3$$

Empleando la misma ecuación con la que se realizó el equilibrio de la zapata izquierda y los coeficientes de seguridad mostrados en la tabla 2 del CTE DB SE-C, se calcularán las dimensiones de la zapata. Se considera que la zapata será menor de 3,79 m, por lo tanto G, N2 y V3 serán desestabilizantes. Además se considera el peso propio de la misma, que siempre es estabilizante.

$$Y_{d, stb} \cdot M_{d, stb} \geq Y_{d, dst} \cdot M_{d, dst} \rightarrow \begin{cases} Y_{d, stb} = 0,9 \\ Y_{d, dst} = 1,8 \end{cases}$$

$$M_{d, stb} = M_{PP} = -5,625 \cdot a^3$$

$$M_{d, dst} = M_G + M_{N2} + M_{V3} = -388,41 + 94,5 \cdot a$$

$$0,9 \cdot -5,625 \cdot a^3 = 1,8 \cdot (-388,41 + 94,5 \cdot a) \rightarrow a = 3,16 \text{ m}$$

Por lo tanto, las dimensiones asignadas a la zapata son: **Z (3200x1600x900) mm**. Puesto que las cargas asimétricas como el viento pueden actuar en los dos sentidos horizontales, las dimensiones asignadas serán las mismas para las dos zapatas. Como la más grande y por tanto la más desfavorable es la de la derecha, las dimensiones de ambas serán (Figura 3.25):

**Z (3500x1750x900) mm**



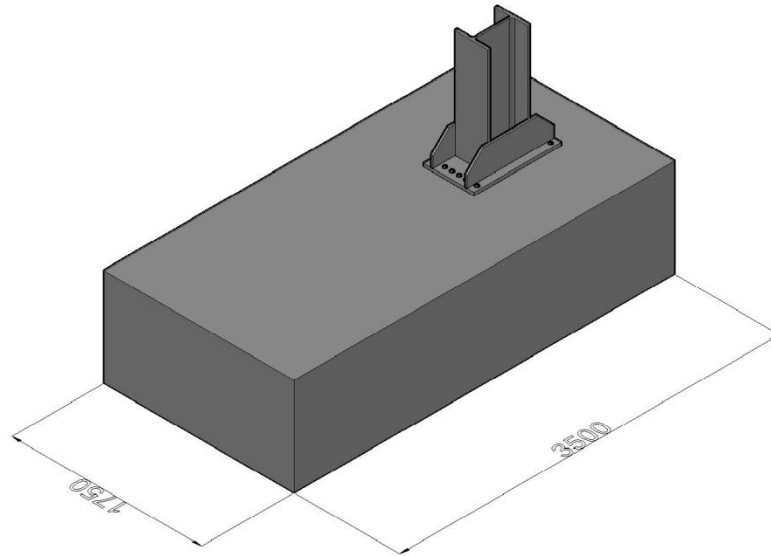


Figura 3.25: Dimensiones de las zapatas

### 3.5.2. E.L.U. de agotamiento del terreno

A continuación se realiza la comprobación de agotamiento del terreno que fija el CTE DB SE-C para una zapata de dimensiones 3500x1750x900.

Se determina como combinación más desfavorable la ELU5 con coeficientes  $\gamma_c = 1$ .

$$ELU5 = 1 \cdot (G + P) + N1 \cdot 1 + V3 \cdot 1 \cdot 0,6 + VIS \cdot 1 \cdot 0,6$$

En este caso no se emplean las reacciones en los apoyos como en el aparatado anterior, sino los esfuerzos en la base del pilar producidos por la combinación más desfavorable.

$$N_{Ed} = 154 \text{ kN} \quad ; \quad V_{Ed} = -130 \text{ kN} \quad ; \quad M_{Ed} = -394 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

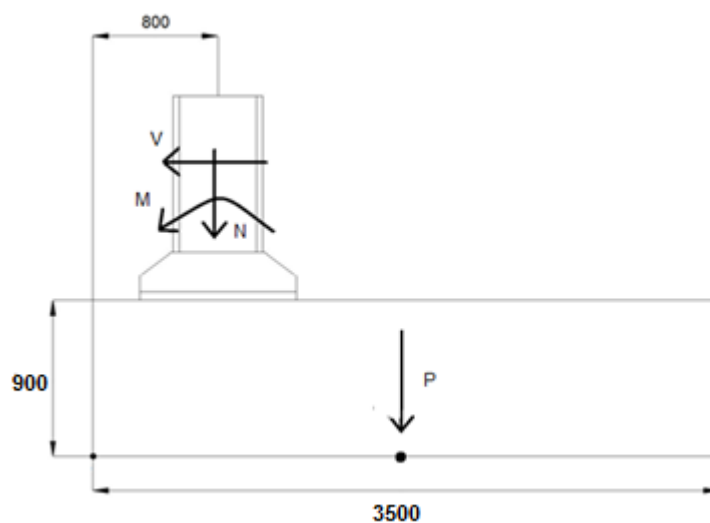


Figura 3.26: Esfuerzos sobre Zapata derecha



El peso de la cimentación Z (3500x1750x900) será:

$$P_p = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot (3500 \cdot 1750 \cdot 900) = 137,81 \text{ kN}$$

El siguiente paso consiste en trasladar las acciones a la base de la zapara para ver cómo reacciona el terreno ante las cargas aplicadas:

$$N_{base} = N_{Ed} + P_p = 154 + 137,81 = 291,81 \text{ kN}$$

$$V_{base} = V_{Ed} = -130 \text{ kN}$$

$$M_{base} = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e + V_{Ed} \cdot c = -394 + 154 \cdot (1,75 - 0,8) - 130 \cdot 0,9 = -364,7 \text{ kN} \cdot m$$

Una vez conocidos los esfuerzos que se transmiten al terreno, solo resta comprobar que las tensiones producidas en esta cumplen el E.L.U. de agotamiento del terreno.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y = \frac{291,81 \text{ kN}}{6,125 \text{ m}^2} + \frac{364,7 \text{ kN} \cdot m}{\left(\frac{1}{12} \cdot 1,75 \cdot 3,5^3\right) \text{ m}^4} \cdot \frac{3,5 \text{ m}}{2} = 149,71 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} \cdot y = \frac{291,81 \text{ kN}}{6,125 \text{ m}^2} - \frac{364,7 \text{ kN} \cdot m}{\left(\frac{1}{12} \cdot 1,75 \cdot 3,5^3\right) \text{ m}^4} \cdot \frac{3,5 \text{ m}}{2} = -54,43 \text{ kN/m}^2$$

Comprobaciones:

$$\sigma_{med} = \frac{\sigma_{m\acute{a}x} + \sigma_{m\acute{i}n}}{2} = \frac{149,71 + 54,43}{2} = 102,07 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 150 \text{ kN/m}^2$$

**SE CUMPLE EL E.L.U. DE AGOTAMIENTO DEL TERRENO**

### 3.5.3. E.L.U. de agotamiento de la cimentación

Para el cálculo del E.L.U. de agotamiento de la cimentación se han de considerar las combinaciones establecidas para los E.L.U. de pilares y jácenas a las que se deben sumar el peso propio de la estructura con los coeficientes 1,35 y 1.

Una vez comprobadas todas las combinaciones con la adición del peso propio, la combinación más desfavorable resulta, una vez más la ELU5.

$$ELU5 = 1,35 \cdot P + 1,35 \cdot G + N1 + V3 \cdot 0,6 + VIS \cdot 0,6$$

### Clasificación del tipo de zapata

Para la EHE-08 se establece una clasificación para zapatas en función de la relación entre su vuelo máximo y el canto:

$$Si \begin{cases} v_{max} > 2 \cdot h \rightarrow FLEXIBLE \\ v_{max} \leq 2 \cdot h \rightarrow RÍGIDA \end{cases}$$

En este caso:

$$v_{max} = 3,5 - 0,8 - 0,4 = 2,3 \text{ m} > 2 \cdot h = 1,8 \text{ m} \rightarrow \text{FLEXIBLE}$$

### Acciones y reacción del terreno

En la base del pilar, para la combinación ELU5, se obtienen los siguientes esfuerzos empleando MEFI:

$$N_{Ed} = 169 \text{ kN} \quad ; \quad V_{Ed} = 141 \text{ kN} \quad ; \quad M_{Ed} = 427 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

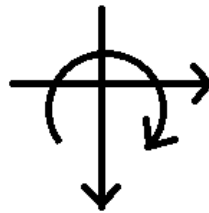
Se realiza la traslación de los esfuerzos desde la base del soporte, a la base de la zapata derecha, añadiendo el peso propio de la misma.

$$N_{base} = N_{Ed} + P_p = 169 + 137,81 \cdot 1,35 = 355,04 \text{ kN}$$

$$V_{base} = V_{Ed} = -141 \text{ kN}$$

$$M_{base} = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e + V_{Ed} \cdot c = 427 + 169 \cdot (1,75 - 0,8) - 141 \cdot 0,9 = 460,65 \text{ kN}$$

El criterio de signos utilizado es el siguiente:



**Figura 3.27:** Criterio de signos

A continuación se determinarán las tensiones que producen estos esfuerzos sobre el terreno y se realizarán las comprobaciones pertinentes:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y = \frac{355,04 \text{ kN}}{6,125 \text{ m}^2} + \frac{460,65 \text{ kN} \cdot \text{m}}{\left(\frac{1}{12} \cdot 1,75 \cdot 3,5^3\right) \text{ m}^4} \cdot \frac{3,5 \text{ m}}{2} = 186,89 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} \cdot y = \frac{355,04 \text{ kN}}{6,125 \text{ m}^2} - \frac{460,65 \text{ kN} \cdot \text{m}}{\left(\frac{1}{12} \cdot 1,75 \cdot 3,5^3\right) \text{ m}^4} \cdot \frac{3,5 \text{ m}}{2} = -70,96 \text{ kN/m}^2$$

Comprobaciones:

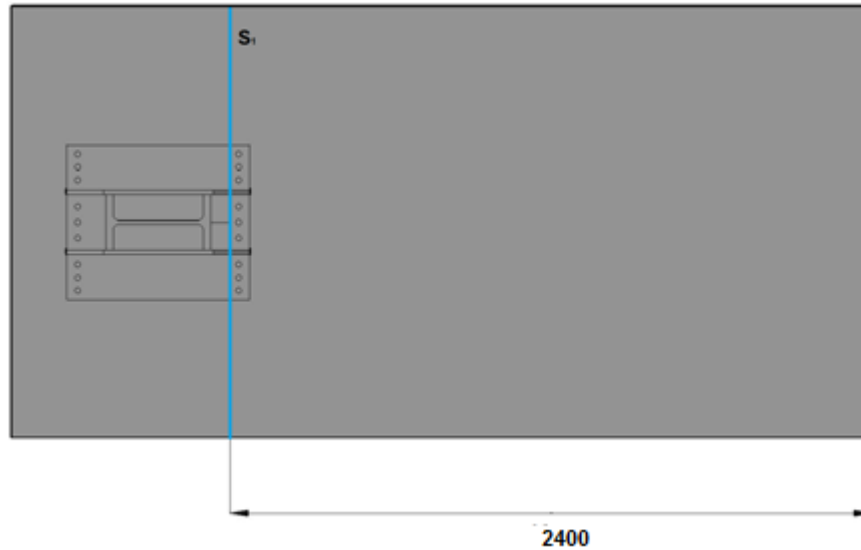
$$\sigma_{med} = \frac{\sigma_{m\acute{a}x} + \sigma_{m\acute{i}n}}{2} = \frac{186,89 + 70,96}{2} = 128,92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 150 \text{ kN/m}^2$$

### 3.5.3.1. Determinación del armado

#### Cálculo de la armadura longitudinal

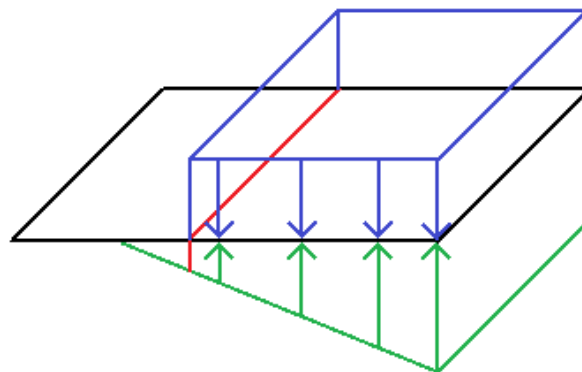
La comprobación del E.L.U. de Flexión se realiza en una sección de referencia situada a la mitad de la distancia entre la cara del soporte u el borde de la placa de acero, cuando se trate de soportes metálicos sobre placas de reparto de acero, como es el caso.

$$S_1 = 3,5 - 0,8 - 0,4 + \frac{0,205}{2} = 2,40 \text{ m}$$



**Figura 3.28:** Sección de referencia para comprobación de flexión

El siguiente paso consiste en obtener el momento de cálculo que actúa en la sección de referencia  $S_1$  (línea azul). Para ello realizaremos un equilibrio de momentos entre las tensiones producidas por el peso propio de la zapata (paralelogramo azul) y las de las reacciones del terreno (prisma verde).



**Figura 3.29:** Reacción del terreno en la hipótesis de cálculo

$$M_{P,P} + M_{1d} = M_{R,Terr}$$

$$M_{1d} = 9,60 \cdot 2,4 \cdot 1,75 \frac{2,4}{2} + \frac{2,4 \cdot 177,3}{2} \cdot 1,75 \cdot \frac{2}{3} \cdot 2,4 - 25 \cdot 2,4 \cdot 1,75 \cdot \frac{2,4}{2} = 518,07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Una vez calculado el momento que actúa sobre la sección de referencia, procedemos al cálculo de las armaduras a partir del artículo 42 de la EHE-08. En primer lugar, se obtiene en qué zona del diagrama de interacción nos encontramos:

$$M_{1c}(x_{lim}) = x_{lim} \cdot 0,8 \cdot f_{cd} \cdot b(a - d' - 0,4 \cdot x) = 9184,20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1d} < M_{1c}(x_{lim}) \rightarrow \text{ZONA B}$$

En zona B no es necesaria armadura de compresión y se requiere una armadura de tracción con la siguiente cuantía:

$$A_s = \frac{M_{2d} - M_{2c}(x_0)}{f_{yd}(d - d')}$$

Con:

$$M_{2d} = M_{1d} = 518,07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2c}(x_0) = x_0 \cdot 0,8 \cdot f_{cd} \cdot b(d' - 0,4 \cdot x_0) = 31,84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se obtiene  $x_0$  del equilibrio entre el momento  $M_{1d}$  y el momento provocado por el hormigón con fibra comprimida de longitud  $x_0$ :

$$M_{1d} = M_{1c}(x_0) \rightarrow x_0 = 22,26 \text{ mm}$$

De este modo, la cuantía de acero en la fibra de tracción es:

$$A_s = \frac{518,07 \cdot 10^6 - 31,84 \cdot 10^6}{\frac{500}{1,15} \cdot (840 - 60)} = 1433,75 \text{ mm}^2$$

Se debe calcular la cuantía mecánica mínima y la cuantía geométrica, para posteriormente comprobar cuál de las tres cuantías es mayor y tomarla como válida.

Cuantía mecánica mínima (EHE-08 42.3.2):

$$A_s \geq 0,04 A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot (1750 \cdot 900) \cdot \frac{30/1,5}{500/1,15} = 2898 \text{ mm}^2$$

Para secciones de hormigón armado en flexión simple cuando la resistencia característica del hormigón es menor que 50 N/mm<sup>2</sup>, se admite disponer una armadura mínima de tracción reducida  $\alpha \cdot A_s$ , donde  $\alpha$  es el factor reductor definido por:

$$\alpha = 1,5 - 12,5 \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 1,5 - 12,5 \frac{1433,75 \cdot \frac{500}{1,15}}{1750 \cdot 900 \cdot \frac{30}{1,5}} = 1,25$$



$$\alpha \cdot A_s = 1,25 \cdot 1433,75 = 1795,95 \text{ mm}^2$$

Cuantía geométrica (EHE-08 42.3.5):

$$A_{geom} = \frac{0,9}{1000} \cdot A_c = \frac{0,9}{1000} \cdot 1750 \cdot 900 = 1417,5 \text{ mm}^2$$

La cuantía necesaria será la mayor de ellas:

$$\max(2835; 1795,95; 1417,5) = 2835 \text{ mm}^2$$

### Disposición de la armadura longitudinal

Durante el cálculo de la placa, se acordó el uso de barras de acero corrugado  $\phi 25$  B500S para el anclaje a la zapata. En este caso se acuerda el uso de los mismos redondos como medida de ahorro, por tanto, teniendo en cuenta una separación entre armaduras que asegure las condiciones de adherencia y durabilidad, se propone el uso de  $\phi 25$  B500S.

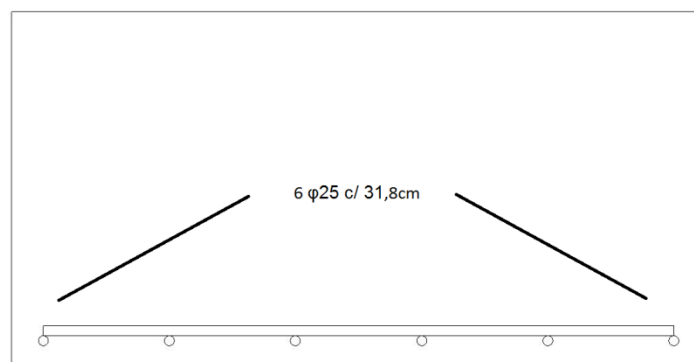
Empleando  $\phi 25$  B500S, el número de redondos y la separación entre ellos será:

$$n_\phi = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{2835}{\pi \cdot 25^2 / 4} = 5,77 \approx 6$$

La separación entre los redondos deberá estar comprendida entre 10 y 30 cm. Además, el recubrimiento lateral debe ser de 8 cm, pues se hormigonan los laterales directamente sobre el terreno.

$$s_\phi = \frac{b - 2 \cdot r_{lat}}{n_\phi - 1} = \frac{1750 - 2 \cdot 80}{6 - 1} = 31,8 \text{ cm}$$

Por tanto se colocarán 6  $\phi 25$  c/ 31,8cm.



**Figura 3.30:** Disposición de la armadura longitudinal

**Cálculo de la armadura transversal**

En la dirección transversal, al no haber flexión debido a la inexistencia de momentos, se empleará la cuantía geométrica mínima:

$$A_{geom} = \frac{0,9}{1000} \cdot A_c = \frac{0,9}{1000} \cdot 3500 \cdot 900 = 2835 \text{ mm}^2$$

En la EHE-08 58.4.2.1.1 se cita: “En elementos de cimentación rectangulares, trabajando en dos direcciones, la armadura paralela al lado mayor de la cimentación de longitud  $a'$ , se podrá distribuir uniformemente en todo el ancho  $b'$  de la base de la cimentación. La armadura paralela al lado menor  $b'$  se deberá colocar de tal forma que una fracción del área total  $A_s$  igual a  $2b'/(a'+b')$  se coloque uniformemente distribuida en una banda central, coaxial con el soporte, de anchura igual a  $b'$ . El resto de la armadura se repartirá uniformemente en las dos bandas laterales resultantes.”

La cuantía bajo el soporte asciende a:

$$A'_s = A_s \frac{2 \cdot b}{a + b} = 2835 \cdot \frac{2 \cdot 1750}{3500 + 1750} = 1890 \text{ mm}^2$$

El resto de la zapata se reparte:

$$A''_s = 945 \text{ mm}^2$$

La armadura bajo el soporte debe distribuirse en un tramo de dimensiones:

$$b \nless a_{pilar} + 2h \rightarrow b = 1750 \nless 390 + 1800 \rightarrow b = 2190 \text{ mm}$$

Puesto que la zapata propuesta es excéntrica, las condiciones geométricas necesarias para realizar dicha distribución no uniforme no se cumplen, por tanto se empleará otra alternativa que propone la EHE-08. Se realiza una distribución uniforme realizando el armado con un área ( $A_{sfic}$ ) superior a la estrictamente necesaria ( $A_s$ ), la cual puede ser distribuida uniformemente en la longitud a:

$$A_{sfic} = A_s \frac{2a}{a + b} = 2835 \cdot \frac{2 \cdot 3500}{3500 + 1750} = 3780 \text{ mm}^2$$

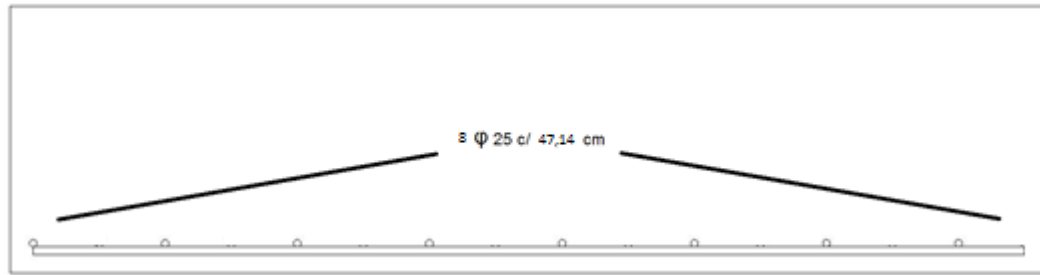
**Disposición de la armadura transversal**

Se emplea el mismo criterio que en el caso de la armadura longitudinal,  $s_\phi$  entre 10 y 30 cm y barras  $\phi 25$  B500S.

$$n_\phi = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{3780}{\pi \cdot 25^2/4} = 7,70 \approx 8$$

$$s_\phi = \frac{a - 2 \cdot r_{lat}}{n_\phi - 1} = \frac{3500 - 2 \cdot 80}{8 - 1} = 47,14 \text{ cm}$$

Por tanto se colocarán 8  $\phi 25$  c/ 47,14 cm.



**Figura 3.31:** Disposición de la armadura transversal

### 3.5.3.2. E.L.U. de anclaje de las armaduras

#### Anclaje de las armaduras longitudinales

Supongamos que las armaduras longitudinales se encuentran en posición I, de acuerdo al Artículo 69.5.1.1 de la EHE-08. La longitud básica de anclaje es:

$$l_{bl} = m \cdot \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi = 1,1 \cdot 25^2 = 687,5 \text{ mm}$$

Calculada la longitud básica, resta conocer la reducción de la misma producida por el empleo del anclaje en patilla.

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}} = 687,5 \cdot 0,7 \cdot \frac{2945,24}{2835} = 499,96 \leq \max\left(250; 150; \frac{687,5}{3}\right) = 499,96 \text{ mm}$$

Esta longitud de anclaje se debe comprobar para los dos supuestos marcados en la EHE-08 58.4.2.1.1 y que se redactan a continuación:

- La armadura estará anclada según las condiciones del Artículo 69 desde una sección  $S_2$  situada a un canto útil de la sección de referencia  $S_1$ .
- La armadura se anclará a partir de la sección  $S_3$  para una fuerza:

$$T_d = R_d \frac{v + 0,15a - 0,25h}{0,85h}$$

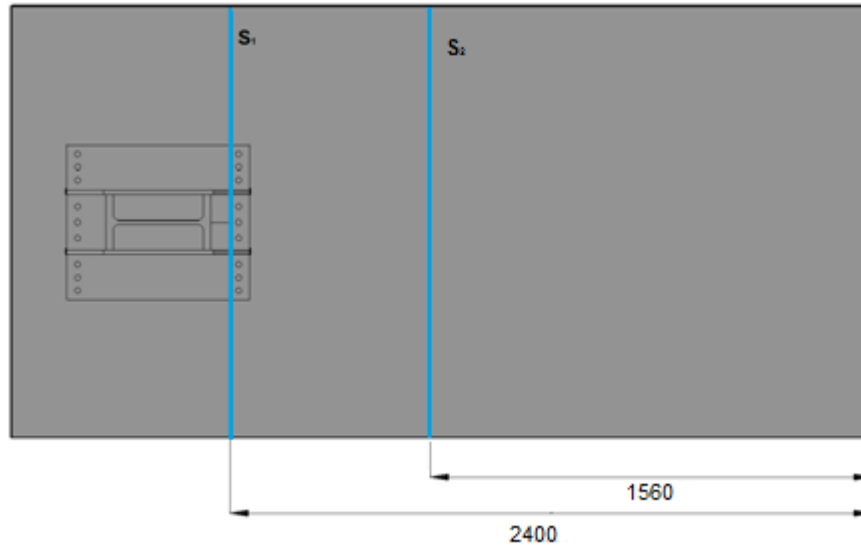
#### La armadura se anclará desde una sección $S_2$ situada a un canto útil $d$ desde la sección $S_1$

La sección de referencia  $S_1$  se calculó en el apartado 3.4.3.1. del presente proyecto. La sección de referencia  $S_2$ , se sitúa a un canto útil a partir del punto medio de la cara del soporte y el borde de la placa de acero, cuando se trate de soportes metálicos sobre placas de reparto de acero (EHE-08 54.4.2.1.1).

$$S_1 = 3,5 - 0,8 - 0,4 + \frac{0,205}{2} = 2,4 \text{ m}$$

$$S_2 = S_1 - d = 2400 - 840 = 1,56 \text{ m}$$





**Figura 3.32:** Sección de referencia 2

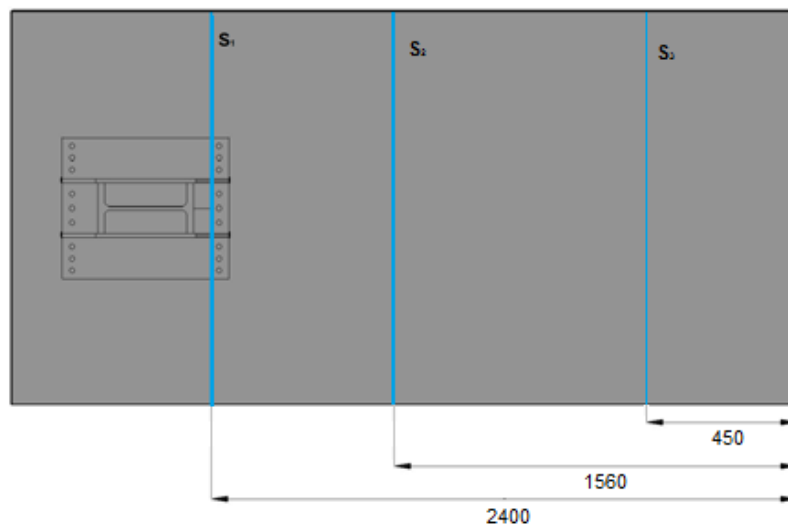
Se comprueba si hay espacio para anclar las armaduras en patilla ( $\beta = 0,7$ ) entre la sección de referencia  $S_2$  y el borde de la zapata:

$$S_2 - r_{lat} = 1560 - 80 = 1480 \text{ mm} \geq l_{b,neto} = 499,96 \text{ mm}$$

Por lo tanto el anclaje puede efectuarse en patilla sin inconvenientes.

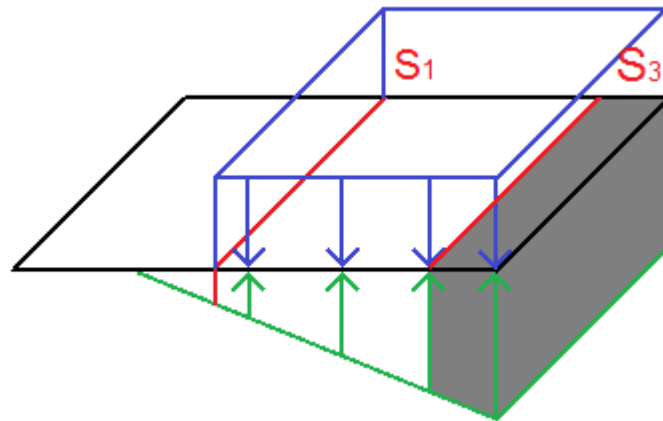
**La armadura se anclará desde una sección S3, situada a una distancia 0,5h del borde**

La sección  $S_3$  se halla a una distancia de  $0,5 \cdot h$  del borde exterior de la zapata, tal y como se observa en la Figura 3.33:



**Figura 3.33:** Sección de referencia 3

En primer lugar se determina la reacción del terreno en la sección  $S_3$ , para la hipótesis de cálculo escogida.



**Figura 3.34:** Reacción del terreno en la hipótesis de cálculo

$$M_{3d} = 153,64 \cdot 0,45 \cdot 1,75 \frac{0,45}{2} + \frac{0,45 \cdot 33,25}{2} 1,75 \cdot \frac{2}{3} 0,45 - 25 \cdot 0,45 \cdot 1,75 \cdot \frac{0,45}{2}$$

$$= 26,72 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

La tracción en la armadura valdrá:

$$T_d = R_d \frac{v + 0,15a - 0,25h}{0,85h} = \frac{M_{3d}}{0,85h} = \frac{26,72 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 900} = 34,93 \text{ kN}$$

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{T_d}{A_s \cdot f_{yd}} = 687,5 \cdot 0,7 \cdot \frac{34,93 \cdot 10^3}{2945,24 \cdot 500/1,15} = 13,12 \text{ mm}$$

Se comprueba si hay espacio para anclar las armaduras en patilla ( $\beta = 0,7$ ) entre la sección de referencia  $S_3$  y el borde de la zapata:

$$S_3 - r_{lat} = 450 - 80 = 370 \text{ mm} \geq l_{b,neto} = 13,12 \text{ mm}$$

Por lo tanto el anclaje puede efectuarse en patilla sin inconvenientes.

De las dos soluciones se escoge la más desfavorable, en este caso, la más desfavorable para asegurarse de quedar del lado de la seguridad, corresponde al segundo caso de los expuestos por la EHE-08.

La longitud de la barra, aun sin ser necesario, se prolongará por ambos extremos hasta el límite marcado por el recubrimiento lateral para garantizar un atado perpendicular de las armaduras transversales. De este modo, la longitud de las barras será:

$$L = a - 2 \cdot r_{lat} = 3500 - 2 \cdot 80 = 3340 \text{ mm}$$

### 3.5.3.3. E.L.U. de cortante

El cálculo a cortante de la cimentación flexible se determinará, tal y como dice la EHE-08 en su artículo 58.4.2.1.2, en la sección de referencia  $S_2$ . El cortante de cálculo en dicha sección será:

$$V_{2d} = \frac{71,65 + 186,89}{2} \cdot 1,56 \cdot 1,75 - 1,56 \cdot 1,75 \cdot 25 = 284,66 \text{ kN}$$

Por último se calcula el cortante último que puede soportar la sección de la zapata:

$$V_{u2} = \left[ \frac{0,18}{\gamma_c} \xi (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cv})^{1/3} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] b_0 \cdot d \leq \left[ \frac{0,075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{cv}^{1/2} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] b_0 \cdot d$$

$$\xi = \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) = 1,48 \ngtr 2 \rightarrow \xi = 1,48$$

$$\rho_1 = \frac{A_s + A_p}{b_0 \cdot d} = \frac{6 \cdot \pi \cdot 25^2 / 4}{1750 \cdot 840} = 2,00 \cdot 10^{-3} \ngtr 0,02$$

$$V_{u2} = \left[ \frac{0,18}{1,5} 1,48 (100 \cdot 2,00 \cdot 10^{-3} \cdot 30)^{1/3} \right] 1750 \cdot 840 = 376,53 \text{ kN}$$

$$V_{u2} = \left[ \frac{0,075}{1,5} 1,48^{3/2} \cdot 30^{1/2} \right] 1750 \cdot 840 = 724,83 \text{ kN}$$

$$V_{u2} = \text{máx}(376,53 ; 724,83) = 724,83 \text{ kN}$$

$$V_{u2} \geq V_{2d} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

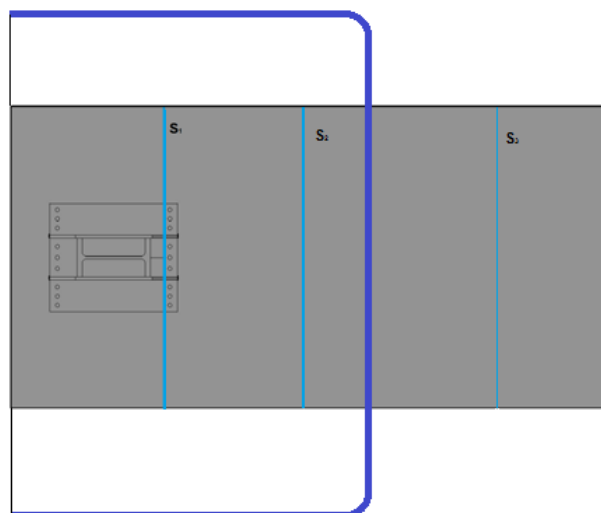
**LA ZAPATA PROPUESTA CUMPLE EL E.L.U. DE CORTANTE**

#### 3.5.3.4. E.L.U. de punzonamiento

Para calcular la resistencia de una losa sin armadura transversal frente a efectos transversales producidos por cargas concentradas, se utiliza una tensión tangencial nominal  $\tau_{sd}$  en una superficie crítica concéntrica a la zona del soporte.

La superficie crítica de punzonamiento, según el artículo 46.2 de la EHE-08:

$$2 \cdot d + b_{placa} + 2 \cdot d = 3360 + 460 = 3820 \text{ mm}$$



**Figura 3.35:** Superficie crítica de punzonamiento

Puesto que la superficie crítica de punzonamiento supera las dimensiones de la zapata, no resulta de aplicación la comprobación de punzonamiento que plantea la EHE-08.



# Capítulo 4

## Sistema contraviento

**4.1. Determinación de esfuerzos**

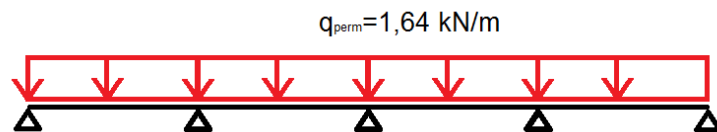
El sistema contraviento es el encargado de transmitir las cargas de viento actuantes sobre las fachadas hacia la cimentación. Cabe recordar el funcionamiento diseñado en el primer capítulo del presente proyecto:

- Los pilares se encuentran empotrados en base y apoyados en cabeza. El apoyo de la cabeza lo proporciona la viga contraviento, que a su vez estará apoyada sobre los arriostramientos laterales.
- Se emplea además, una viga perimetral que ata las cabezas de los pilares proporcionando una rigidez estructural adecuada para afrontar la transmisión de las cargas.

Las acciones se pueden dividir en dos grandes grupos, las que actúan sobre el plano de fachada frontal y las que actúan sobre el plano de fachada lateral.

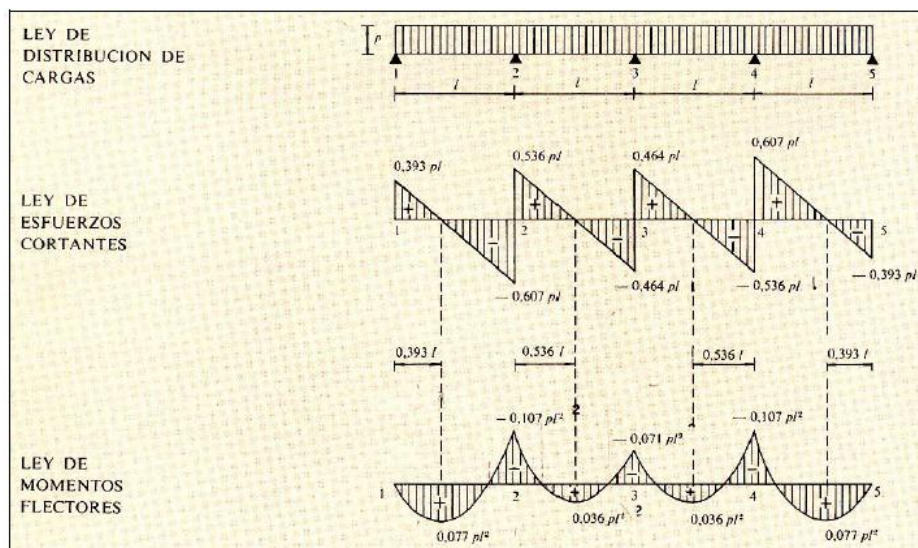
**4.1.1. Acciones permanentes (G)**

Tal y como se expone en el capítulo 1.4.1. las cargas permanentes sobre el pórtico de fachada se colocan sobre las jácenas y son de valor 1,64 kN/m.



**Figura 4.1:** Cargas permanentes sobre la jácena del pórtico de fachada

Las jácenas apoyan sobre los 5 pilares que conforman el pórtico de fachada. Se produce sobre los mismos un axil de compresión igual al salto de cortante que se produce en los apoyos.



**Figura 4.2:** Leyes de esfuerzos para vigas de cinco apoyos

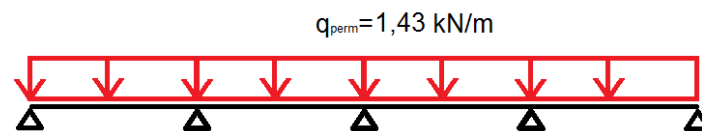
Realizando los cálculos correspondientes, los esfuerzos axiles sobre los soportes del pórtico de fachada son:

Pilar	Axil (kN)
1A, 8A, 1E y 8E	4,02825
1B, 8B, 1D y 8D	11,71575
1C y 8C	9,512

**Tabla 4.1:** Cargas permanentes sobre pilares del pórtico de fachada

#### 4.1.2. Sobrecarga de uso (Q)

En el apartado 1.4.2.1. del presente proyecto se obtiene el valor característico de la sobrecarga de uso a emplear. Realizando los cálculos de manera análoga a las cargas permanentes:



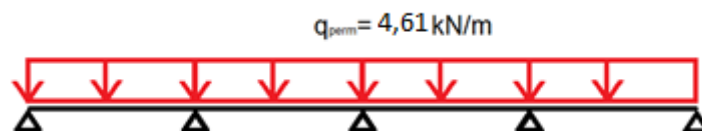
**Figura 4.3:** Sobrecarga de uso sobre la jácena del pórtico de fachada

Pilar	Carga (kN/m)
1A, 8A, 1E y 8E	3,5124375
1B, 8B, 1D y 8D	10,2155625
1C y 8C	8,294

**Tabla 4.2:** Sobrecarga de uso sobre pilares del pórtico de fachada

#### 4.1.3. Carga de nieve (N)

Al igual que en los dos casos anteriores, las cargas de nieve se calcularon en el apartado 1.4.2.4. Se tendrá en cuenta únicamente el valor de N1 ya que N2 y N3 generarán axiles en los pilares de menor entidad. La carga de nieve en el pórtico de fachada es de 4,61 kN/m.



**Figura 4.4:** Carga de nieve sobre la jácena del pórtico de fachada

Pilar	Carga (kN/m)
1A, 8A, 1E y 8E	11,3233125
1B, 8B, 1D y 8D	32,9326875
1C y 8C	26,738

**Tabla 4.3:** Carga de nieve sobre pilares del pórtico de fachada

#### 4.1.4. Carga de viento (V)

El análisis de las cargas de viento se puede encontrar en el apartado 1.4.2.2. donde aparecen descritos tanto el viento frontal, como lateral e interior. Es importante diferenciar entre las acciones de viento que aparecen en el plano de fachada frontal y las que aparecen en plano de fachada lateral.

##### 4.1.4.1. Acciones en el plano de fachada lateral

Las acciones de viento en este plano de la nave afectan directamente a todos los pilares de fachada, a los que somete a una carga uniforme que genera unos esfuerzos sobre los mismos. Las acciones que actúan sobre los pilares del pórtico de fachada son:

- Viento lateral (VL)
- Viento frontal (VF)
- Viento interior de presión (VIP)
- Viento interior de succión (VIS)

Resumiendo los valores de las cargas sobre los pilares, para obtener la peor de las situaciones, se obtienen las tablas siguientes formadas por acciones simples y combinaciones primarias:

kN/m	VL	VF	VIS	VIP
A	-2,27	1,863	0,601	-0,401
B	-3,55	3,7275	1,203	-0,802
C	-3,55	3,7275	1,203	-0,802
D	-2,618	3,7275	1,203	-0,802
E	-1,109	1,863	0,601	-0,401

**Tabla 4.4:** Cargas de viento simple sobre pilares de pórtico de fachada

kN/m	VL+VIS	VL+VIP	VF+VIS	VF+VIP
A	-1,669	-2,671	2,464	1,462
B	-2,347	-4,352	4,9305	2,9255
C	-2,347	-4,352	4,9305	2,9255
D	-1,415	-3,42	4,9305	2,9255
E	-0,508	-1,51	2,464	1,462

**Tabla 4.5:** Cargas de viento combinado sobre pilares de pórtico de fachada

La combinación de acciones que generará unos esfuerzos de mayor entidad sobre los pilares del pórtico de fachada será la formada por el Viento Frontal y el Viento Interior de Succión ya que ambas actúan en la misma dirección.

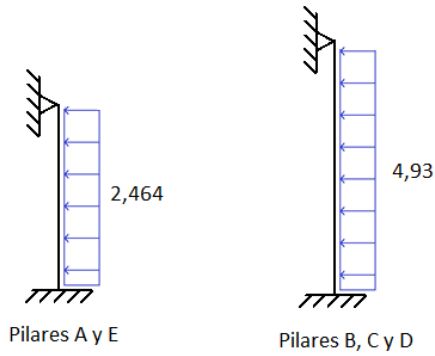


Figura 4.5: Acción del viento sobre los pilares

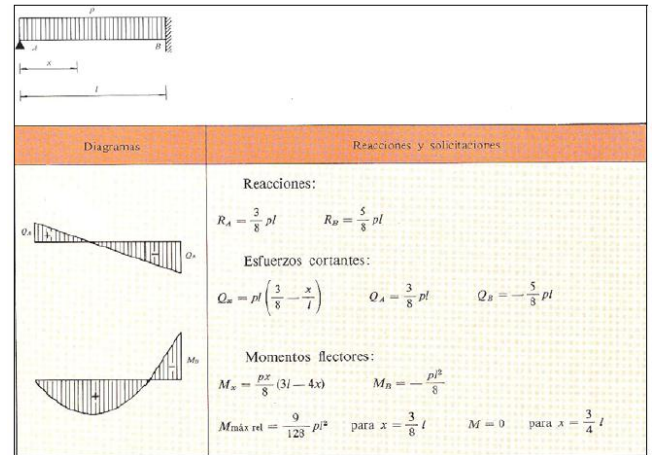


Figura 4.6: Leyes de esfuerzos en vigas apoyadas-empotradas

Los esfuerzos generados por la combinación VF+VIS se muestran para todos los pilares del pórtico de fachada en la tabla siguiente:

ESFUERZOS	PILARES A Y E	PILARES B Y D	PILAR C
	L = 7 m	L = 7,87 m	L = 8,75 m
N (kN)	0	0	0
V <sub>CABEZA</sub> (kN)	6,468	14,55113813	16,17820313
V <sub>PIE</sub> (kN)	10,78	24,25189688	26,96367188
M <sub>CABEZA</sub> (kN·m)	0	0	0
M <sub>PIE</sub> (kN·m)	15,092	38,17248568	47,18642578

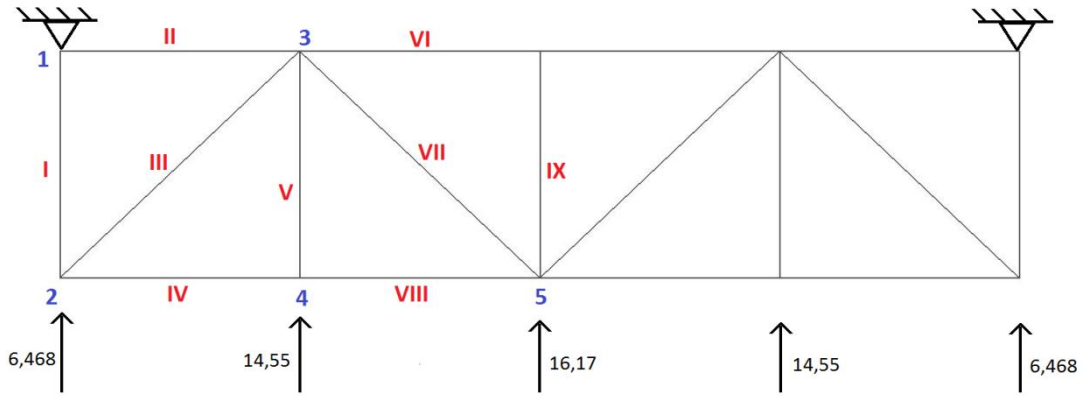
Tabla 4.6: Solicitaciones en los pilares del pórtico de fachada

### Solicitaciones sobre la viga contraviento (VCV)

Las acciones que recibe el pilar se transmiten a través de la cabeza del mismo hacia las vigas de contraviento generando un sistema que absorbe las acciones de viento.

Dichas cargas, en la cabeza de los pilares, deben ser recogidas por los nudos de la viga contraviento, que deben canalizarlos hasta los apoyos de la misma. A continuación se realiza el análisis estructural de la VCV tal y como se muestra en la siguiente figura y para la hipótesis VF+VIS.





**Figura 4.7:** Configuración de nudos y barras de la viga contraviento

En primer lugar se afronta el cálculo de las reacciones en los apoyos de las vigas de contraviento.

REACCIONES

$$R_1 = R_2 = \frac{\sum Q}{2} = \frac{6,468 \cdot 2 + 14,55 \cdot 2 + 16,17}{2} = 29,103 \text{ kN}$$

El siguiente paso consiste en realizar el cálculo de los axiles en cada una de las barras que conforman el sistema.

NUDO 1

$$\sum F_x = 0 \rightarrow F_{II} = 0 \text{ kN}$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_1 + F_I = 0 \rightarrow F_I = -29,103 \text{ kN (C)}$$

NUDO 2

$$\sum F_x = 0 \rightarrow F_{IV} + F_{III} \cdot \cos \alpha = 0 \rightarrow F_{IV} = -19,78 \text{ (C)}$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow 6,468 + F_I + F_{III} \cdot \sin \alpha = 0 \rightarrow F_{III} = 30,05 \text{ kN (T)}$$

NUDO 3

$$\sum F_x = 0 \rightarrow F_{IV} + F_{VII} \cdot \cos \alpha - F_{III} \cdot \cos \alpha = 0 \rightarrow F_{VI} = 28,83 \text{ (T)}$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow F_V + F_{III} \cdot \sin \alpha + F_{VII} \cdot \sin \alpha = 0 \rightarrow F_{VII} = -10,72 \text{ kN (C)}$$

NUDO 4

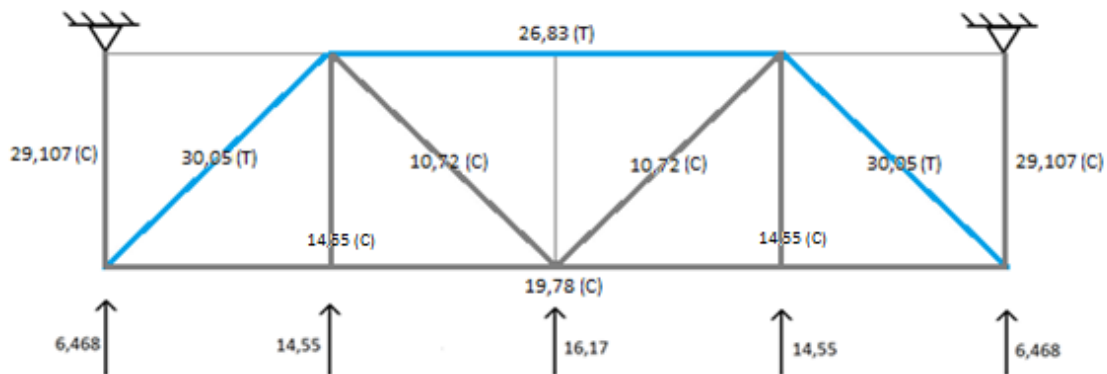
$$\sum F_x = 0 \rightarrow F_{IV} = F_{VIII} \rightarrow F_{VIII} = -19,78 \text{ (C)}$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow 14,55 + F_V = 0 \rightarrow F_V = -14,55 \text{ kN (C)}$$

NUDO 5

$$\sum F_y = 0 \rightarrow F_{IX} = 0 \text{ kN}$$

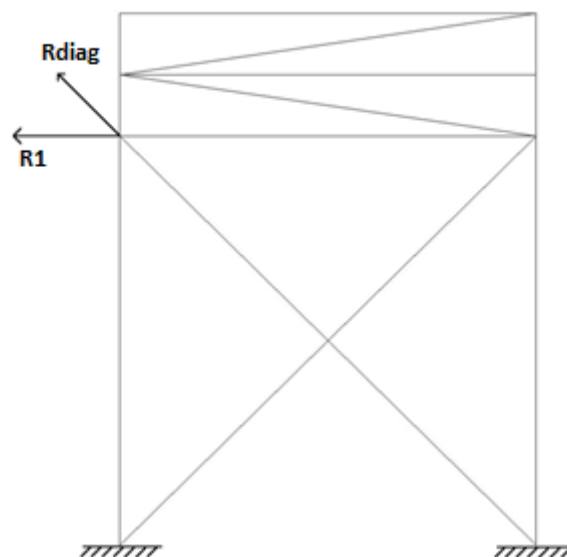
Resumiendo los resultados de los axiles sobre las barras en una figura se obtiene:



**Figura 4.8:** Axiles de la VCV en la hipótesis VF+VIS

#### Solicitaciones sobre el arriostramiento (CSA)

Una vez determinados los esfuerzos axiles que surgen a partir de la hipótesis de viento más desfavorable (VF+VIS), se pretende obtener a qué axil está expuesto el arriostramiento lateral para la misma hipótesis.



**Figura 4.9:** Arriostramiento en Cruz de San Andrés

El ángulo de la diagonal  $\alpha$ , y el axil de tracción al que se verá sometido en la hipótesis VF+VIS será:

$$R_{diag} = \frac{R_1}{\cos \alpha} = \frac{29,103}{\cos 44,39} = 40,72 \text{ kN}$$

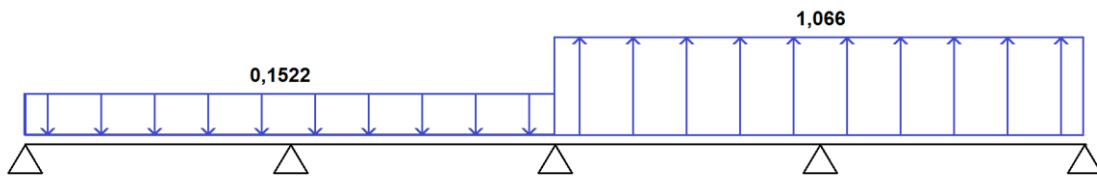
**4.1.4.2. Acciones en el plano de fachada frontal**

Las acciones de viento generadas en este plano actúan fundamentalmente sobre la superficie de cubierta. Al igual que ocurría con la acción en el plano de la fachada lateral aparecen cuatro acciones distintas sobre los pórticos de fachada, correspondientes con las distintas hipótesis de viento:

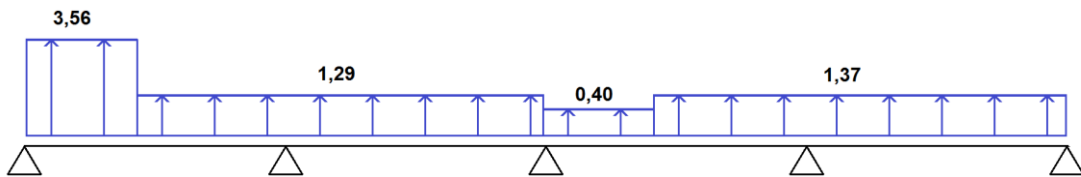
- Viento lateral (VL)
- Viento frontal (VF)
- Viento interior de presión (VIP)
- Viento interior de succión (VIS)

En este caso, las acciones más interesantes resultan aquellas que actúan sobre las jácenas, que afectarán tanto al dimensionado de estos elementos como a los pilares del pórtico de fachada. Las acciones sobre las jácenas se muestran en las siguientes figuras:

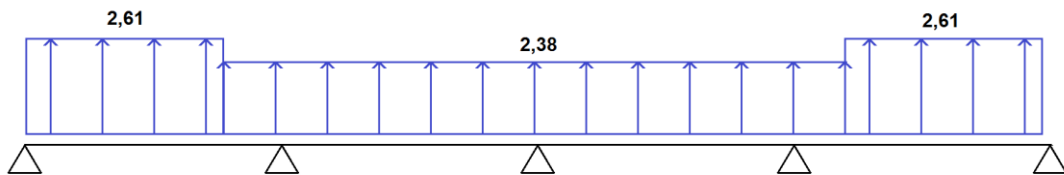
**VIENTO LATERAL DE PRESIÓN**



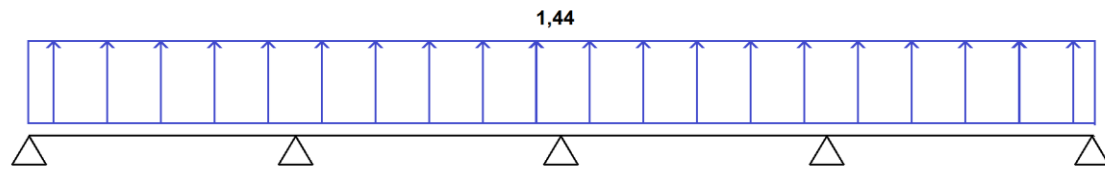
**VIENTO LATERAL DE SUCCIÓN**



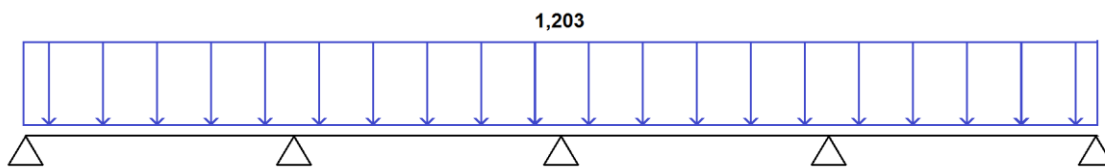
**VIENTO FRONTAL EN PÓRTICO DELANTERO**



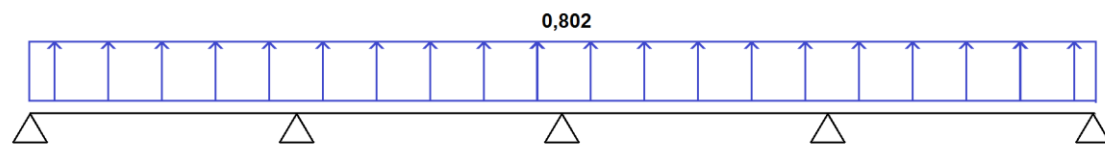
VIENTO FRONTAL EN PÓRTICO TRASERO



VIENTO INTERIOR DE SUCCIÓN



VIENTO INTERIOR DE PRESIÓN



**Figura 4.10:** Acciones del viento sobre la jácena del pórtico frontal

La acción de viento crítica es la formada por el VF y el VIS (VF+VIS), tanto para el dimensionamiento del sistema contraviento como para las placas de anclaje. Sin embargo, desde el punto de vista de la flecha en el sentido gravitatorio, la hipótesis de viento que genera una mayor carga será VF+VIP.

**4.2. Pórtico de fachada**

El siguiente paso es el dimensionamiento de los elementos del pórtico de fachada, que debido a la reducción del área tributaria respecto al pórtico interior, verá modificada sus dimensiones respecto a este.

**4.2.1. Dimensionado del pilar**

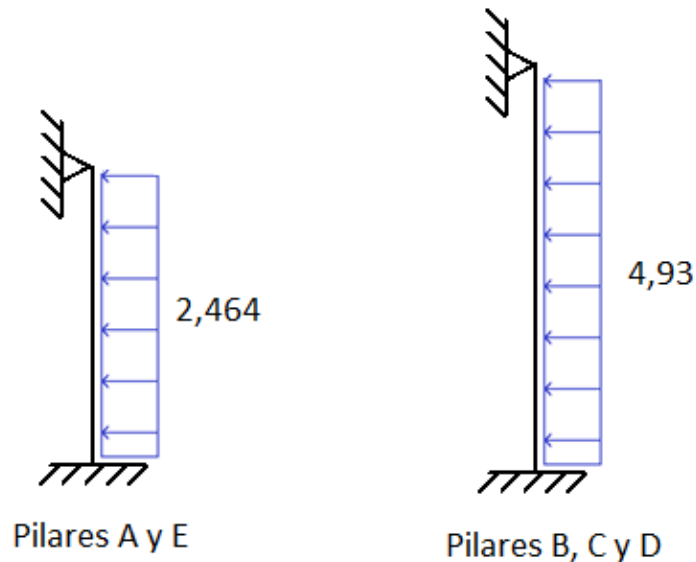
Como criterio de diseño se adoptará que todos los pilares del pórtico de fachada se resuelvan con el mismo perfil. Cabe recordar que se trata de cinco pilares separados 6,25 metros. El pilar utilizado para las verificaciones es el pilar central, que por su mayor altura asume una mayor carga de viento.

**4.2.1.1. E.L.S. Deformación**

Alcanzado este punto, se ha de repetir la verificación de la aptitud al servicio, que se realiza mediante el cumplimiento de los criterios de integridad y apariencia.

**Criterio de Integridad**

Se debe verificar que la flecha relativa sea menor que 1/250 ante cualquier combinación característica de acciones. Las únicas acciones que desarrollan flecha sobre los pilares serán aquellas que sean perpendiculares y directamente aplicadas sobre los mismos, es decir, las cargas de viento. Entre todos los vientos, como se muestra en 4.1.4.1. es la VF+VIS.



**Figura 4.11:** Cargas de viento sobre pilares en VF+VIS

La flecha máxima producida en una barra empotrada-apoyada, puede cuantificarse en:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{2}{384} \frac{q \cdot h^4}{E \cdot I}$$

Partiendo de la base que la flecha máxima no debe superar 1/250 de la longitud de la barra, se puede igualar a la expresión anterior para obtener la inercia a partir de la cual la barra cumplirá la condición de integridad.

$$\frac{h}{250} = \frac{2}{384} \frac{q \cdot h^4}{E \cdot I} \rightarrow I = 20,47 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Para el pórtico de fachada se considera el uso de la serie IPE que trabaja bien a flexión y supone un coste muy inferior a las series H.

El perfil IPE que cumple el requerimiento de momento de inercia en el eje y para cumplimiento del criterio de integridad es el IPE 220.

**Criterio de Apariencia**

El criterio de apariencia establece que la flecha relativa debe ser inferior a 1/250 de la altura de la barra en combinación casipermanente.

Puesto que las acciones tenidas en cuenta en la combinación casipermanente (N1, N2, N3 y G) no generan desplome alguno en los pilares del pórtico de fachada no es necesario tenerlo en cuenta.



#### 4.2.1.2. E.L.U. Pandeo

La hipótesis de cálculo a considerar en este E.L.U. será aquella que proporcione mayor momento, combinación de VF+VIS, y mayor axil sobre las barras. Por ello se deben tantear varias combinaciones para cumplir el E.L.U. con seguridad. Las expresiones empleadas para el cálculo de los valores máximos de esfuerzos sobre el pilar central serán:

$$N_{Ed} = 0,928pl = 0,928 \cdot 6,25 \cdot Q = 5,8Q$$

$$M_{Ed} = 1/8pl^2 = 1/8 \cdot 8,75^2 \cdot Q = 9,57Q$$

La combinación que generará un mayor valor de axil será:

$$ELU_1^* = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot N_1$$

Por tanto se deberá comprobar la resistencia a pandeo para esta combinación de axil máximo. Además, si se considera el máximo flector (VF+VIS) combinado con el máximo axil (N1), se obtienen las siguientes combinaciones:

$$ELU_2^* = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot N_1 + (V_F + V_{IS}) \cdot 1,5 \cdot 0,6$$

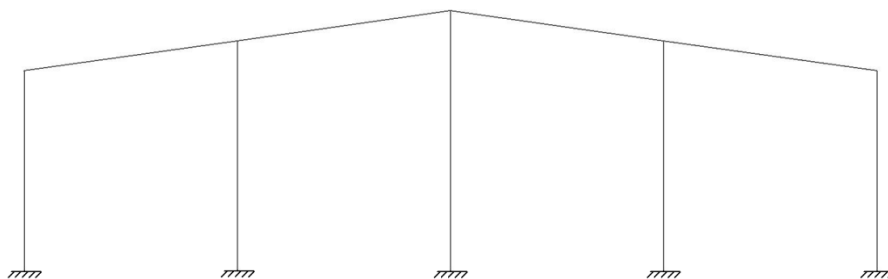
$$ELU_3^* = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot (V_F + V_{IS}) + N_1 \cdot 1,5 \cdot 0,5$$

Los esfuerzos para los distintos ELU se resumen en la siguiente tabla:

ELU	$N_{ed}$ (kN)	$M_{ed}$ (kN·m)
1	52,94	0
2	45,60366	42,46209
3	20,6538	70,77015

**Tabla 4.7:** Esfuerzos en ELUs Pandeo

Con la configuración con la que se ha proyectado hasta ahora el pórtico de fachada no se puede considerar que la estructura esté arriostrada (Figura 4.12).



**Figura 4.12:** Configuración inicial de los pilares en el plano del pórtico

La falta de arriostramiento en cabeza de pilares implica la utilización de  $\beta = 2$  (Empotrado-libre):

$$L_k = L \cdot \beta = 8,75 \text{ m} \cdot 2 = 17,5 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_k}{i_z} \cdot \frac{\sqrt{f_y/E}}{\pi} = \frac{17,5 \cdot 10^3}{24,8} \cdot \frac{\sqrt{275/210000}}{\pi} = 8,12 \gg 2$$

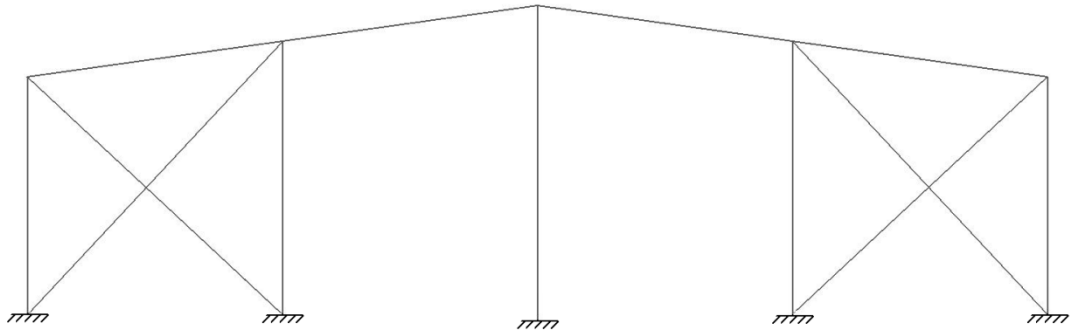
**IPE 220 NO CUMPLE LA ESBELTEZ MÁXIMA ADMISIBLE**

Se despeja el radio de giro para conocer qué perfil de la serie IPE cumple la comprobación de pandeo:

$$i_z = \frac{L_k}{\bar{\lambda}} \cdot \frac{\sqrt{f_y/E}}{\pi} = \frac{17,5 \cdot 10^3}{2} \cdot \frac{\sqrt{275/210000}}{\pi} = 100,79 \text{ mm}$$

No existe ningún perfil de la serie IPN, IPE, HEB, HEA o HEM que posea un valor del radio de giro en el eje Z superior a 100,79 mm. Por tanto se busca otra solución que varíe alguno de los parámetros influyentes en la esbeltez reducida del pilar.

Una buena opción para reducir la  $\beta$  de pandeo sería arriostrar la cabeza de los pilares mediante cruces de San Andrés. Dicha remodelación generaría la intraslacionalidad de los pilares en el plano del pórtico (Figura 4.13):



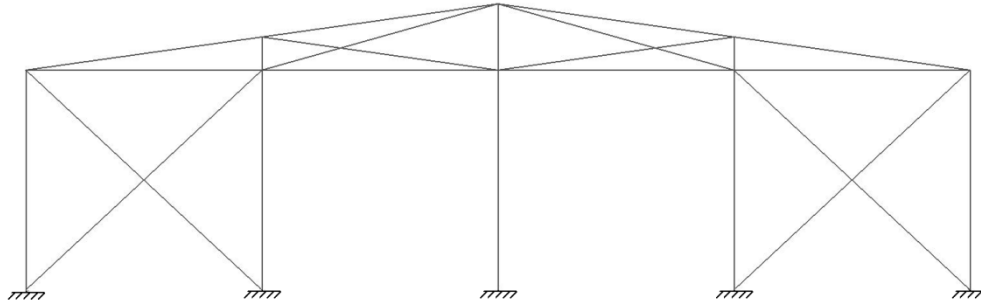
**Figura 4.13:** Arriostramiento de las cabezas de los pilares del pórtico de fachada

$$L_k = L \cdot \beta = 8,75 \text{ m} \cdot 0,7 = 6,125 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_k}{i_z} \cdot \frac{\sqrt{f_y/E}}{\pi} = \frac{6,125 \cdot 10^3}{24,8} \cdot \frac{\sqrt{275/210000}}{\pi} = 2,84 > 2$$

**IPE 220 NO CUMPLE LA ESBELTEZ MÁXIMA ADMISIBLE**

La limitación de esbeltez sigue sin cumplirse por lo que se aumentará el perfil de la serie IPE al IPE 270 y se reducirá la longitud del elemento, mediante la introducción de un arriostramiento central a la altura de los pilares extremos A y E (Figura 4.14).



**Figura 4.14:** Sistema de arriostramiento en fachada

$$L_k = L \cdot \beta = 7 \text{ m} \cdot 0,7 = 4,9 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_k}{i_z} \cdot \frac{\sqrt{f_y/E}}{\pi} = \frac{4,9 \cdot 10^3}{30,2} \cdot \frac{\sqrt{275/210000}}{\pi} = 1,87 < 2$$

**IPE 270 CUMPLE LA ESBELTEZ MÁXIMA ADMISIBLE**

### Plano XZ

Se procede a calcular los coeficientes de pandeo para el plano XZ. En el cálculo del pórtico interior se emplean las características resistentes del eje y para el cálculo del plano XZ, sin embargo, en este caso los pilares se encuentran girados 90° con respecto a la disposición anterior.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 2 > 1,2 \\ t = 10,2 < 40 \end{array} \right\} \rightarrow \alpha = 0,21$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + (\bar{\lambda}_k)^2] = 0,5[1 + 0,21 \cdot (1,87 - 0,2) + 1,87^2] = 2,424$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - (\bar{\lambda}_k)^2}} = \frac{1}{2,424 + \sqrt{2,424^2 - 1,87^2}} = 0,2521$$

### Plano YZ

En este caso, el grado de traslacionalidad es cero, ya que la cabeza del pilar queda sujeta por la viga contraviento y la base queda empotrada en la cimentación.

$$L_k = L \cdot \beta = 8,75 \text{ m} \cdot 0,7 = 6,125 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_k}{i_y} \cdot \frac{\sqrt{f_y/E}}{\pi} = \frac{6,125 \cdot 10^3}{112} \cdot \frac{\sqrt{275/210000}}{\pi} = 0,63 < 2$$

**IPE 270 CUMPLE LA ESBELTEZ MÁXIMA ADMISIBLE**



$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 2 > 1,2 \\ t = 10,2 < 40 \end{array} \right\} \rightarrow \alpha = 0,21$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + (\bar{\lambda}_k)^2] = 0,5[1 + 0,21 \cdot (0,63 - 0,2) + 0,63^2] = 0,7436$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - (\bar{\lambda}_k)^2}} = \frac{1}{0,7436 + \sqrt{0,7436^2 - 0,63^2}} = 0,8782$$

### **Comprobación a Flexocompresión**

Una vez calculados los coeficientes de reducción por pandeo, se deben verificar las expresiones que aparecen en el CTE DB SE-A 6.3.4.2.1. para los tres ELU considerados al comienzo de este apartado y para el IPE 270 definido en el apartado anterior.

$$(I) \rightarrow \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$(II) \rightarrow \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \alpha_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

### **ELU1**

Los esfuerzos debidos a la combinación en la cual predominan las cargas gravitatorias y por tanto el axil son:

$$N_{Ed} = 52,94 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Según el CTE DB SE-A 6.3.4.2 el coeficiente  $k_y$  es:

$$k_y = 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}} = 1 + 0,6 \cdot 0,63 \cdot \frac{52,94 \cdot 10^3}{0,8782 \cdot 1202,14 \cdot 10^3} = 1,0189$$

Las expresiones quedan de la siguiente forma:

$$(I) \rightarrow \frac{52,94 \cdot 10^3}{0,8782 \cdot 4590 \cdot 275/1,05} = 0,05 \leq 1$$

$$(II) \rightarrow \frac{52,94 \cdot 10^3}{0,2521 \cdot 4590 \cdot 275/1,05} = 0,174 \leq 1$$

**IPE 270 CUMPLE EL E.L.U. DE PANDEO POR FLEXOCOMPRESIÓN**

### **ELU2**

Los esfuerzos debidos a la combinación en la cual predominan las cargas gravitatorias y por tanto el axil son:

$$N_{Ed} = 45,60 \text{ kN}$$



$$M_{Ed} = 42,46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Según el CTE DB SE-A 6.3.4.2 el coeficiente  $k_y$  es:

$$k_y = 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C.Rd}} = 1 + 0,6 \cdot 0,63 \cdot \frac{45,60 \cdot 10^3}{0,8782 \cdot 1202,14 \cdot 10^3} = 1,016$$

Según el CTE DB SE-A 6.3.4.2 el coeficiente  $c_{my}$  es:

$$\alpha = \frac{M_s}{M_h} = \frac{\frac{9}{128} \cdot q \cdot h^2}{-\frac{1}{8} \cdot q \cdot h^2} = -0,5625$$

$$c_{m,i} = 0,1 - 0,8 \cdot (-0,5625) = 0,55$$

Las expresiones quedan de la siguiente forma:

$$(I) \rightarrow \frac{45,60 \cdot 10^3}{0,8782 \cdot 4590 \cdot 275/1,05} + 1,016 \cdot \frac{0,55 \cdot 42,46 \cdot 10^6}{1 \cdot 429 \cdot 10^3 \cdot 275/1,05} = 0,2543 \leq 1$$

$$(II) \rightarrow \frac{45,60 \cdot 10^3}{0,2521 \cdot 4590 \cdot \frac{275}{1,05}} + 1,016 \cdot 0,8 \cdot \frac{0,55 \cdot 42,46 \cdot 10^6}{429 \cdot 10^3 \cdot 275/1,05} = 0,3194 \leq 1$$

**IPE 270 CUMPLE EL E.L.U. DE PANDEO POR FLEXOCOMPRESIÓN**

### **ELU3**

Los esfuerzos debidos a la combinación en la cual predominan las cargas gravitatorias y por tanto el axil son:

$$N_{Ed} = 20,65 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 70,77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Según el CTE DB SE-A 6.3.4.2 el coeficiente  $k_y$  es:

$$k_y = 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C.Rd}} = 1 + 0,6 \cdot 0,63 \cdot \frac{20,65 \cdot 10^3}{0,8782 \cdot 1202,14 \cdot 10^3} = 1,007$$

Según el CTE DB SE-A 6.3.4.2 el coeficiente  $c_{my}$  es:

$$\alpha = \frac{M_s}{M_h} = \frac{\frac{9}{128} \cdot q \cdot h^2}{-\frac{1}{8} \cdot q \cdot h^2} = -0,5625$$

$$c_{m,i} = 0,1 - 0,8 \cdot (-0,5625) = 0,55$$

Las expresiones quedan de la siguiente forma:

$$(I) \rightarrow \frac{20,65 \cdot 10^3}{0,8782 \cdot 4590 \cdot 275/1,05} + 1,007 \cdot \frac{0,55 \cdot 70,77 \cdot 10^6}{1 \cdot 429 \cdot 10^3 \cdot 275/1,05} = 0,417 \leq 1$$

$$(II) \rightarrow \frac{20,65 \cdot 10^3}{0,2521 \cdot 4590 \cdot \frac{275}{1,05}} + 1,007 \cdot 0,8 \frac{0,55 \cdot 70,77 \cdot 10^6}{429 \cdot 10^3 \cdot 275/1,05} = 0,347 \leq 1$$

**IPE 270 CUMPLE EL E.L.U. DE PANDEO POR FLEXOCOMPRESIÓN**

**4.2.1.3. E.L.U. Resistencia**

Solo queda realizar las comprobaciones del E.L.U. de resistencia para la combinación de acciones que genere un esfuerzo flector máximo, acompañado del axil de tracción máximo, en este caso:

$$ELU_4^* = 0,8 \cdot G + 1,5 \cdot (V_F + V_{IS})$$

Que genera los siguientes esfuerzos de cálculo:

$$N_{Ed} = 19,85 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 70,77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1 \rightarrow \frac{19,85 \cdot 10^3}{4590 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{70,77 \cdot 10^6}{429 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,6463 \leq 1$$

**IPE 270 CUMPLE EL E.L.U. RESISTENCIA**

**4.2.1.3.1. Resistencia a compresión**

La resistencia de las secciones a compresión será la resistencia plástica de la sección bruta para las secciones de clases 1 a 3 (Clase 1, Anexo 3):

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} = 4590 \cdot \frac{275}{1,05} = 1202,14 \text{ kN} > 19,85 \text{ kN}$$

**IPE 270 CUMPLE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE E.L.U. RESISTENCIA**

**4.2.1.3.2. Resistencia a flexión**

Aunque el perfil IPE 270 se comporta como Clase 1, realizaremos las comprobaciones como Clase 3 para evitar la formación de rótulas plásticas que puedan comprometer la estabilidad de la estructura. La resistencia de las secciones a flexión será la resistencia elástica:

$$M_{el,Rd} = W_{el} \cdot f_{yd} = 429 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot \frac{275}{1,05} \text{ N/mm}^2 = 112,35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{el,Rd} \geq M_{Ed} \rightarrow 112,35 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq 70,77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**IPE 270 CUMPLE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN DE E.L.U. RESISTENCIA**



#### 4.2.2. Dimensionado de la jácena

El siguiente elemento a dimensionar es la jácena de los pórticos de fachada, un elemento que forma parte de la viga contraviento, y del sistema estructural de la nave, transmitiendo las cargas de la cubierta a los pilares.

Las jácenas de los pórticos de fachada se modelizan como vigas continuas de tantos apoyos como pilares del pórtico existan, en este caso 5 apoyos. En el apartado 4.1.1 del proyecto se muestran las leyes de esfuerzos que siguen las vigas continuas de cuatro vanos.

##### 4.2.2.1. E.L.S. Deformación

Al igual que en el resto de elementos estructurales, se procura cumplir los criterios de integridad y apariencia.

##### Criterio de integridad

La comprobación de integridad de los elementos constructivos se realiza obteniendo las flechas relativas activas, para todas las combinaciones características de acciones.

Hay que evaluar, por tanto, las flechas tanto en sentido gravitatorio como las de succión del viento en cubierta. Los valores de carga mayores, que se deben considerar son:

$$1,0 \cdot N1 \rightarrow q = 4,61 \cdot 1,0 = 4,61 \text{ kN/m}$$

$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot (VF + VIP) \rightarrow 1,0 \cdot 1,64 + 1,0 \cdot (-3,412) = -1,772 \text{ kN/m}$$

Tal y como se indica, la situación de succión es más desfavorable, por lo que se emplea ésta como dimensionante. La flecha máxima se produciría en el primer vano, así mismo, se emplea la expresión siguiente para seleccionar el perfil adecuado para la jácena del pórtico de fachada:

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq \frac{1}{300} \rightarrow I_y = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4 \cdot 300}{E}$$

$$I_y = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4 \cdot 300}{E} = \frac{2,5 \cdot 1,772 \cdot (6,25 \cdot 10^3)^3 \cdot 300}{384 \cdot 210000} = 402,35 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

El perfil de la serie IPE cuya inercia se ajusta mejor al valor obtenido en el párrafo anterior es el IPE 140.

##### Criterio de apariencia

La comprobación del criterio de apariencia se realizará para la combinación de acciones casipermanentes. Puesto que la única carga con un coeficiente de simultaneidad ( $\psi_2$ ) distinto a cero es la nieve la combinación será:

$$1,0 \cdot G + 0,2 \cdot N1 = 1,0 \cdot 1,64 + 0,2 \cdot 4,61 = 2,562 \text{ kN/m}$$

Se comprueba a continuación la flecha para el perfil obtenido en el apartado anterior (IPE 140):

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{2,562 \cdot 6250^3}{210000 \cdot 5413 \cdot 10^4} = 3,5823 \cdot 10^{-4} \leq \frac{1}{300}$$

**IPE 140 CUMPLE EL CRITERIO DE APARIENCIA DEL E.L.S. DEFORMACIÓN**

**4.2.2.2. E.L.U. Resistencia**

Se reparten las combinaciones en dos ramas, por un lado, todas aquellas combinaciones de carga en las que la jácena no tenga ningún axil (combinaciones gravitatorias), o cuando el axil al que estén sometidas sea de tracción se comprobarán a resistencia, mientras que aquellas que tengan un axil de compresión se comprobarán a pandeo. En primer lugar se aborda el cálculo del E.L.U. de resistencia:

**Combinaciones gravitatorias**

La combinación más desfavorable desde el punto de vista de flexión será la ELU mostrada en el siguiente párrafo:

$$ELU = 1,35 \cdot G + N1 \cdot 1,5$$

$$q = 1,35 \cdot 1,64 + 4,61 \cdot 1,5 = 9,129 \text{ kN/m}$$

Esta carga provoca unas solicitaciones máximas de:

$$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 0,607 \cdot q \cdot s = 0,607 \cdot 9,129 \cdot 6,25 = 34,63 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0,107 \cdot q \cdot s^2 = 0,107 \cdot 9,129 \cdot 6,25^2 = 38,15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se comprueba si hay interacción del cortante, con los datos geométricos del IPE 140:

$$V_{pl,Rd} = A_V \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$A_V = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 764 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 764 \cdot \frac{275/1,05}{\sqrt{3}} = 115,523 \text{ kN} > 34,63 \text{ kN}$$

**IPE 140 CUMPLE LA RESISTENCIA A CORTANTE DE E.L.U. RESISTENCIA**

$$V_{Ed} = 34,63 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 57,76 \text{ kN}$$

Por lo tanto no existe interacción del cortante y se procede a comprobar el E.L.U. de Resistencia en el primer apoyo interior, que es donde se producen los mayores valores de esfuerzos:

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1 \rightarrow \frac{38,15 \cdot 10^6}{77,3 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 1,88 > 1$$

**IPE 140 NO CUMPLE EL E.L.U. RESISTENCIA**

Despejando  $W_y$  se obtiene el perfil a emplear que cumplirá la E.L.U. Resistencia:

$$W_y = \frac{38,15 \cdot 10^6}{\frac{275}{1,05}} = 145,98 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \rightarrow \text{IPE 180}$$

Si se realiza la comprobación del perfil IPE 180:

$$\frac{38,15 \cdot 10^6}{146 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,997 \leq 1$$

**IPE 180 CUMPLE EL E.L.U. RESISTENCIA**

### Gravitatorias con viento

De este grupo de combinaciones, que generan axil y flector, se selecciona aquella que tiene un mayor valor de carga de succión sobre la jácena. La combinación a calcular será la siguiente:

$$ELU = 0,8 \cdot G + (VF + VIP) \cdot 1,5$$

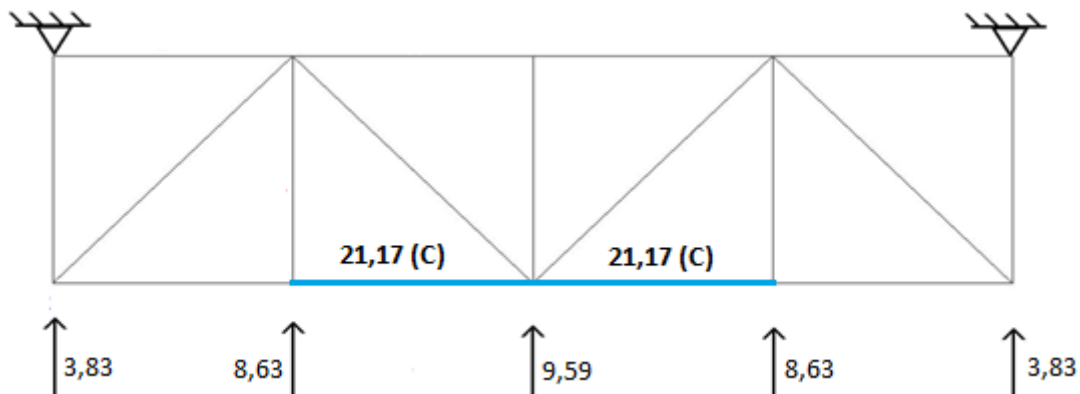
$$q = 0,8 \cdot 1,64 + (-3,412) \cdot 1,5 = -3,806 \text{ kN/m}$$

Esta carga provoca unas sollicitaciones máximas de:

$$V_{Ed} = 0,607 \cdot q \cdot s = 0,607 \cdot 3,806 \cdot 6,25 = 14,43 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0,107 \cdot q \cdot s^2 = 0,107 \cdot 3,806 \cdot 6,25^2 = 15,90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Al aparecer la acción del viento frontal, sobre los pilares de la fachada frontal se generan cargas en la cabeza que harán trabajar a la viga contraviento, apareciendo axiles sobre la jácena.



**Figura 4.15:** Compresión en las jácenas VCV

Se comprueba si hay interacción del cortante, con los datos geométricos del IPE 180:

$$V_{pl,Rd} = A_V \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$A_V = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 1120,4 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 1120,4 \cdot \frac{275/1,05}{\sqrt{3}} = 169,41 \text{ kN} > 14,43 \text{ kN}$$

**IPE 180 CUMPLE LA RESISTENCIA A CORTANTE DE E.L.U. RESISTENCIA**

$$V_{Ed} = 14,43 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 84,70 \text{ kN}$$

Por lo tanto no existe interacción del cortante y se procede a comprobar el E.L.U. de Resistencia en el primer apoyo interior, que es donde se producen los mayores valores de esfuerzos:

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1 \rightarrow \frac{21,17 \cdot 10^3}{2390 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{15,90 \cdot 10^6}{146 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,4496 \leq 1$$

**IPE 180 CUMPLE EL E.L.U. RESISTENCIA**

Pese a que el axil es de compresión, se ha realizado la comprobación de resistencia porque el momento es el máximo que se puede alcanzar por parte de la jácena, ahora se realizará la comprobación de pandeo.

**4.2.2.3. E.L.U. Pandeo**

Para terminar, se comprueba el E.L.U. de Pandeo para el perfil IPE 180, con las dos comprobaciones correspondientes, esbeltez y tensiones.

**Comprobación de esbeltez**

Cabe destacar que en las jácenas del pórtico de fachada, al igual que ocurría en la jácena del pórtico interior, el pandeo está impedido en el plano perpendicular al pórtico (Plano YZ) por lo que el coeficiente de reducción por pandeo será:

$$\chi_z = 1$$

Sin embargo, en el plano del pórtico (Plano XZ), la jácena se comportará apoyada en los cinco pilares de fachada, por tanto:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_k}{i} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{6,25 \cdot 10^3}{74,2} \cdot \frac{\sqrt{275/210000}}{\pi} = 0,9702 \leq 2$$

**IPE 180 CUMPLE LA ESBELTEZ MÁXIMA ADMISIBLE**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 1,97 > 1,2 \\ t = 8 < 40 \end{array} \right\} \rightarrow \alpha = 0,21$$

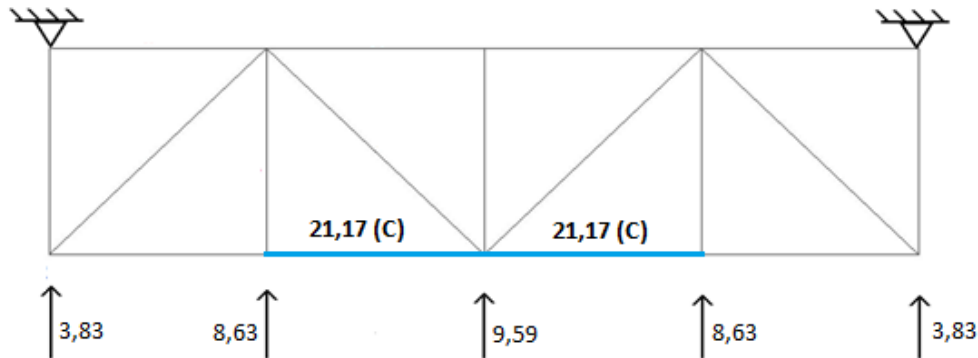
$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + (\bar{\lambda}_k)^2] = 0,5[1 + 0,21 \cdot (0,9702 - 0,2) + 0,9702^2] = 1,0515$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - (\bar{\lambda}_k)^2}} = \frac{1}{1,05 + \sqrt{1,05^2 - 0,9702^2}} = 0,6870 \leq 1$$

### Hipótesis de cálculo y elemento más desfavorable

En este apartado se aborda la comprobación de flexocompresión para la jácena del pórtico de fachada. Se calcula una sola hipótesis que será la más determinante, aquella que presente un mayor valor de momento en la jácena:

$$0,8 \cdot G + 1,5 \cdot (VF + VIP)$$



**Figura 4.16:** Axiles en la jácena del pórtico de fachada

Los esfuerzos generados por esta combinación son:

$$N_{Ed} = 21,17 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 0,607 \cdot q \cdot s = 0,607 \cdot 3,806 \cdot 6,25 = 14,43 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0,107 \cdot q \cdot s^2 = 0,107 \cdot 3,806 \cdot 6,25^2 = 15,90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Las fórmulas que deberán cumplirse según los requisitos del CTE DB SE-A son:

$$(I) \rightarrow \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$(II) \rightarrow \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \alpha_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Según el CTE DB SE-A 6.3.4.2 el coeficiente  $k_y$  es:

$$k_y = 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}} = 1 + 0,6 \cdot 0,9702 \cdot \frac{21,17 \cdot 10^3}{0,687 \cdot 2390 \cdot \frac{275}{1,05}} = 1,028$$

Para el cálculo de del coeficiente de momento equivalente, se debe comprobar qué diferencia de momentos entre apoyos consecutivos es mayor, en este caso la más desfavorable se produce en el vano 1, entre el primer y el segundo apoyo.

$$c_{m,y} = 0,1 - 0,8 \cdot (-0,7196) = 0,675 \geq 0,4$$

$$\alpha = \frac{M_s}{M_n} = \frac{0,077 \cdot q \cdot s^2}{-0,107 \cdot q \cdot s^2} = -0,7196$$

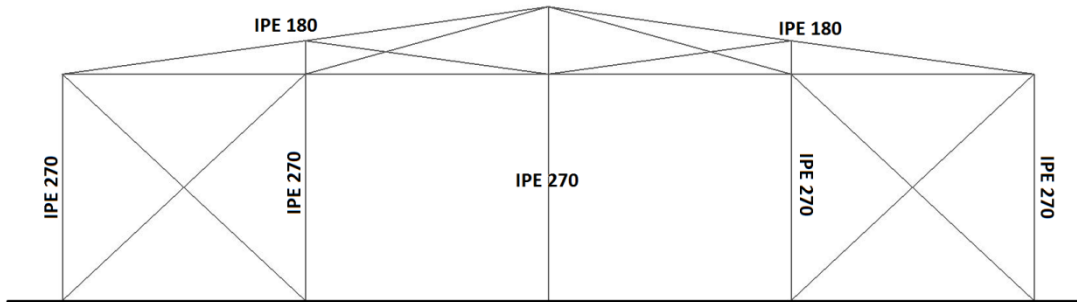


Por tanto, las expresiones quedan de la siguiente forma:

$$(I) \rightarrow \frac{21,17 \cdot 10^3}{0,6870 \cdot 2390 \cdot 275/1,05} + 1,028 \cdot \frac{0,675 \cdot 15,90 \cdot 10^6}{1 \cdot 429 \cdot 10^3 \cdot 275/1,05} = 0,1474 \leq 1$$

$$(II) \rightarrow \frac{21,17 \cdot 10^3}{1 \cdot 2390 \cdot 275/1,05} + 1,028 \cdot 0,8 \frac{0,675 \cdot 15,90 \cdot 10^6}{429 \cdot 10^3 \cdot 275/1,05} = 0,1123 \leq 1$$

**IPE 180 CUMPLE EL E.L.U. DE PANDEO POR FLEXOCOMPRESIÓN**



**Figura 4.17:** Solución final de pilares y jácenas de pórtico de fachada

#### 4.2.3. Dimensionamiento de las placas de anclaje

Una vez dimensionado el pórtico de fachada se procede a calcular la placa de anclaje que unirá el pilar con la cimentación. La combinación de acciones que genera un momento mayor sobre la base del pilar se corresponde con aquella que, además, genera un esfuerzo axial máximo sobre los pilares.

$$1,35 \cdot G + N1 \cdot 1,5 + +0,6 \cdot 1,5 \cdot (VF + VIS)$$

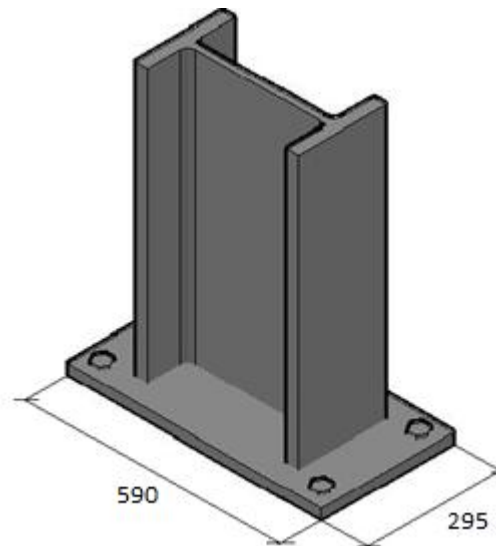
La cual transmite a la cimentación, a través de la placa de anclaje, los siguientes esfuerzos de cálculo:

$$N_{Ed} = 45,58 \text{ kN} \quad ; \quad V_{Ed} = 42,98 \text{ kN} \quad ; \quad M_{Ed} = 75,22 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Además, conviene recordar que tal y como se estableció en el apartado 1.3. del presente proyecto, la zapata donde se anclará el pilar es de hormigón HA-30 ( $\gamma_c=1,5$ ) y el material de la placa de anclaje, pernos, cartelas y pilares es S275JR ( $\gamma_{M0}=1,05$ ).

##### 4.2.3.1. Predimensionado

El perfil IPE 270 que compone el soporte tiene un canto h de 270 mm y un ancho b de 135 mm. Como criterio de predimensionado, se conviene otorgar un vuelo lateral de 160 mm a ambos lados de la dirección en que se produce la flexión. Mientras que se emplea un vuelo de 80 mm en la dirección ortogonal a la flexión. Se asume también una distancia desde los pernos al borde de la placa de anclaje de 60 mm.



**Figura 4.18:** Dimensiones iniciales de la placa

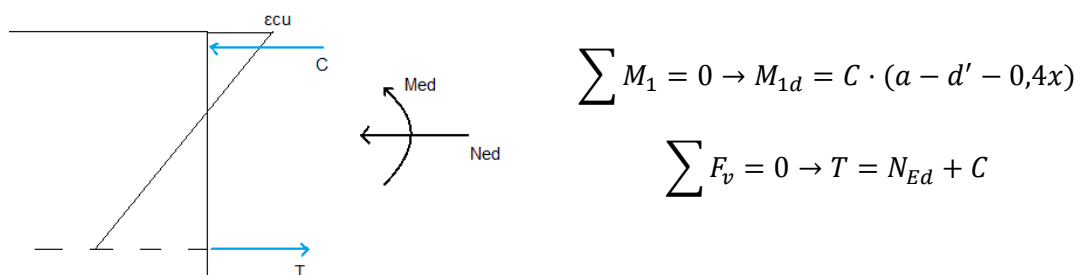
#### 4.2.3.2. E.L.U. de agotamiento del apoyo

Se considera que el agotamiento del apoyo se producirá de manera paralela al del hormigón, es decir, se producirá cuando este alcance su deformación última  $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ .

En primer lugar, se determina el valor de la resistencia de cálculo de la unión  $f_{jd}$ . Para el cálculo se considera un coeficiente de la unión  $\beta_j = 1$  y un factor de concentración  $k_j = 1$ .

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd} = 1 \cdot 1 \cdot \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa} \leq 3,3 \cdot f_{cd} 66 \text{ MPa}$$

Para resolver los diferentes E.L.U. se plantean las ecuaciones de equilibrio, tanto sumatorio de fuerzas verticales como de momentos en el eje de los pernos. Al tratarse de una sección de hormigón armado, las deformaciones de acero y hormigón están ligadas de tal forma que se sigue la metodología marcada por la EHE. Esta disposición se puede representar como:



Resolviendo la primera ecuación se obtiene la profundidad de la fibra neutra y:

$$\sum M_1 = 0 \rightarrow M_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{a}{2} - d'\right) = 0,8y \cdot f_{jd} \cdot b' \cdot (a - d' - 0,4y)$$

$$75,22 \cdot 10^6 + 45,58 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{590}{2} - 60\right) = 0,8y \cdot 20 \cdot 295 \cdot (590 - 60 - 0,4y)$$

$$y = 35,29 \text{ mm} \\ x = 0,8y \rightarrow x = 28,23 \text{ mm} < \frac{a}{4} = 147,5 \text{ mm}$$

### LA BASA PROPUESTA CUMPLE EL E.L.U. DE AGOTAMIENTO DEL APOYO

De la ecuación de equilibrio de fuerzas verticales se obtiene el valor de la tracción en los pernos:

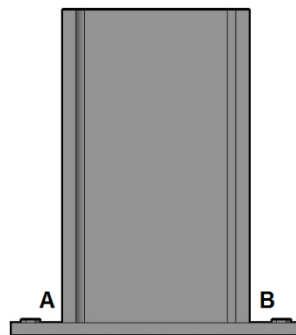
$$T = C - N_d = x \cdot f_{jd} \cdot b - N_d = 28,23 \cdot 20 \cdot 295 - 45,58 \cdot 10^3 = 166,51 \text{ kN}$$

#### 4.2.3.3. E.L.U. de agotamiento de la placa a flexión

En este apartado se pretende optimizar el espesor de la placa de anclaje para que se verifique el E.L.U. de agotamiento de la placa.

$$M_{Ed} \leq M_{cr,d} \rightarrow M_{Ed} \leq W \cdot f_{yd}$$

El momento de cálculo para la comprobación a flexión será aquel que se produce en las zonas de la placa más débiles, que serán aquellos donde se produce el encuentro placa-pilar (Puntos A y B), ya que la zona entre A y B queda reforzada por el soporte.



**Figura 4.19:** Alzado del pilar sobre la placa

El momento en el punto A, encuentro del pilar con la placa en la zona comprimida:

$$M_A = \sigma_c \cdot 0,8y \cdot b' \cdot \left(v - \frac{0,8y}{2}\right) = \frac{30}{1,5} \cdot 28,23 \cdot 295 \cdot \left(160 - \frac{28,23}{2}\right) = 24,29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El momento en el punto B, encuentro del pilar con la placa en la zona traccionada:

$$M_B = T \cdot (v - d') = 166,51 \text{ kN} \cdot (160 - 60) = 16,65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ya que la comprobación de E.L.U. se ha de realizar en la sección más solicitada, la máxima de ambas será:

$$\max(M_A, M_B) = M_A = 24,29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

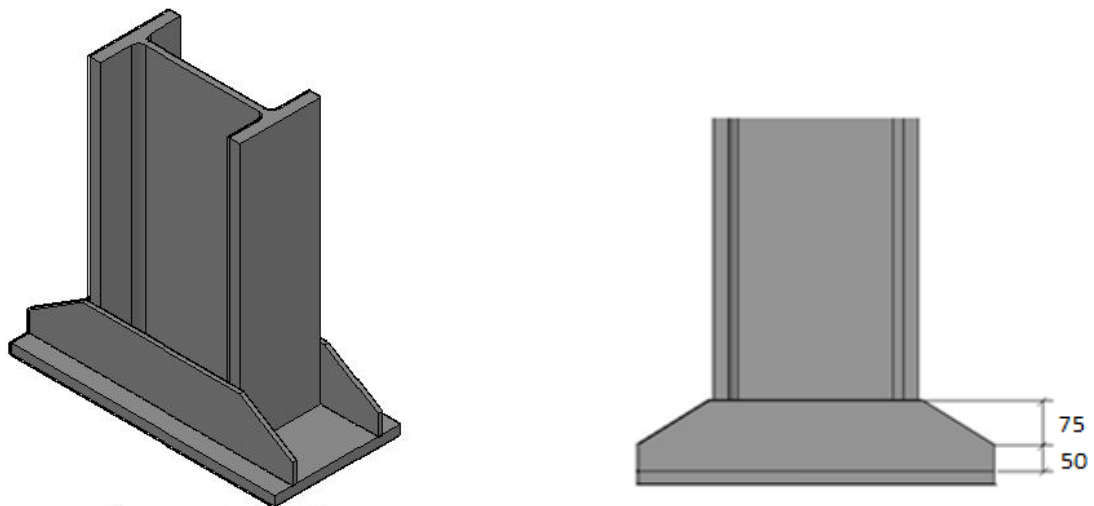
El siguiente paso consiste en despejar el valor del espesor de la placa de la ecuación que verifica el E.L.U. de agotamiento de la placa:

$$W = \frac{I}{e/2} = \frac{\frac{1}{12} \cdot b \cdot e^3}{e/2} = \frac{1}{6} \cdot b \cdot e^2$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{6} \cdot b \cdot e^2 \cdot f_{yd}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{M_{Ed} \cdot 6}{b \cdot f_{yd}}} = \sqrt{\frac{24,29 \cdot 10^6 \cdot 6}{295 \cdot \frac{275}{1,05}}} = 43,43 \text{ mm}$$

Dado que el espesor obtenido supera los espesores comerciales de los que disponemos (22, 25, 30, 35, 40) se propone la colocación de dos cartelas (590.125.15) que abracen el perfil en el plano de flexión y se adopta un espesor de la placa  $e = 25 \text{ mm}$ .



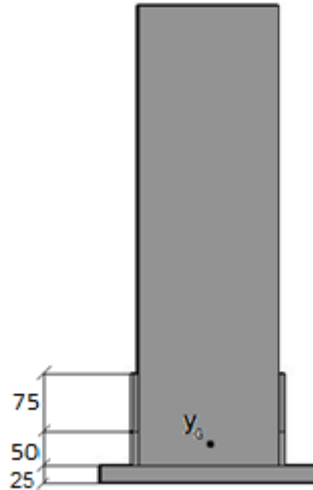
**Figura 4.20:** Perspectivas de la placa con cartelas

Se han de calcular las características mecánicas de la sección resultante al colocar las cartelas. Se procede a calcular el área y el nuevo centro de gravedad de la sección.

$$A = 11125 \text{ mm}^2$$

$$y_G = 37,78 \text{ mm}$$

$$I = 19250424,27 \text{ mm}^4$$



**Figura 4.21:** Dimensiones de placa y cartelas

Para terminar con las características mecánicas de la pieza se ha de tener en cuenta, que al no ser simétrica la pieza respecto al centro de gravedad, no es igual el módulo resistente respecto a la fibra superior e inferior. Se calcularán ambos escogiendo posteriormente el menor de los dos.

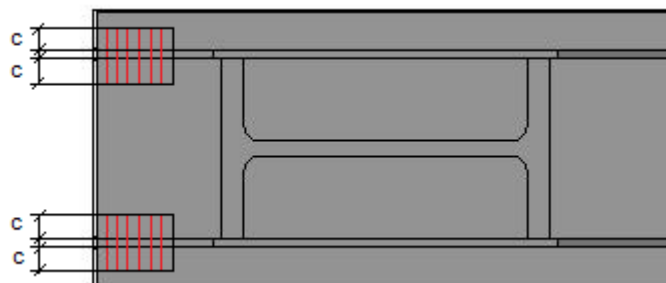
$$W_{sup} = \frac{I}{h - y_G} = \frac{19250424,27 \text{ mm}^4}{150 \text{ mm} - 37,78 \text{ mm}} = 171541,83 \text{ mm}^3$$

$$W_{inf} = \frac{I}{y_G} = \frac{19250424,27 \text{ mm}^4}{37,78 \text{ mm}} = 509540,08 \text{ mm}^3$$

$$W = \min(W_{sup}, W_{inf}) = 171541,83 \text{ mm}^3$$

**E.L.U. de agotamiento de la placa a flexión con cartelas**

En este caso se ha de tener en cuenta que la compresión de las cartelas no se transmite en la totalidad del ancho sino que únicamente colaboran las proximidades de las cartelas como se observa en la Figura 4.22:



**Figura 4.22:** Área portante de la sección con cartelas

$$c = e \cdot \left( \frac{f_{yd}}{3 \cdot f_{jd}} \right)^{1/2} = 25 \cdot \left( \frac{275/1,05}{3 \cdot 20} \right)^{1/2} = 52,23 \text{ mm}$$



Luego el ancho portante de compresión será:

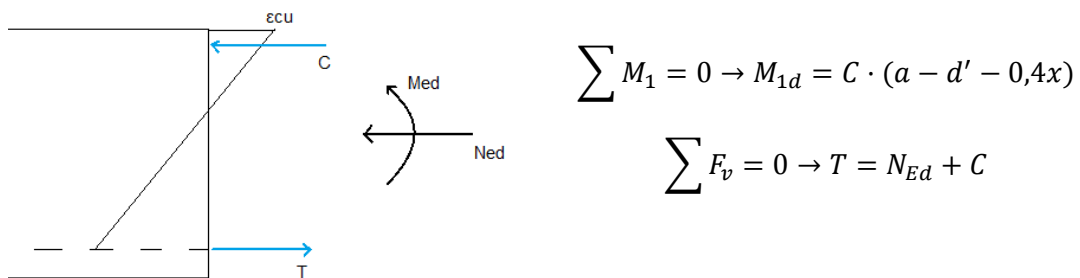
$$b' = 2 \cdot (2 \cdot c + e_c) = 2 \cdot (2 \cdot 52,23 + 15) = 238,92 \text{ mm}$$

Se deben realizar algunas verificaciones geométricas:

4. El alma del perfil debe ser mayor que dos veces  $b'$  para evitar el solapamiento.
5. La anchura suplementaria no puede ser mayor que el vuelo lateral.
6. El doble de  $b'$  no puede ser mayor que el ancho de la placa.

$$b' = 307,6 \left\{ \begin{array}{l} b_{perf} > 2c \rightarrow 135 > 104,46 \rightarrow OK! \\ \frac{295 - 135 - 2 \cdot 15}{2} > c \rightarrow 65 > 52,23 \rightarrow OK! \\ b > b' \rightarrow 295 > 238,92 \rightarrow OK! \end{array} \right\}$$

Al modificar el ancho portante de la placa de  $b$  a  $b'$ , se debe recalculer el E.L.U. de agotamiento del apoyo, para obtener la anchura del bloque de compresiones y la tracción de los pernos.



Resolviendo la primera ecuación se obtiene la profundidad de la fibra neutra  $y$ :

$$\sum M_1 = 0 \rightarrow M_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{a}{2} - d'\right) = 0,8y \cdot f_{cd} \cdot b' \cdot (a - d' - 0,4y)$$

$$75,22 \cdot 10^6 + 45,58 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{590}{2} - 60\right) = 0,8y \cdot 20 \cdot 238,92 \cdot (590 - 60 - 0,4y)$$

$$y = 43,86 \text{ mm} \\ x = 0,8y \rightarrow x = 35,09 \text{ mm} \geq \frac{a}{4} = 147,5 \text{ mm}$$

### LA BASA PROPUESTA CUMPLE EL E.L.U. DE AGOTAMIENTO DEL APOYO

$$T = C - N_d = x \cdot f_{cd} \cdot b' - N_d = 35,09 \cdot 20 \cdot 238,92 - 45,58 \cdot 10^3 = 122,09 \text{ kN}$$

Los momentos en los puntos más desfavorables son:

$$M_A = x \cdot f_{cd} \cdot b' \cdot \left(v - \frac{x}{2}\right) = 35,09 \cdot 20 \cdot 238,92 \cdot \left(160 - \frac{35,09}{2}\right) = 23,88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_B = T \cdot (v - d') = 122,09 \cdot 10^3 \cdot (160 - 60) = 12,20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\max(M_A, M_B) = M_A = 23,88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

La comprobación del agotamiento de la placa flexión queda:

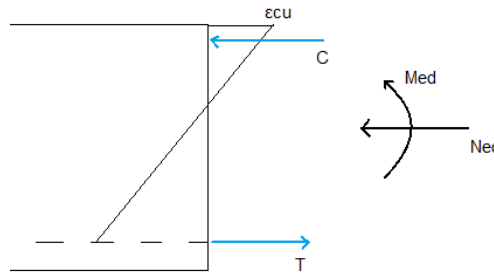
$$M_{Ed} \leq M_{cr,d} \rightarrow M_{Ed} \leq W \cdot f_{yd}$$

$$23,88 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \leq 171541,83 \cdot \frac{275}{1,05} = 44,92 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

**LA BASA PROPUESTA CUMPLE EL E.L.U. DE AGOTAMIENTO DE LA PLACA A FLEXIÓN**

**4.2.3.4. E.L.U. de agotamiento de los pernos a tracción**

Una vez comprobada la resistencia de la placa, se procede a comprobar la resistencia de los pernos que anclan la placa a la cimentación. Se busca tanto el número de pernos a colocar como el tamaño de cada uno de ellos. A continuación se calcula la deformación existente en los pernos:



$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{cu} = 0,0035 \\ y = 223,67 \end{array} \right\} \rightarrow \varepsilon_s = \frac{(a - d')}{y} \cdot \varepsilon_{cu} = \frac{590 - 60}{43,86} \cdot 0,0035 = 0,04229$$

Llegados a este punto, solo queda determinar si dicha deformación está en zona elástica ( $\varepsilon_s < \varepsilon_y$ ) o en zona plástica ( $\varepsilon_s > \varepsilon_y$ ), para determinar la tensión asociada a dicha deformación.

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{275}{210000} = 1,30 \cdot 10^{-3} < \varepsilon_s \rightarrow \text{ZONA PLÁSTICA}$$

Luego la tensión de los pernos será igual a  $f_{yd}$ :

$$f_{yd} = \frac{f_{yd}}{\gamma_s} = \frac{275}{1,05} = 261,90 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

El siguiente paso consiste en calcular tanto el número de pernos a colocar como el diámetro de estos, para aguantar la tracción que provoca la flexión de la placa. Conocida la tensión a la que están trabajando los pernos, se puede calcular la cantidad de acero necesaria:

$$T = A_s \cdot \sigma_s \rightarrow A_s = \frac{T}{\sigma_s} = \frac{122,09 \cdot 10^3 \text{ N}}{261,90 \text{ N/mm}^2} = 466,17 \text{ mm}^2$$

Se van a colocar pernos soldados para evitar la pérdida de un 20% de área que se da cuando estos son mecanizados con tuerca. En estas condiciones, el número de pernos necesarios serán:



$$A_s = n \cdot A_\phi = n \cdot \left( \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} \right) \rightarrow n = \frac{A_s}{\left( \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} \right)}$$

El procedimiento de cálculo consiste en fijar un número de pernos, y a partir de ahí obtenemos el diámetro de los mismos. Comenzaremos por colocar 2 pernos.

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot n}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 466,17}{\pi \cdot 2}} = 17,22 \text{ mm}$$

**SE ACUERDA LA COLOCACIÓN DE 2  $\phi$  20 CORRUGADOS B500S**

#### 4.2.3.5 E.L.U. de agotamiento de los pernos a cortante

Antes de comprobar el agotamiento a cortante, se realiza la verificación del criterio de resistencia a tracción según el CTE DB SE-A 8.5.2.3.

$$F_{t,Rd} \geq T_{Ed} \rightarrow F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 550 \cdot \left( \pi \cdot \frac{20^2}{4} \right)}{1,25} = 124,40 \text{ kN} \geq 61,04 \text{ kN}$$

**SE CUMPLE LA RESISTENCIA A TRACCIÓN DE LOS PERNOS**

Según el artículo 8.8.1. del CTE DB SE-A, la resistencia a cortante de un perno de anclaje será:

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,368 \cdot 550 \cdot \left( \pi \cdot \frac{20^2}{4} \right)}{1,25} = 50,86 \text{ kN}$$

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003 \cdot f_{yb} = 0,44 - 0,0003 \cdot 240 = 0,368$$

El esfuerzo cortante de cálculo debe ser menor que:

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_t \cdot F_{vb,Rd} = 13674 + 4 \cdot 50860 = 217,11 \text{ kN} \geq 42,98 \text{ kN}$$

Con:

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{Ed} = 0,30 \cdot 45,58 \cdot 10^3 = 13674 \text{ N}$$

Por último se ha de calcular la interacción Tracción-Cortante:

$$\frac{V_{Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{T}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{42,98 \cdot 10^3}{217,11 \cdot 10^3} + \frac{122,09 \cdot 10^3}{1,4 \cdot 248,8 \cdot 10^3} = 0,5484 \leq 1$$

**SE CUMPLE EL E.L.U. DE AGOTAMIENTO DE LOS PERNOS A CORTANTE**



**4.2.3.6. E.L.U. de anclaje de los pernos**

La longitud de anclaje de una barra depende, entre otros factores, de las propiedades de adherencia de las barras y de la posición que estas ocupan en la pieza de hormigón. La longitud de anclaje ( $l_a$ ) se determina mediante la siguiente expresión:

$$l_a = l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

Con:

$$\left\{ \begin{array}{l} l_{bl} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bd}} \\ \tau_{bm} = (0,36\sqrt{f_{ck}})/\gamma_c \end{array} \right\} \rightarrow l_b = \frac{20}{4} \cdot \frac{275/1,05}{(0,36 \cdot \sqrt{30})/1,5} = 996,18 \text{ mm}$$

Por tanto:

$$l_a = l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}} = 996,18 \cdot \beta \cdot \frac{466,17}{2 \cdot \left(\pi \cdot \frac{20^2}{4}\right)} = 739,09 \beta$$

Empleando los coeficientes que aparecen en la tabla 69.5.1.2.b, y un tipo de anclaje en patilla, el valor del coeficiente es  $\beta = 0,7$ . Luego:

$$l_a = 739,09 \cdot 0,7 = 517,36 \text{ mm}$$

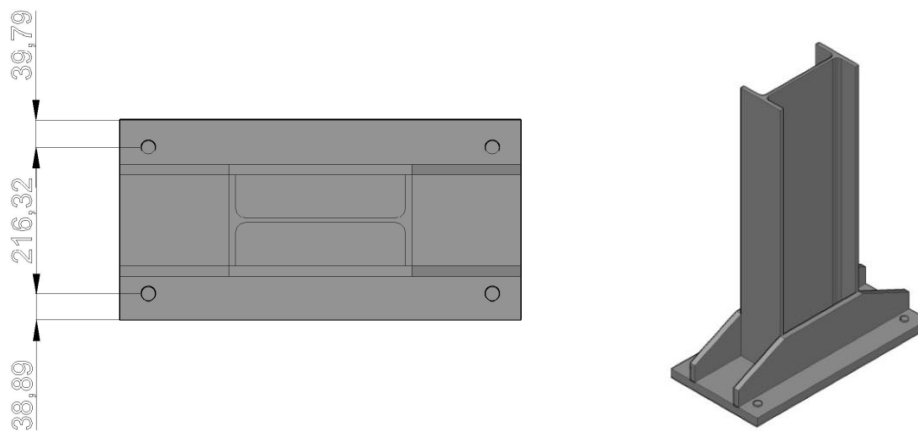
Para terminar se comprueba que la longitud de anclaje no quede excesivamente reducida respecto a la longitud básica:

$$l_a = 876 \nless \max\left(10\phi, 150 \text{ mm}, \frac{l_b}{3}\right) = \max(200,150,332) = 332 \text{ mm}$$

**SE VERIFICA LA LONGITUD DE ANCLAJE DE 517 mm EN PATILLA**

**4.2.3.7. Disposición de los pernos**

En la Figura 4.23 se observa el modo de disposición escogido para los pernos en la placa de anclaje del soporte a la zapata.



**Figura 4.23:** Disposición de los pernos en la placa



#### 4.2.4. Dimensionado de la cimentación

En este punto se calculan las zapatas de los pórticos de fachada. Los datos de partida son los perfiles y dimensiones de las placas obtenidos en los apartados anteriores.

Se consideran zapatas centradas (excentricidad nula), que se configuran de esta forma dado que los momentos pueden variar de sentido según el viento sople en un sentido u otro. Las zapatas se proyectan de la misma manera que los pilares de los pórticos interiores, canto 900 mm y deben ser capaces de soportar las cargas que transmiten los pilares, cuyos valores se han obtenido anteriormente.

Se calcula la cimentación para el pilar central, ya que éste resulta el más desfavorable de todos los que forman el pórtico de fachada.

Los esfuerzos, obtenidos en el apartado de cálculo del pilar son los mostrados en la Tabla 4.8:

CARGAS	N (kN)	M (kN·m)	V (kN)
G	9,51	0,00	0,00
Q	8,29	0,00	0,00
N1	26,74	0,00	0,00
VF+VIS	-8,16	47,19	26,96
VF+VIP	-19,79	28,00	16,00
VL+VIS	-0,50	-22,46	-12,84
VL+VIP	-12,13	-41,65	-23,80
VF	-15,14	35,67	20,38
VL	-7,48	-33,97	-19,41

**Tabla 4.8:** Esfuerzos transmitidos por el pilar

En el proceso de cálculo se verifican los estados límite para garantizar la seguridad estructural de la zapata. Así, se sigue lo establecido en el CTE DB SE-C, y que se puede resumir en los siguientes puntos:

- E.L.U. de equilibrio, seguridad al vuelco.
- E.L.U. de agotamiento del terreno.
- E.L.U. de agotamiento de la estructura de cimentación

##### 4.2.4.1. E.L.U. de equilibrio. Seguridad al vuelco

Debido a la posición del pilar sobre la zapata, el eje de giro del vuelco estará en A o en B, según la acción que se esté considerando.

En primer lugar, se debe estudiar qué efecto tiene cada una de las acciones que llegan desde el pilar, para poder situarlas a un lado u otro de la comprobación.

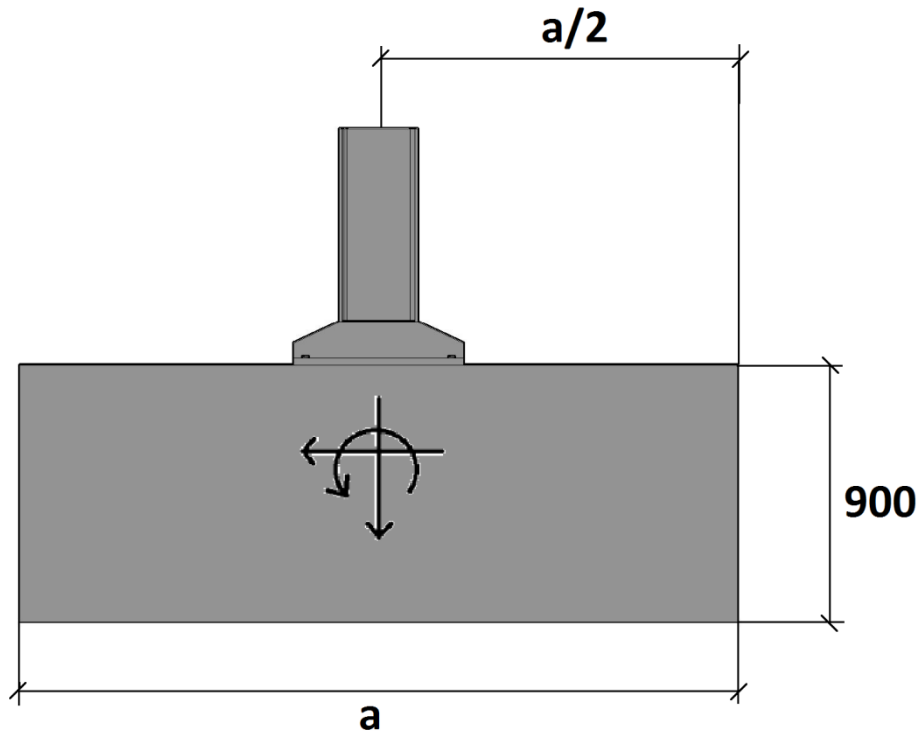


Figura 4.24: Vuelco de la zapata del pilar central

#### Acciones gravitatorias (G, Q, N1)

En este caso el estudio es sencillo, tal y como se muestra en la Tabla 4.8, únicamente existen axiles en sentido gravitatorio, por tanto las acciones provocan un momento estabilizante respecto a ambos puntos de vuelco A y B.

$$M_{k, stb} = \left\{ \begin{array}{l} G: M_{k, G, stb} = 9,51 \cdot \frac{a}{2} = 4,755 \cdot a \\ Q: M_{k, Q, stb} = 8,29 \cdot \frac{a}{2} = 4,145 \cdot a \\ N1: M_{k, N1, stb} = 26,74 \cdot \frac{a}{2} = 13,37 \cdot a \end{array} \right\}$$

#### Vientos Frontales (VF1, VF1+VIS, VF1+VIP)

Todas las hipótesis de viento frontal se comportan de una manera similar. Momentos y cortantes positivos que generan un vuelco más desfavorable sobre el punto A, y axiles de tracción. Por ello se realizarán las comprobaciones sobre el punto A.

$$M_{k, dstb} = \left\{ \begin{array}{l} VF: M_{k, dstb} = 35,67 + 20,38 \cdot h + 15,14 \cdot \frac{a}{2} = 54,012 + 7,57 \cdot a \\ VF + VIS: M_{k, dstb} = 47,19 + 26,96 \cdot h + 8,16 \cdot \frac{a}{2} = 71,454 + 4,08 \cdot a \\ VF + VIP: M_{k, dstb} = 28,00 + 16,01 \cdot h + 19,79 \cdot \frac{a}{2} = 34,40 + 9,89 \cdot a \end{array} \right\}$$

De los estados de viento frontal, aquel que presenta valores más desfavorables es el de **VF1+VIS**.



### Vientos Laterales (VL1, VL1+VIS, VL1+VIP)

En este caso, el signo de los esfuerzos es opuesto al descrito en el Viento Frontal, por ello, el punto de vuelco más desfavorable será el punto B.

$$M_{k,dstb} = \left\{ \begin{array}{l} VL: M_{k,dstb} = 33,97 + 19,41 \cdot h + 7,48 \cdot \frac{a}{2} = 51,439 + 3,74 \cdot a \\ VL + VIS: M_{k,dstb} = 22,46 + 12,84 \cdot h + 0,50 \cdot \frac{a}{2} = 33,296 + 0,25 \cdot a \\ VL + VIP: M_{k,dstb} = 41,65 + 23,80 \cdot h + 12,13 \cdot \frac{a}{2} = 63,07 + 6,06 \cdot a \end{array} \right\}$$

De todos los vientos laterales, el que presenta valores más desfavorables es el **VL+VIP**.

A continuación se establecen las combinaciones para la comprobación del E.L.U. de seguridad al vuelco:

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

Según el CTE DB SE, los coeficientes de seguridad de las acciones a emplear serán iguales a la unidad, por ello:

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

Las acciones permanentes, aun siendo estabilizantes, han de aparecer en todas las combinaciones de vuelco. En cuanto a las acciones desestabilizantes, sólo puede actuar un viento cada vez, por lo que se estudiará el viento más desfavorable de vuelco respecto al punto A y el más desfavorable respecto al punto B.

$$\text{Punto A} \rightarrow 1,0 \cdot G + 1,0 \cdot (VF + VIS)$$

$$\text{Punto B} \rightarrow 1,0 \cdot G + 1,0 \cdot (VL + VIP)$$

### Vuelco respecto al punto A

$$\gamma_{d,stab} \cdot M_{d,stab} \geq \gamma_{d,dst} \cdot M_{d,dst} \rightarrow \begin{cases} \gamma_{d,stab} = 0,9 \\ \gamma_{d,dst} = 1,8 \end{cases}$$

$$M_{d,stab} = M_{PP} + M_G = 11,25 \cdot a^3 + 4,755 \cdot a$$

$$M_{d,dst} = M_{VF+VIS} = 71,454 + 4,08 \cdot a$$

$$0,9 \cdot (11,25 \cdot a^3 + 4,755 \cdot a) = 1,8 \cdot (71,454 + 4,08 \cdot a) \rightarrow a = 2,376 \text{ m}$$

### Vuelco respecto al punto B

$$\gamma_{d,stab} \cdot M_{d,stab} \geq \gamma_{d,dst} \cdot M_{d,dst} \rightarrow \begin{cases} \gamma_{d,stab} = 0,9 \\ \gamma_{d,dst} = 1,8 \end{cases}$$

$$M_{d,stab} = M_{PP} + M_G = 11,25 \cdot a^3 + 4,755 \cdot a$$

$$M_{d,dst} = M_{VL+VIP} = 63,07 + 6,06 \cdot a$$

$$0,9 \cdot (11,25 \cdot a^3 + 4,755 \cdot a) = 1,8 \cdot (63,07 + 6,06 \cdot a) \rightarrow a = 2,335 \text{ m}$$

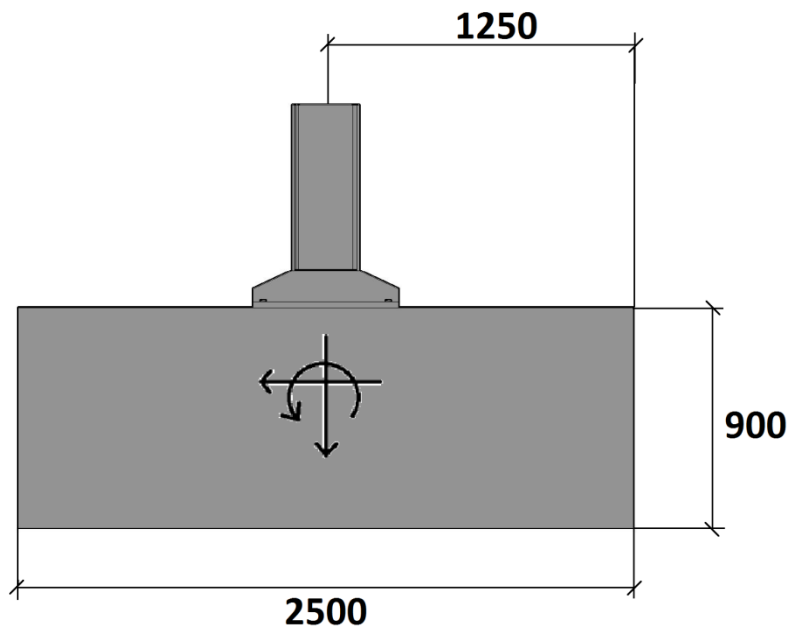
Por tanto, de ambas comprobaciones se extraen las dimensiones mínimas de la zapata para no sobrepasarse el E.L.U. de vuelco:

**Z (2500.2500.900)mm**

#### 4.2.4.2. E.L.U. de agotamiento del terreno

En este apartado se afronta la comprobación de agotamiento del terreno para las dimensiones de la zapata determinadas en el punto anterior. La combinación de acciones más desfavorable, partiendo de las actuantes sobre el pórtico de fachada es:

$$1 \cdot P + 1 \cdot G + 0,5 \cdot N_1 + 1 \cdot (VF_1 + VIS)$$



**Figura 4.25:** Acciones para el cálculo del agotamiento del terreno

La combinación de las acciones en la base del pilar:

$$M_k^h = 1 \cdot 0 + 0,5 \cdot 0 + 1 \cdot (47,19) = 47,19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_k^h = 1 \cdot 9,51 + 0,5 \cdot 26,74 + 1 \cdot (-8,16) = 14,72 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_k^h = 1 \cdot 0 + 0,5 \cdot 0 + 1 \cdot (26,96) = 26,96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El peso de la cimentación es:

$$P = a \cdot a \cdot 0,9 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 140,625 \text{ kN}$$

Mientras que, trasladando las acciones a la base de la zapata para evaluar las cargas sobre el terreno se obtiene:



$$M_{base}^h = 47,19 + 26,96 \cdot 0,9 = 71,45 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{base}^h = 14,72 + 140,62 = 155,34 \text{ kN}$$

$$V_{base}^h = 26,96 \text{ kN}$$

Una vez conocidos los esfuerzos que se transmiten al terreno, solo resta comprobar que las tensiones producidas en esta cumplen el E.L.U. de agotamiento del terreno.

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y = \frac{155,34 \text{ kN}}{6,25 \text{ m}^2} + \frac{71,45 \text{ kN} \cdot \text{m}}{\left(\frac{1}{12} \cdot 2,5 \cdot 2,5^3\right) \text{ m}^4} \cdot \frac{2,5 \text{ m}}{2} = 52,28 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} \cdot y = \frac{155,34 \text{ kN}}{6,25 \text{ m}^2} - \frac{71,45 \text{ kN} \cdot \text{m}}{\left(\frac{1}{12} \cdot 2,5 \cdot 2,5^3\right) \text{ m}^4} \cdot \frac{2,5 \text{ m}}{2} = -2,58 \text{ kN/m}^2$$

Comprobaciones:

$$\sigma_{\text{med}} = \frac{\sigma_{\text{máx}} + \sigma_{\text{mín}}}{2} = \frac{52,28 + 2,58}{2} = 27,43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 150 \text{ kN/m}^2$$

**SE CUMPLE EL E.L.U. DE AGOTAMIENTO DEL TERRENO**

#### 4.2.4.3. E.L.U. de agotamiento de la cimentación

Tras comprobar todas las combinaciones de acciones, se obtiene la más desfavorable a partir de las acciones anteriormente mencionadas:

$$1,00 \cdot \text{P} + 1,35 \cdot \text{G} + 0,75 \cdot \text{N} + 1,5 \cdot (\text{VF} + \text{VIS})$$

#### Clasificación del tipo de zapata

Para la EHE-08 se establece una clasificación para zapatas en función de la relación entre su vuelo máximo y el canto:

$$\text{Si } \begin{cases} v_{\text{max}} > 2 \cdot h \rightarrow \text{FLEXIBLE} \\ v_{\text{max}} \leq 2 \cdot h \rightarrow \text{RÍGIDA} \end{cases}$$

En este caso:

$$v_{\text{max}} = \frac{2,5 - 0,59}{2} = 0,95 \text{ m} < 2 \cdot h = 1,8 \text{ m} \rightarrow \text{RÍGIDA}$$

#### Acciones y reacción del terreno

En la base del pilar, para la combinación mostrada anteriormente, se obtienen los siguientes esfuerzos:

$$M_k^h = 1,35 \cdot 0 + 0,75 \cdot 0 + 1,5 \cdot (47,19) = 70,78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_k^h = 1,35 \cdot 9,51 + 0,75 \cdot 26,74 + 1,5 \cdot (-8,16) = 20,65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_k^h = 1,35 \cdot 0 + 0,75 \cdot 0 + 1,5 \cdot (26,96) = 40,44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

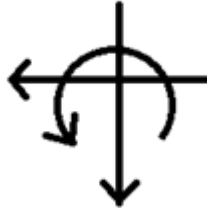
Mientras que, trasladando las acciones a la base de la zapata para evaluar las cargas sobre el terreno se obtiene:

$$M_{base}^h = 70,78 + 40,44 \cdot 0,9 = 107,17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{base}^h = 20,65 + 140,62 = 161,27 \text{ kN}$$

$$V_{base}^h = 40,44 \text{ kN}$$

El criterio de signos utilizado es el siguiente:



**Figura 4.26:** Criterio de signos

A continuación se determinarán las tensiones que producen estos esfuerzos sobre el terreno y se realizarán las comprobaciones pertinentes:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y = \frac{161,27 \text{ kN}}{6,25 \text{ m}^2} + \frac{107,17 \text{ kN} \cdot \text{m}}{\left(\frac{1}{12} \cdot 2,5 \cdot 2,5^3\right) \text{ m}^4} \cdot \frac{2,5 \text{ m}}{2} = 66,95 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} \cdot y = \frac{161,27 \text{ kN}}{6,25 \text{ m}^2} - \frac{107,17 \text{ kN} \cdot \text{m}}{\left(\frac{1}{12} \cdot 2,5 \cdot 2,5^3\right) \text{ m}^4} \cdot \frac{2,5 \text{ m}}{2} = -15,35 \text{ kN/m}^2$$

Comprobaciones:

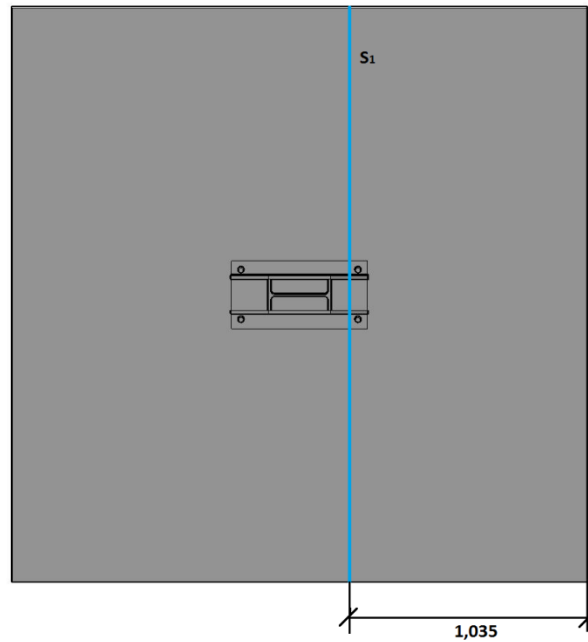
$$\sigma_{med} = \frac{\sigma_{m\acute{a}x} + \sigma_{m\acute{i}n}}{2} = \frac{66,95 + 15,35}{2} = 41,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 150 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.2.4.3.1. Determinación del armado

##### Cálculo de la armadura longitudinal

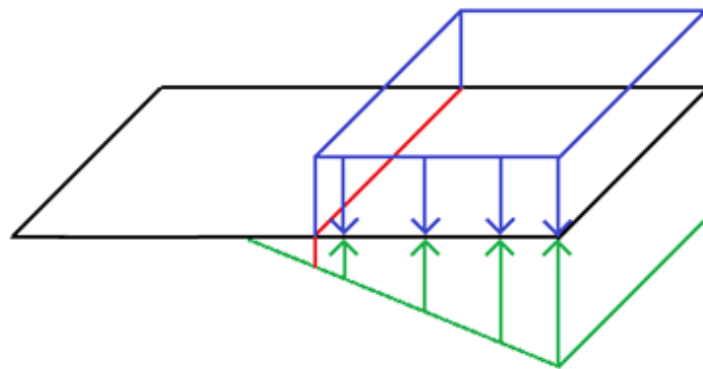
La comprobación del E.L.U. de Flexión se realiza en una sección de referencia situada a la mitad de la distancia entre la cara del soporte y el borde de la placa de acero, cuando se trate de soportes metálicos sobre placas de reparto de acero, como es el caso.

$$S_1 = 2,5 - 1,25 - \frac{0,59}{2} + \frac{0,59 - 0,27}{4} = 1,035 \text{ m}$$



**Figura 4.27:** Sección de referencia para comprobación de flexión

El siguiente paso consiste en obtener el momento de cálculo que actúa en la sección de referencia  $S_1$  (línea azul). Para ello realizaremos un equilibrio de momentos entre las tensiones producidas por el peso propio de la zapata (paralelogramo azul) y las de las reacciones del terreno (prisma verde).



**Figura 4.28:** Reacción del terreno en la hipótesis de cálculo

$$M_{P,P} + M_{1d} = M_{R,Terr}$$

$$M_{1d} = 32,82 \cdot 1,035 \cdot 2,5 \cdot \frac{1,035}{2} + \frac{34,13 \cdot 1,035}{2} \cdot 2,5 \cdot \frac{(2 \cdot 1,035)}{3} - 25 \cdot 1,035 \cdot 2,5 \cdot 1,035/2 = 40,94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Una vez calculado el momento que actúa sobre la sección de referencia procedemos al cálculo de las armaduras a partir del artículo 42 de la EHE-08. En primer lugar se obtiene en qué zona del diagrama de interacción nos encontramos:



$$M_{1c}(x_{lim}) = x_{lim} \cdot 0,8 \cdot f_{cd} \cdot b(a - d' - 0,4 \cdot x) = 13120,50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1d} < M_{1c}(x_{lim}) \rightarrow \text{ZONA B}$$

En zona B no es necesaria armadura de compresión y se requiere una armadura de tracción con la siguiente cuantía:

$$A_s = \frac{M_{2d} - M_{2c}(x_0)}{f_{yd}(d - d')}$$

Con:

$$M_{2d} = M_{1d} = 40,94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2c}(x_0) = x_0 \cdot 0,8 \cdot f_{cd} \cdot b(d' - 0,4 \cdot x_0) = 2,88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se obtiene  $x_0$  del equilibrio entre el momento  $M_{1d}$  y el momento provocado por el hormigón con fibra comprimida de longitud  $x_0$ :

$$M_{1d} = M_{1c}(x_0) \rightarrow x_0 = 1,21 \text{ mm}$$

De este modo, la cuantía de acero en la fibra de tracción es:

$$A_s = \frac{40,94 \cdot 10^6 - 2,88 \cdot 10^6}{\frac{500}{1,15} \cdot (840 - 60)} = 112,22 \text{ mm}^2$$

Se debe calcular la cuantía mecánica mínima y la cuantía geométrica, para posteriormente comprobar cuál de las tres cuantías es mayor y tomarla como válida. Para secciones de hormigón armado en flexión simple cuando la resistencia característica del hormigón es menor que  $50 \text{ N/mm}^2$ , se admite disponer una armadura mínima de tracción reducida  $\alpha \cdot A_s$ , donde  $\alpha$  es el factor reductor definido por:

$$\alpha = 1,5 - 12,5 \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 1,5 - 12,5 \frac{112,22 \cdot \frac{500}{1,15}}{2500 \cdot 900 \cdot \frac{30}{1,5}} = 1,48$$

$$\alpha \cdot A_s = 1,48 \cdot 112,22 = 166,80 \text{ mm}^2$$

Cuantía geométrica (EHE-08 42.3.5):

$$A_{geom} = \frac{0,9}{1000} \cdot A_c = \frac{0,9}{1000} \cdot 2500 \cdot 900 = 2025 \text{ mm}^2$$

La cuantía necesaria será la mayor de ellas:

$$\max(112,22; 166,80; 2025) = 2025 \text{ mm}^2$$

### Disposición de la armadura longitudinal

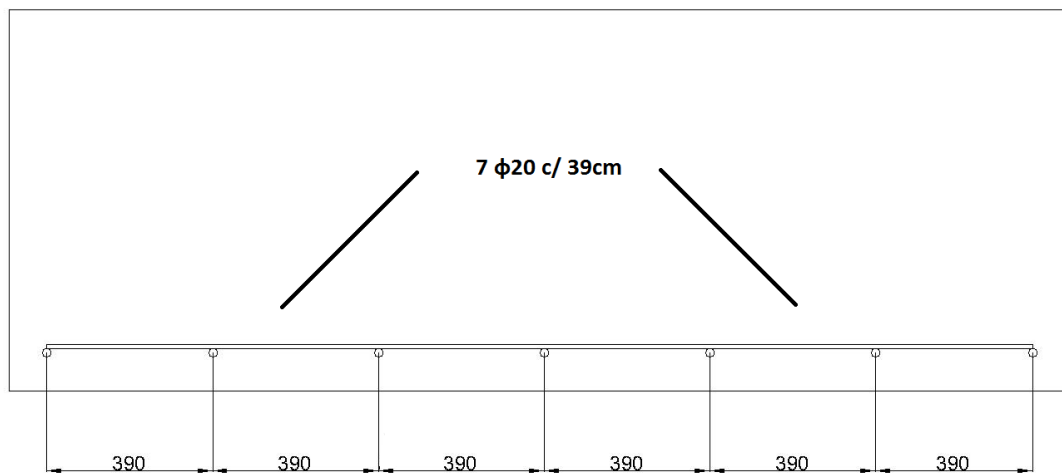
Aunque la zapata se ejecuta sobre la solera de asiento, el recubrimiento lateral debe ser de 8 cm, ya que en los laterales se hormigona sobre el terreno. Empleando  $\phi 20$  B500S, el número de redondos y la separación entre ellos será:

$$n_{\phi} = \frac{A_s}{A_{\phi}} = \frac{2025}{\pi \cdot 20^2 / 4} = 6,44 \approx 7$$

La separación entre los redondos deberá estar comprendida entre 10 y 30 cm. Además, el recubrimiento lateral debe ser de 8 cm, pues se hormigonan los laterales directamente sobre el terreno.

$$s_{\phi} = \frac{b - 2 \cdot r_{lat}}{n_{\phi} - 1} = \frac{2500 - 2 \cdot 80}{7 - 1} = 39 \text{ cm}$$

Por tanto se colocarán 7  $\phi 20$  c/ 39cm.



**Figura 4.29:** Disposición de la armadura longitudinal

### Cálculo de la armadura transversal

En la dirección transversal, al no haber flexión debido a la inexistencia de momentos, se empleará la cuantía geométrica mínima:

$$A_{geom} = \frac{0,9}{1000} \cdot A_c = \frac{0,9}{1000} \cdot 2500 \cdot 900 = 2025 \text{ mm}^2$$

En la EHE-08 58.4.2.1.1 se cita: “En elementos de cimentación rectangulares, trabajando en dos direcciones, la armadura paralela al lado mayor de la cimentación de longitud  $a'$ , se podrá distribuir uniformemente en todo el ancho  $b'$  de la base de la cimentación. La armadura paralela al lado menor  $b'$  se deberá colocar de tal forma que una fracción del área total  $A_s$ , igual a  $2b'/(a'+b')$  se coloque uniformemente distribuida en una banda central, coaxial con el soporte, de anchura igual a  $b'$ . El resto de la armadura se repartirá uniformemente en las dos bandas laterales resultantes.”

La cuantía bajo el soporte asciende a:

$$A'_s = A_s \frac{2 \cdot b}{a + b} = 2025 \cdot \frac{2 \cdot 2500}{2500 + 2500} = 2025 \text{ mm}^2$$

El resto de la zapata se reparte:

$$A''_s = 0 \text{ mm}^2$$

La armadura bajo el soporte debe distribuirse en un tramo de dimensiones:

$$b \nless a_{pilar} + 2h \rightarrow b = 2500 \nless 270 + 1800 \rightarrow b = 2070 \text{ mm}$$

Se realiza una distribución uniforme realizando el armado con un área ( $A_{sfic}$ ) superior a la estrictamente necesaria ( $A_s$ ), la cual puede ser distribuida uniformemente en la longitud a:

$$A_{sfic} = A_s \frac{2a}{a + b} = 2025 \cdot \frac{2 \cdot 2500}{2500 + 2500} = 2025 \text{ mm}^2$$

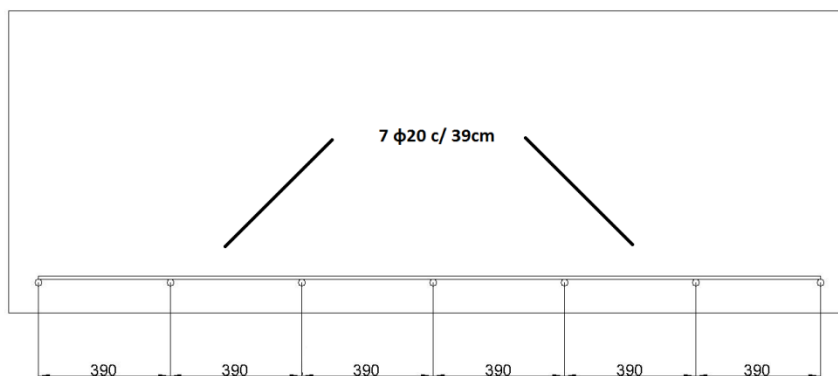
**Disposición de la armadura transversal**

Se emplea el mismo criterio que en el caso de la armadura longitudinal,  $s_\phi$  entre 10 y 30 cm y barras  $\phi 20$  B500S.

$$n_\phi = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{2025}{\pi \cdot 20^2 / 4} = 6,44 \approx 7$$

$$s_\phi = \frac{a - 2 \cdot r_{lat}}{n_\phi - 1} = \frac{2500 - 2 \cdot 80}{7 - 1} = 39 \text{ cm}$$

Por tanto se colocarán 7  $\phi 20$  c/ 39 cm.



**Figura 4.30:** Disposición de la armadura transversal

**4.2.4.3.2. E.L.U. de anclaje de las armaduras**

**Anclaje de las armaduras longitudinales**

Supongamos que las armaduras longitudinales se encuentran en posición I, de acuerdo al Artículo 69.5.1.1 de la EHE-08. La longitud básica de anclaje es:



$$l_{bl} = m \cdot \phi^2 \cdot \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi = 1,1 \cdot 20^2 = 440 \text{ mm}$$

Calculada la longitud básica, resta conocer la reducción de la misma producida por el empleo del anclaje en patilla.

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}} = 440 \cdot 0,7 \cdot \frac{2025}{2199,1} = 283,61 \cdot \max\left(200; 150; \frac{440}{3}\right) = 283,61 \text{ mm}$$

Esta longitud de anclaje se debe comprobar para los dos supuestos marcados en la EHE-08 58.4.2.1.1 y que se redactan a continuación:

- La armadura estará anclada según las condiciones del Artículo 69 desde una sección  $S_2$  situada a un canto útil de la sección de referencia  $S_1$ .
- La armadura se anclará a partir de la sección  $S_3$  para una fuerza:

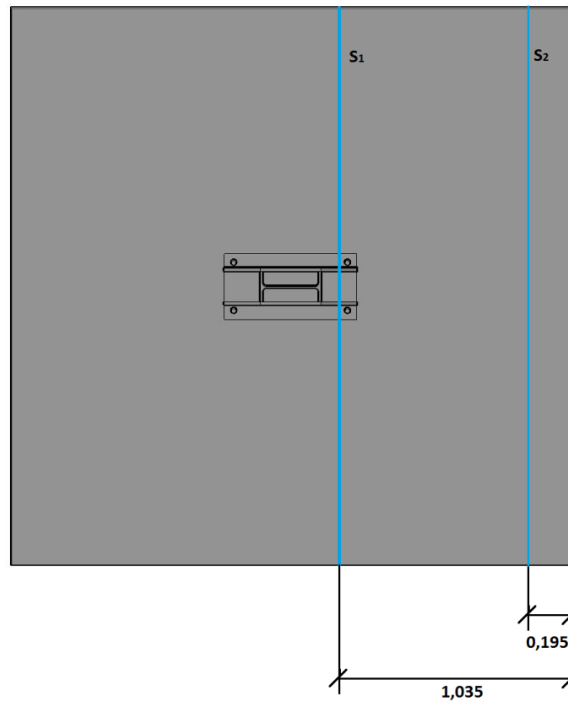
$$T_d = R_d \frac{v + 0,15a - 0,25h}{0,85h}$$

**La armadura se anclará desde una sección  $S_2$  situada a un canto útil  $d$  desde la sección  $S_1$**

La sección de referencia  $S_1$  se calculó en el apartado 4.2.4.3.1. del presente proyecto. La sección de referencia  $S_2$  se sitúa a un canto útil a partir del punto medio de la cara del soporte y el borde de la placa de acero, cuando se trate de soportes metálicos sobre placas de reparto de acero (EHE-08 54.4.2.1.1).

$$S_1 = 2,5 - 1,25 - \frac{0,59}{2} + \frac{0,59 - 0,27}{4} = 1,035 \text{ m}$$

$$S_2 = S_1 - d = 1,035 - 0,84 = 0,195 \text{ m}$$



**Figura 4.31:** Sección de referencia 2

Se comprueba si hay espacio para anclar las armaduras en patilla ( $\beta = 0,7$ ) entre la sección de referencia  $S_2$  y el borde de la zapata:

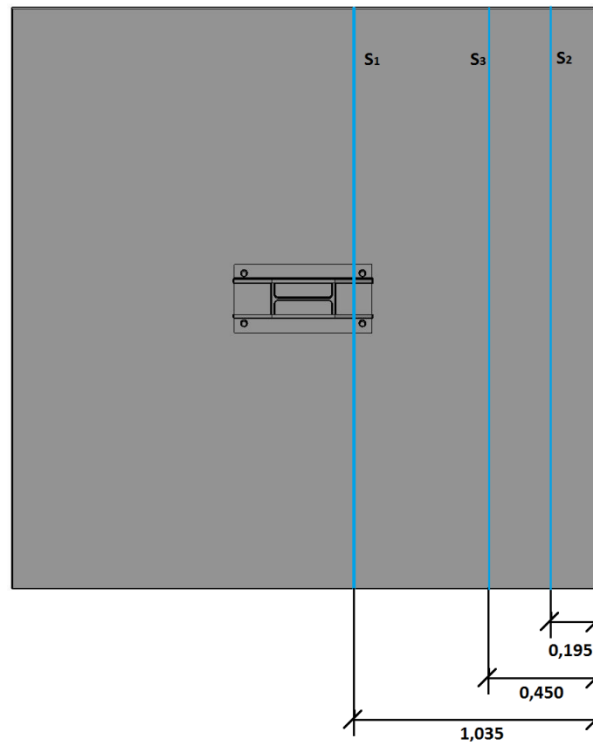
$$S_2 - r_{lat} = 195 - 80 = 115 \text{ mm} \not\geq l_{b,neto} = 283,61 \text{ mm}$$

Por lo tanto el anclaje no puede efectuarse en patilla por lo que debe efectuarse en prolongación recta. Se comprueba la longitud básica a continuación:

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}} = 440 \cdot 1 \cdot \frac{2025}{2199,1} = 405,15 \not\leq \max\left(200; 150; \frac{440}{3}\right) = 405,15$$

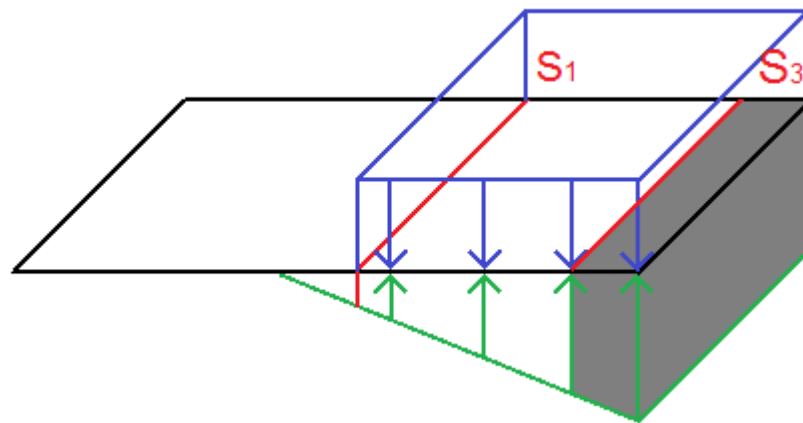
**La armadura se anclará desde una sección S3, situada a una distancia 0,5h del borde**

La sección  $S_3$  se halla a una distancia de  $0,5 \cdot h$  del borde exterior de la zapata, tal y como se observa en la Figura 4.32:



**Figura 4.32:** Sección de referencia 3

En primer lugar se determina la reacción del terreno en la sección  $S_3$ , para la hipótesis de cálculo escogida.



**Figura 4.33:** Reacción del terreno en la hipótesis de cálculo

$$M_{3d} = 52,13 \cdot 2,5 \frac{0,45^2}{2} + \frac{14,81 \cdot 0,45}{2} 2,5 \cdot \frac{2}{3} 0,45 - 25 \cdot 2,5 \cdot \frac{0,45^2}{2} = 9,36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

La tracción en la armadura valdrá:

$$T_d = R_d \frac{v + 0,15a - 0,25h}{0,85h} = \frac{M_{3d}}{0,85h} = \frac{9,36 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 900} = 12,23 \text{ kN}$$

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{T_d}{A_s \cdot f_{yd}} = 440 \cdot 1 \cdot \frac{12,23 \cdot 10^3}{2025 \cdot 500/1,15} = 6,11 \text{ mm}$$

Se comprueba si hay espacio para anclar las armaduras en prolongación recta ( $\beta = 1$ ) entre la sección de referencia  $S_3$  y el borde de la zapata:

$$S_3 - r_{lat} = 450 - 80 = 370 \text{ mm} \geq l_{b,neto} = 6,11 \text{ mm}$$

Por lo tanto el anclaje puede efectuarse en prolongación recta sin inconvenientes.

De las dos soluciones se escoge la más desfavorable, en este caso, la más desfavorable para asegurarse de quedar del lado de la seguridad, corresponde al primer caso de los expuestos por la EHE-08.

#### 4.2.4.3.3. E.L.U. de cortante

El cálculo a cortante de la cimentación se determinará, tal y como dice la EHE-08 en su artículo 58.4.2.1.2, en la sección de referencia  $S_2$ . El cortante de cálculo en dicha sección será:

$$V_{2d} = \frac{60,53 + 66,95}{2} \cdot 0,195 \cdot 2,5 - 0,195 \cdot 2,5 \cdot 25 = 18,88 \text{ kN}$$

Por último se calcula el cortante último que puede soportar la sección de la zapata:

$$V_{u2} = \left[ \frac{0,18}{\gamma_c} \xi (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cv})^{1/3} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] b_0 \cdot d \leq \left[ \frac{0,075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{cv}^{1/2} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] b_0 \cdot d$$

$$\xi = \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) = 1,48 \ngtr 2 \rightarrow \xi = 1,48$$

$$\rho_1 = \frac{A_s + A_p}{b_0 \cdot d} = \frac{7 \cdot \pi \cdot 20^2 / 4}{2500 \cdot 840} = 1,04 \cdot 10^{-3} \ngtr 0,02$$

$$V_{u2} = \left[ \frac{0,18}{1,5} 1,48 (100 \cdot 1,04 \cdot 10^{-3} \cdot 30)^{1/3} \right] 2500 \cdot 840 = 544,97 \text{ kN}$$

$$V_{u2} = \left[ \frac{0,075}{1,5} 1,48^{3/2} \cdot 30^{1/2} \right] 2500 \cdot 840 = 1035,48 \text{ kN}$$

$$V_{u2} = \text{máx}(544,97 ; 1035,48) = 1035,48 \text{ kN}$$

$$V_{u2} \geq V_{2d} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

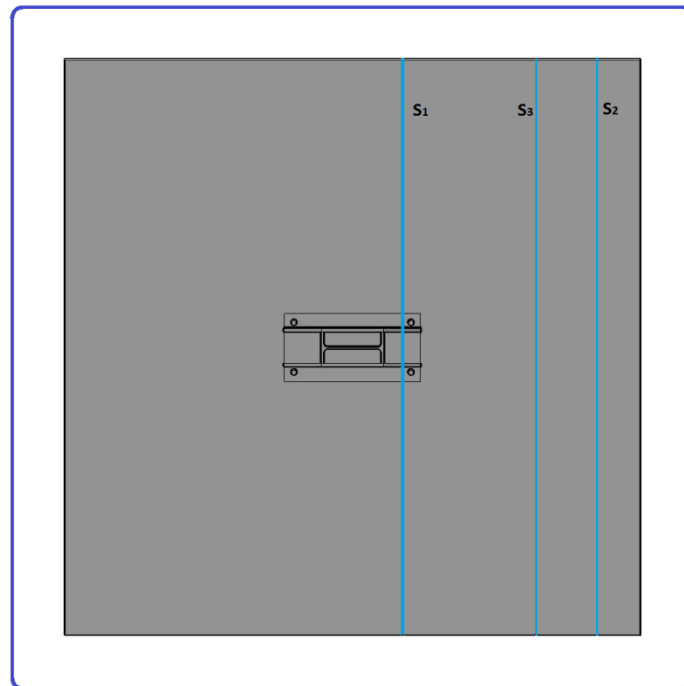
**LA ZAPATA PROPUESTA CUMPLE EL E.L.U. DE CORTANTE**

#### 4.2.4.3.4. E.L.U. de punzonamiento

Para calcular la resistencia de una losa sin armadura transversal frente a efectos transversales producidos por cargas concentradas se utiliza una tensión tangencial nominal  $\tau_{sd}$  en una superficie crítica concéntrica a la zona del soporte.

La superficie crítica de punzonamiento, según el artículo 46.2 de la EHE-08:

$$2 \cdot d + b_{placa} + 2 \cdot d = 1680 + 590 + 1680 = 3950 \text{ mm} > 2500 \text{ mm}$$

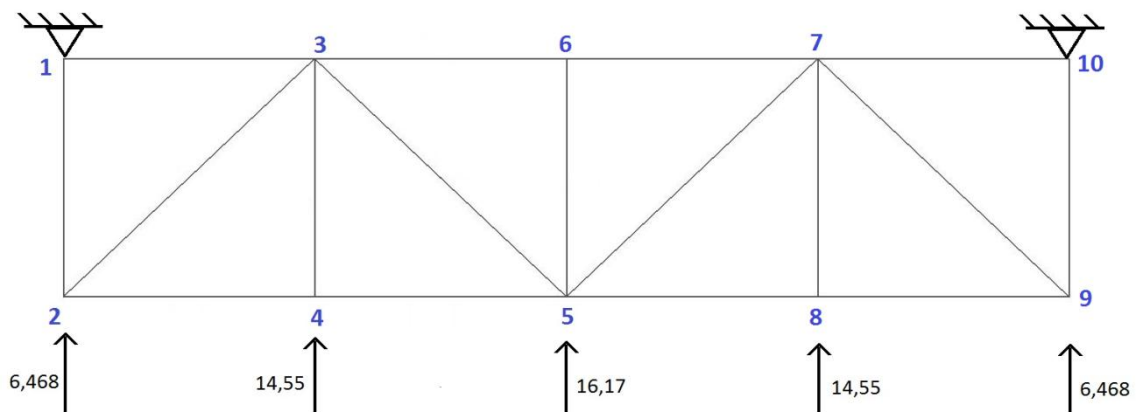


**Figura 4.34:** Superficie crítica de punzonamiento

Puesto que la superficie crítica de punzonamiento supera las dimensiones de la zapata, no resulta de aplicación la comprobación de punzonamiento que plantea la EHE-08.

#### 4.3. Dimensionado de la viga contraviento

Ya dimensionados los pilares y la jácena del pórtico de fachada, solo queda dimensionar el resto de elementos de la viga contraviento: los montantes y las diagonales. Es importante destacar que los montantes extremos de la viga contraviento, se consideran parte del arriostramiento y por tanto se calcularán más adelante.



**Figura 4.35:** Elementos de la VCV



### 4.3.1. Montantes

Únicamente se disponen 3 montantes para recoger la acción del viento, los que recogen las cargas actuantes sobre los tres pilares centrales de fachada. (3-4, 5-6, 7-8)

Son elementos fundamentalmente sometidos a compresión, excepto el montante central que no se ve comprimido como se observa en la Figura 4.35. Esta configuración de cargas recomienda el uso de perfiles huecos, con alta resistencia a la compresión.

Las comprobaciones a realizar en estos elementos son las mismas que en el resto:

#### 4.3.1.1. E.L.S. Deformación

En este caso no es necesario realizar las comprobaciones referentes a la deformación, ya que para que se produzcan deformaciones es necesario que actúen momentos sobre las barras, y en los montantes no aparecen cargas directamente aplicadas. (El viento, la nieve... actúan sobre las correas y éstas apoyan sobre las jácenas).

#### 4.3.1.2. E.L.U. Resistencia

Puesto que el montante es un elemento que actúa únicamente a compresión, el pandeo será siempre el estado límite más restrictivo.

#### 4.3.1.3. E.L.U. Pandeo

Se realizarán dos comprobaciones para la estabilidad de pandeo de la pieza: Por un lado la esbeltez y por otro las tensiones.

#### Comprobación de esbeltez

Los montantes son elementos estructurales que trabajan a compresión y que se pueden considerar biapoyados con grado de traslacionalidad 0. Por ello:

$$\beta = 1 \rightarrow L_k = L \cdot \beta = 7,15 \cdot 1 = 7,15 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_k}{i} \cdot \frac{\sqrt{f_y/E}}{\pi} < 2$$

$$i = \frac{L_k \cdot \sqrt{f_y/E}}{\bar{\lambda} \cdot \pi} = \frac{7,15 \cdot 10^3 \cdot \sqrt{275/210000}}{2 \cdot \pi} = 41,17 \text{ mm} \rightarrow i \geq 41,17 \text{ mm}$$

### Tubos ASTM A500

#### Especificaciones Generales

<b>Largo normal:</b>	6 mts. Otros largos previa consulta.	
<b>Recubrimiento:</b>	Negro.	
<b>Extremos:</b>	Lisos de máquina.	
<b>Calidades normales:</b>	A270ES • A240ES SAE 1010 • SAE 1008	
<b>Otras dimensiones:</b>	A pedido, previa consulta a CINTAC.	

Designación		Espesor	Peso teórico	Área	Propiedades			Código
Diámetro exterior D		e	P	A	I	W	i	
Pulgadas	mm	mm	kgf/m	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	
3"	76,20	1,5	2,76	3,52	24,56	6,45	2,64	2076
	76,20	2,0	3,66	4,66	32,11	8,43	2,62	2077
	76,20	3,0	5,42	6,90	46,29	12,15	2,59	2078
	76,20	4,0	7,12	9,07	59,30	15,56	2,56	2079
3 1/2"	88,90	2,0	4,29	5,46	51,57	11,60	3,07	2081
4"	101,6	2,0	4,91	6,26	77,63	15,28	3,52	2084
	101,6	3,0	7,29	9,29	113,04	22,25	3,49	2085
	101,6	4,0	9,63	12,26	146,28	28,80	3,45	2086
	101,6	5,0	11,90	15,17	177,47	34,93	3,42	2087
5"	127,0	4,0	12,10	15,46	292,61	46,08	4,35	2092
	127,0	5,0	15,00	19,16	357,14	56,24	4,32	2093

Tabla 4.9: Selección de perfiles huecos de catálogos comerciales

### Perfiles cuadrados ASTM A500

#### Especificaciones Generales

<b>Largo normal:</b>	6 mts. Otros largos previa consulta.	
<b>Recubrimiento:</b>	Negro.	
<b>Extremos:</b>	Lisos de máquina.	
<b>Calidades normales:</b>	A270ES • A240ES SAE 1010 • SAE 1008	
<b>Otras dimensiones:</b>	A pedido, previa consulta a CINTAC.	

Dimensiones nominales		Peso teórico	Área	Ejes X-X e Y-Y			Código
A	Espesor e			I	W	i	
mm	mm	Kgf/m	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	
75	2,0	4,50	5,74	50,47	13,46	2,97	2436
	3,0	6,60	8,41	71,54	19,08	2,92	2437
	4,0	8,59	10,95	89,98	24,00	2,87	2438
	5,0	10,48	13,36	105,92	28,25	2,82	2439
	6,0	12,27	15,63	119,48	31,86	2,76	2440
100	2,0	6,07	7,74	122,99	24,60	3,99	2442
	3,0	8,96	11,41	176,95	35,39	3,94	2443
	4,0	11,73	14,95	226,09	45,22	3,89	2444
	5,0	14,41	18,36	270,57	54,11	3,84	2445
	6,0	16,98	21,63	310,55	62,11	3,79	2446
135	4,0	16,13	20,55	581,38	86,13	5,32	2448
	5,0	19,90	25,36	704,23	104,33	5,27	2449

Tabla 4.10: Selección de perfiles huecos de catálogos comerciales

Debido a que el peso del perfil tubular es más ajustado que el del perfil cuadrado, se opta por seleccionar un perfil  $\phi 127.4$  para los cálculos.

$$\bar{\lambda} = \frac{L_k}{i} \cdot \sqrt{\frac{f_y/E}{\pi}} = \frac{7,15 \cdot 10^3}{43,5} \cdot \sqrt{\frac{275/210000}{\pi}} = 1,89 < 2$$

#### **Hipótesis de cálculo y elemento más desfavorable**

La hipótesis de cálculo más desfavorable se calculó en el apartado 4.1.4.1. en el que se determinó la combinación (VF+VIS) como la peor. En este caso se debe mayorar la carga obtenida en el montante con un coeficiente 1,5 para convertir el valor característico en valor de cálculo:

$$N_k = 14,55 \text{ kN} \rightarrow N_{Ed} = 1,5 \cdot 14,55 = 21,825 \text{ kN}$$

Conocido el axil de cálculo actuante sobre el montante más desfavorable solo resta realizar la comprobación de tensiones:

$$\text{Tubos de chapa conformados en frío} \rightarrow \alpha = 0,49$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + (\bar{\lambda}_k)^2] = 0,5[1 + 0,49 \cdot (1,89 - 0,2) + 1,89^2] = 2,70$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - (\bar{\lambda}_k)^2}} = \frac{1}{2,70 + \sqrt{2,70^2 - 1,89^2}} = 0,2160$$

Luego la comprobación de tensiones del perfil  $\phi 127.4$  será:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_{yd}} = \frac{21,825 \text{ kN}}{0,216 \cdot 1546 \cdot 275/1,05} = 0,2495 \leq 1$$

#### **EL MONTANTE $\phi 127.4$ CUMPLE LA COMPROBACIÓN A PANDEO**

#### **4.3.2. Diagonales**

La ventaja del sistema PRATT, reside en que las cargas máximas se concentran en las barras traccionadas, reduciendo significativamente la posibilidad de pandeo en las diagonales comprimidas.

Para simplificar el cálculo se realizarán todas las diagonales iguales, utilizando para el dimensionamiento un elemento trabajando a compresión, que será el más restrictivo. Por ello se emplean perfiles huecos, ya que son los que mejor trabajan a compresión.

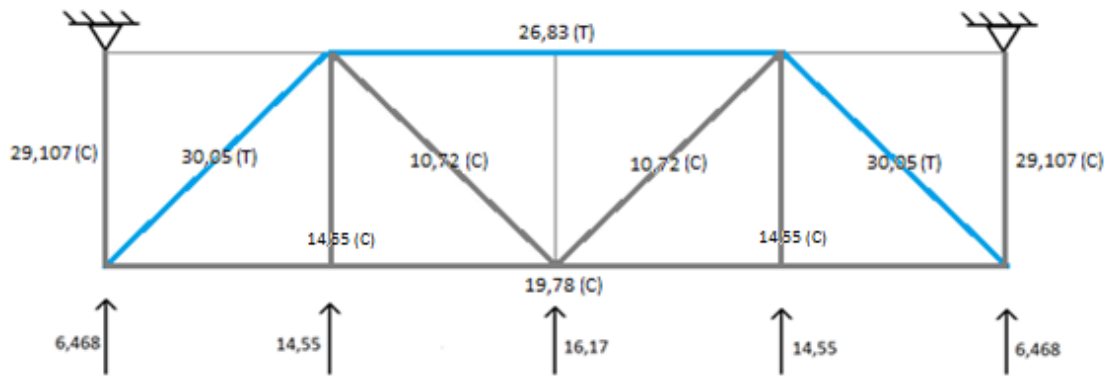


Figura 4.36: Diagonales de la viga contraviento

#### 4.3.2.1. E.L.S. Deformación

Al trabajar con luces amplias, se debe verificar el E.L.S. de deformación atendiendo al criterio de apariencia de los elementos constructivos.

La longitud de las diagonales en este caso será:

$$l_{diag} = \sqrt{7,15^2 + 6,25^2} = 9,49 \text{ m} \approx 9,5 \text{ m}$$

Puesto que las diagonales se consideran biapoyadas, la flecha máxima será:

$$\delta_r = \frac{5}{384} \cdot \frac{P_p \cdot l^4}{E \cdot I_y} < \frac{1}{300}$$

Despejando la relación entre  $I_y$  y  $P_p$  para escoger el perfil más adecuado obtengo:

$$\frac{I_y}{P_p} = \frac{300 \cdot 5 \cdot l^3}{384 \cdot E} = \frac{300 \cdot 5 \cdot 9500^3}{384 \cdot 210000} = 15948195,68 \rightarrow \frac{I_y}{P_p} > 15948195,68$$

Buscando en las tablas de perfiles huecos de las Tablas 4.9 y 4.10, se escoge el perfil cuadrado #100.2.

#### 4.3.2.2. E.L.U. Resistencia

Al ser el acero un material que se comporta mejor a tracción que a compresión, será más desfavorable calcular el E.L.U. Pandeo para las diagonales comprimidas que la resistencia a tracción de las traccionadas.

#### 4.3.2.3. E.L.U. Pandeo

La comprobación de pandeo viene condicionada por dos comprobaciones, la comprobación de esbeltez y la de cálculo de tensiones, que en este caso cambiará respecto a la empleada para los montantes debido al momento generado por el peso propio del perfil.

**Comprobación de esbeltez**

La diagonal es un elemento biapoyado que trabaja a compresión, con un grado de traslacionalidad igual a 1.

$$\bar{\lambda} = \frac{L_k}{i} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{9,5 \cdot 10^3}{3,99} \cdot \frac{\sqrt{275/210000}}{\pi} = 27,42 \gg 2$$

La esbeltez de la barra es completamente desproporcionada por lo que se considera la necesidad de rehacer el dimensionamiento de las diagonales.

$$i = \frac{L_k \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}}{\bar{\lambda} \cdot \pi} = \frac{9,5 \cdot 10^3 \cdot \sqrt{275/210000}}{2 \cdot \pi} = 54,71 \text{ mm} \rightarrow i \geq 54,71 \text{ mm}$$

Se escoge un perfil cuadrado #140.4 con un radio de giro:

$$i = 55,8 > 54,71 \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{9,5 \cdot 10^3}{55,8} \cdot \frac{\sqrt{275/210000}}{\pi} = 1,96 < 2$$

**Hipótesis de cálculo y elemento más desfavorable**

Al igual que en el cálculo de los montantes, la acción de cálculo más desfavorable será aquella que incluya el viento frontal y el viento interior de succión. En el apartado 4.1.4.1. se han obtenido los esfuerzos característicos en las barras debidos a esta combinación. Multiplicando estos valores por un coeficiente 1,5 se obtiene el valor del axil de cálculo en la diagonal más desfavorable.

$$N_k = 10,72 \text{ kN} \rightarrow N_{Ed} = 1,5 \cdot 10,72 = 16,08 \text{ kN}$$

Por su parte, el momento generado por el peso propio de la barra será  $M_g$ , debiendo mayorarlo para obtener su valor de cálculo:

$$M_g = \frac{P_p \cdot l^2}{8} = \frac{0,169 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 9,5^2 \text{ m}^2}{8} = 1,906 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} = 1,35 \cdot M_g = 2,57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Por último, se procede a la comprobación tensional del perfil cuadrado #140.4:

$$\text{Tubos de chapa conformados en frío} \rightarrow \alpha = 0,49$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + (\bar{\lambda}_k)^2] = 0,5[1 + 0,49 \cdot (1,96 - 0,2) + 1,96^2] = 2,85$$

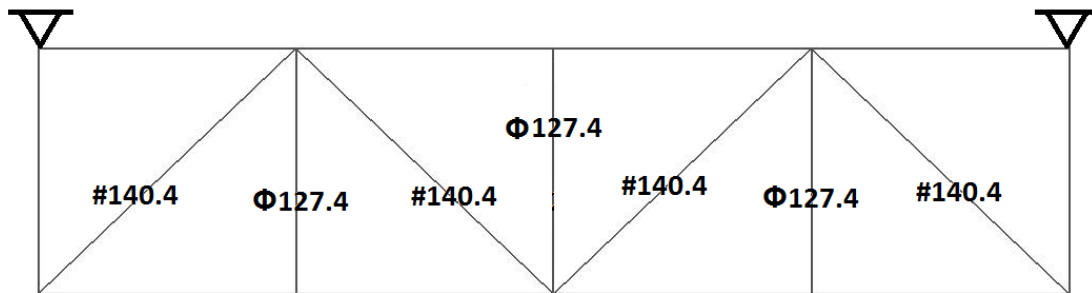
$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - (\bar{\lambda}_k)^2}} = \frac{1}{2,85 + \sqrt{2,85^2 - 1,96^2}} = 0,2032$$

$$k_y = 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_k \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{c,Rd}} = 1 + 0,6 \cdot 1,96 \cdot \frac{16,08}{0,2032 \cdot 2150 \cdot \frac{275}{1,05}} = 1,165$$

$$c_{m,y} = 0,95 \rightarrow \text{CTE DB SE - A Tabla 6.10}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} A f_{yd}} + \frac{k_y c_{m,y} M_{Ed}}{W_{el,y} \cdot f_{yd}} \leq 1 \rightarrow \frac{16,08 \cdot 10^3}{0,203 \cdot 2150 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{1,16 \cdot 0,95 \cdot 2,57 \cdot 10^6}{95,9 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,2537 \leq 1$$

**LA DIAGONAL #140.4 CUMPLE LA COMPROBACIÓN A PANDEO**

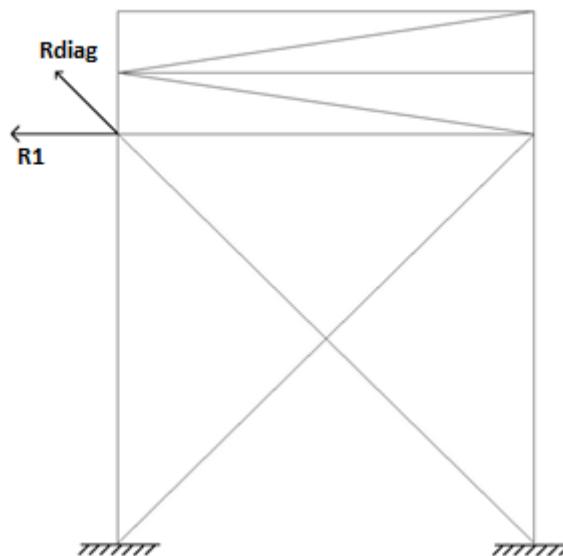


**Figura 4.37:** Solución final de la viga contraviento

#### 4.4. Dimensionamiento del arriostramiento de fachada lateral

Una vez dimensionados todos los perfiles que componen la viga contraviento, queda el cálculo de los perfiles que configurarán el arriostramiento de la misma, las cruces de San Andrés.

Los valores de las cargas fueron calculados en el apartado 4.1.4.1. del presente proyecto. Los montantes trabajarán a compresión mientras que las diagonales a tracción.



**Figura 4.38:** Cargas sobre Cruces de San Andrés

El ángulo de la diagonal  $\alpha$ , y el axil de tracción al que se verá sometido en la hipótesis VF+VIS será:

$$R_{diag} = \frac{R_1}{\cos \alpha} = \frac{29,103}{\cos 44,39} = 40,72 \text{ kN}$$

#### 4.4.1. Montante

El cálculo del montante a emplear en el arriostramiento de la fachada lateral es similar al realizado en el apartado 4.3.1.3.

##### 4.4.1.1. E.L.S. Deformación

Al igual que en los montantes de la viga contraviento, no es necesario realizar las comprobaciones referentes a la deformación, ya que para que se produzcan deformaciones es necesario que actúen momentos sobre las barras, y en los montantes no aparecen cargas directamente aplicadas. (El viento, la nieve... actúan sobre las correas y éstas apoyan sobre las jácenas).

##### 4.4.1.2. E.L.U. Resistencia

Puesto que el montante es un elemento que actúa únicamente a compresión, el pandeo será siempre el estado límite más restrictivo.

##### 4.4.1.3. E.L.U. Pandeo

Se realizarán dos comprobaciones para la estabilidad de pandeo de la pieza: Por un lado la esbeltez y por otro las tensiones.

#### Comprobación de esbeltez

Los montantes son elementos estructurales que trabajan a compresión y que se pueden considerar biapoyados con grado de traslacionalidad 0. Por ello:

$$\beta = 1 \rightarrow L_k = L \cdot \beta = 7,15 \cdot 1 = 7,15 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_k}{i} \cdot \frac{\sqrt{f_y/E}}{\pi} < 2$$

$$i = \frac{L_k \cdot \sqrt{f_y/E}}{\bar{\lambda} \cdot \pi} = \frac{7,15 \cdot 10^3 \cdot \sqrt{275/210000}}{2 \cdot \pi} = 41,17 \text{ mm} \rightarrow i \geq 41,17 \text{ mm}$$

Debido a que el peso del perfil tubular es más ajustado que el del perfil cuadrado, se opta por seleccionar un perfil  $\phi 127.4$  para los cálculos.



$$\bar{\lambda} = \frac{L_k}{i} \cdot \frac{\sqrt{f_y/E}}{\pi} = \frac{7,15 \cdot 10^3}{43,5} \cdot \frac{\sqrt{275/210000}}{\pi} = 1,89 < 2$$

### Hipótesis de cálculo y elemento más desfavorable

La hipótesis de cálculo más desfavorable se calculó en el apartado 4.1.4.1. en el que se determinó la combinación (VF+VIS) como la peor. En este caso se debe mayorar la carga obtenida en el montante con un coeficiente 1,5 para convertir el valor característico en valor de cálculo:

$$N_k = 29,107 \text{ kN} \rightarrow N_{Ed} = 1,5 \cdot 29,107 = 43,66 \text{ kN}$$

Conocido el axil de cálculo actuante sobre el montante más desfavorable solo resta realizar la comprobación de tensiones:

$$\text{Tubos de chapa conformados en frío} \rightarrow \alpha = 0,49$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + (\bar{\lambda}_k)^2] = 0,5[1 + 0,49 \cdot (1,89 - 0,2) + 1,89^2] = 2,70$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - (\bar{\lambda}_k)^2}} = \frac{1}{2,70 + \sqrt{2,70^2 - 1,89^2}} = 0,2160$$

Luego la comprobación de tensiones del perfil  $\phi 127.4$  será:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_{yd}} = \frac{43,66 \text{ kN}}{0,216 \cdot 1546 \cdot 275/1,05} = 0,4992 \leq 1$$

### **EL MONTANTE $\phi 127.4$ CUMPLE LA COMPROBACIÓN A PANDEO**

#### **4.4.2. Diagonal**

La diagonal del arriostramiento de fachada lateral es un elemento que trabaja a tracción con un valor mostrado en el apartado 4.4. que habrá que mayorar.

$$R_{diag} = 40,72 \text{ kN} \rightarrow N_{Ed} = 1,5 \cdot 40,72 = 61,08 \text{ kN}$$

##### **4.4.2.1. E.L.S. Deformación**

Puesto que la diagonal no está situada horizontalmente sino que va desde la cabeza de un pilar al pie del siguiente, la comprobación a deformación se despreciará ya que ninguna carga actuará sobre el elemento de manera perpendicular.

##### **4.4.2.2. E.L.U. Pandeo**

Puesto que la diagonal está sometida a tracción, no está sujeta a la comprobación de tensiones de pandeo. Sin embargo se debe cumplir que su esbeltez sea menor que 3. Puesto que existen dos diagonales, la longitud será la mitad de la obtenida de pie a cabeza.

$$l_{diag} = \sqrt{7^2 + 6,25^2} = 9,38 \text{ m} \approx 9,4 \text{ m} \rightarrow l_{diag} = \frac{9,4}{2} = 4,7 \text{ m}$$

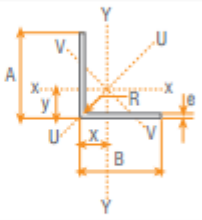


$$\bar{\lambda} = \frac{L_k}{i} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} < 3$$

$$i = \frac{L_k \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}}{\bar{\lambda} \cdot \pi} = \frac{4,7 \cdot 10^3 \cdot \sqrt{275/210000}}{3 \cdot \pi} = 18,04 \text{ mm} \rightarrow i \geq 18,04 \text{ mm}$$

**Angulos especificación técnica Cintac ET-11/MA-7-2**

Especificaciones Generales	
<b>Largo normal:</b>	6 mts. Otros largos previa consulta.
<b>Recubrimiento:</b>	Negro.
<b>Extremos:</b>	Lisos de máquina.
<b>Calidades normales:</b>	A270ES • A240ES
<b>Otras dimensiones:</b>	A pedido, previa consulta a CINTAC.



Dimensiones nominales			Peso teórico	Área	Propiedades						Código
A	B	e			Ejes X-X e Y-Y			Eje U-U	Eje V-V		
mm	mm	mm	Kgf/m	cm	I	W	i	x=y	i <sub>uu</sub>	i <sub>vv</sub>	
65	65	3	2,95	3,75	15,84	3,34	2,05	1,76	2,61	1,27	3623
		4	3,88	4,94	20,54	4,38	2,04	1,81	2,60	1,25	3624
		5	4,78	6,09	24,97	5,38	2,02	1,86	2,58	1,23	3625
		6	5,66	7,21	29,11	6,34	2,01	1,90	2,57	1,21	3626
80	80	3	3,65	4,65	29,99	5,12	2,54	2,14	3,22	1,57	3629
		4	4,82	6,14	39,10	6,72	2,52	2,18	3,21	1,56	3630
		5	5,96	7,59	47,79	8,28	2,51	2,23	3,20	1,54	3631
		6	7,07	9,01	56,05	9,80	2,49	2,28	3,18	1,52	3632
100	100	3	4,59	5,85	59,35	8,06	3,18	2,64	4,04	1,98	3633
		4	6,07	7,74	77,75	10,63	3,17	2,68	4,03	1,96	3634
		5	7,53	9,59	95,47	13,13	3,16	2,73	4,01	1,94	3635
		6	8,96	11,41	112,52	15,58	3,14	2,78	4,00	1,92	3636

**Tabla 4.11:** Catálogo comercial de perfiles L

De la tabla de perfiles comerciales de la serie L, se selecciona aquel que presenta un radio de giro ( $i_v = 19,8 \text{ mm}$ ) más ajustado al calculado anteriormente.

**4.4.2.3. E.L.U Resistencia**

La comprobación a resistencia en el caso de elementos traccionados será la siguiente:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} + \frac{M_{Ed,g}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Como se ha expuesto anteriormente, al ser un elemento que no está dispuesto horizontalmente, el momento producido por el peso propio del perfil se puede despreciar, quedando reducido a:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{61,08 \cdot 10^3}{585 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,3986 \leq 1$$

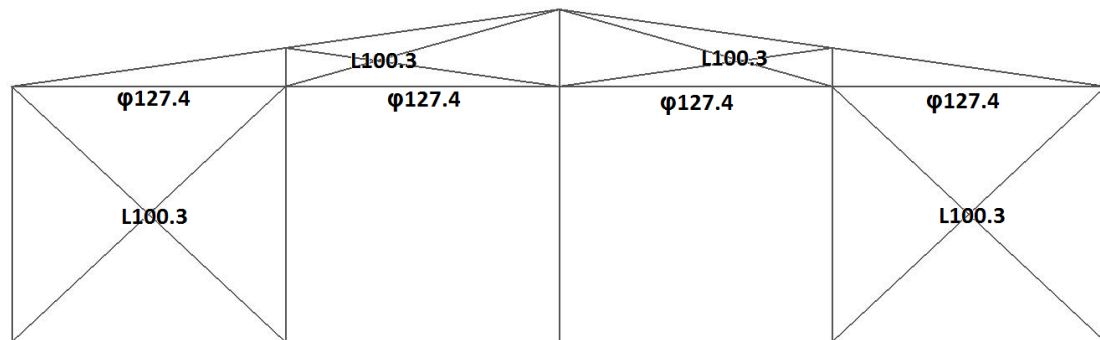
**LA DIAGONAL L100.3 CUMPLE EL E.L.U. DE RESISTENCIA**



**Figura 4.39:** Solución final arriostramiento fachada lateral

#### 4.5. Dimensionamiento del arriostramiento de fachada frontal

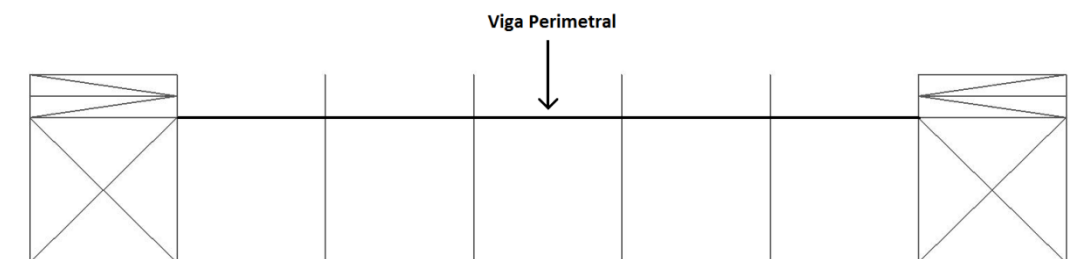
Puesto que el arriostramiento de la fachada frontal está sometido a una carga similar, o en su defecto menor, que el de la fachada lateral, se propone la colocación de los mismos perfiles que los empleados en ésta, diagonales L100.3 y montantes  $\phi 127.4$ .



**Figura 4.40:** Solución final arriostramiento fachada frontal

#### 4.6. Dimensionado de la viga perimetral

La viga perimetral es la encargada de arriostrar todos los pórticos interiores, movilizándolo cualquier intento de pandeo de los pórticos interiores a la Cruz de San Andrés.



**Figura 4.41:** Localización de la viga perimetral

Igual que cualquier otro elemento de la estructura, debe verificar los siguientes estados límite para justificar el cumplimiento del CTE.

**4.6.1. E.L.S. Deformación**

Cuando la luz es importante debe verificarse el E.L.S. En este caso, la viga se comporta como biapoyada con apoyos en cada pórtico interior, por lo que la luz no será excesiva, aunque sí suficiente para tener en cuenta la deformación de la viga.

$$l_{vp} = 6,25 \text{ m}$$

La flecha máxima será:

$$\delta_r = \frac{5}{384} \cdot \frac{P_p \cdot l^4}{E \cdot I_y} < \frac{1}{300}$$

Despejando la relación entre  $I_y$  y  $P_p$  para escoger el perfil más adecuado obtengo:

$$\frac{I_y}{P_p} = \frac{300 \cdot 5 \cdot l^3}{384 \cdot E} = \frac{300 \cdot 5 \cdot 6250^3}{384 \cdot 210000} = 4541206,26 \rightarrow \frac{I_y}{P_p} > 4541306,26$$

**Serie vigas laminadas IPE**

Especificaciones Generales																
Dimensiones:		UNE-36526-94														
Tolerancias:		UNE-EN 10034-9														
Material:		UNE-EN 10025 - 94														
Largos Normales:		6 y 12 mts. Según disponibilidad de stock														
Perfil	Dimensiones Nominales						Peso P kgf/m	Área A cm <sup>2</sup>	Propiedades						Código	
	h	b	tw	tf=R	r	d			Eje X-X			Eje Y-Y				
									Ix (cm <sup>4</sup> )	Wx (cm <sup>3</sup> )	ix (cm)	Iy (cm <sup>4</sup> )	Wy (cm <sup>3</sup> )	iy (cm)		
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5,0	69,6	6,00	7,64	80,10	20,00	3,24	8,49	3,69	1,05		
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7,0	88,6	8,10	10,30	171,00	34,20	4,07	15,90	5,79	1,24		
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7,0	107,4	10,40	13,20	318,00	53,00	4,90	27,70	8,65	1,45	6914-12100	
IPE140	140	73	4,7	6,9	7,0	126,2	12,90	16,40	541,00	77,30	5,74	44,90	12,30	1,65	6915-12100	
IPE 160	160	82	5,0	7,4	9,0	145,2	15,80	20,10	869,00	109,00	6,58	68,30	16,70	1,84	6916-12100	
IPE 180	180	91	5,3	8,0	9,0	164	18,80	23,90	1320,00	146,00	7,43	101,00	22,20	2,05	6917-12100	

**Tabla 4.12:** Catálogo comercial de perfiles IPE

Se escoge el IPE 120 aun siendo superior al necesario de cara a las comprobaciones de resistencia y pandeo.

**4.6.2. E.L.U. Resistencia**

Se ha de verificar el estado límite de resistencia en la que tendrá que tenerse en cuenta la interacción con la flexión debida a su peso propio.

El axil de cálculo a utilizar para la comprobación de tensiones será el que establece el CTE DB SE-A 5.4.1.4.: “Cada elemento cuya función consista en proporcionar un apoyo lateral a un

elemento o un cordón comprimido deberá dimensionarse para resistir una fuerza lateral equivalente al 1,5% del esfuerzo de compresión máximo que solicite el elemento o el cordón a estabilizar.”

El axil máximo de cálculo en la combinación más desfavorable de cargas (ELU5) es:

$$N_{ELU5} = 238 \text{ kN} \rightarrow N_{Ed} = \frac{1,5 \cdot 238}{100} = 3,57 \text{ kN}$$

Por su parte, el momento generado por el peso propio de la barra será  $M_g$ , debiendo mayorarlo para obtener su valor de cálculo:

$$M_g = \frac{P_p \cdot l^2}{8} = \frac{0,104 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6,25^2 \text{ m}^2}{8} = 0,508 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} = 1,35 \cdot M_g = 0,685 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Por último, se procede a la comprobación tensional del perfil IPE 120:

$$\frac{N_{Ed}}{A f_{yd}} + \frac{M_{Ed}}{W_{el,y} \cdot f_{yd}} \leq 1 \rightarrow \frac{3,57 \cdot 10^3}{1320 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{0,685 \cdot 10^6}{53 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,0596 \leq 1$$

#### LA VIGA PERIMETRAL IPE 120 CUMPLE LA COMPROBACIÓN A RESISTENCIA

#### 4.6.3. E.L.U. Pandeo

La viga perimetral se comporta a tracción por lo que, como se ha hecho anteriormente, se comprobará únicamente que la esbeltez no supere el valor 3.

$$\bar{\lambda} = \frac{L_k}{i} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} < 3$$

$$\bar{\lambda} = \frac{7,15 \cdot 10^3}{49} \cdot \sqrt{\frac{275}{210000}} = 1,68 < 3$$

#### LA VIGA PERIMETRAL IPE 120 CUMPLE LA COMPROBACIÓN DE ESBELTEZ

Es posible que hubiera un perfil tubular o cuadrado más económico que el IPE 120, en cualquier caso se opta por la colocación del perfil IPE por su facilidad de soldadura en el alma de los pilares de los pórticos interiores.

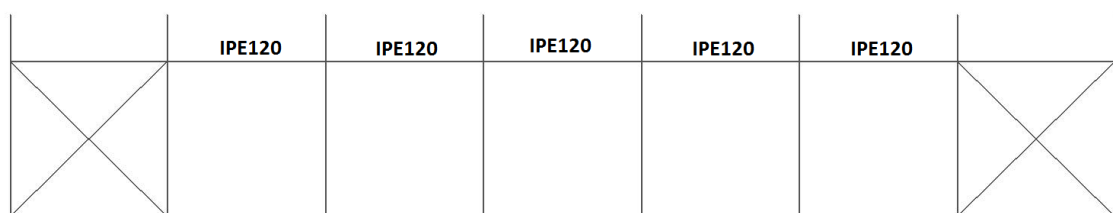


Figura 4.42: Solución final viga perimetral

## Referencias Bibliográficas



1. Código Técnico de la Edificación. Documento Básico Seguridad Estructural, 2009, Ministerio de Fomento. Gobierno de España.
2. Código técnico de la Edificación. Documento Básico Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación, 2009, Ministerio de Fomento. Gobierno de España.
3. Código técnico de la Edificación. Documento Básico Seguridad Estructural. Acero, 2008, Ministerio de Fomento. Gobierno de España.
4. Código técnico de la Edificación. Documento Básico Seguridad Estructural. Cimientos 2008, Ministerio de Fomento. Gobierno de España.
5. Código técnico de la Edificación. Documento Básico Seguridad en caso de incendio, 2011, Ministerio de Fomento. Gobierno de España.
6. Eurocódigo 1. Acciones, in UNE EN 1991, CEN.
7. Eurocódigo 3. Acero, in UNE EN 1993, CEN.
8. Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08), 2008, Ministerio de Fomento. Gobierno de España.
9. Instrucción de Acero Estructural (EAE), 2011, Ministerio de Fomento. Gobierno de España.
10. NCSE-02: Norma de construcción sismorresistente: Parte general y edificación, 2002, Ministerio de Fomento. Gobierno de España.
11. Reglamento de Seguridad Contra Incendios en los Establecimientos Industriales, 2004, Ministerio de industria. Gobierno de España.
12. Características de hormigón.  
[http://www.ieca.es/fichaCemento.asp?id\\_rep=34&ref=123&deno=CEM%20III/A%2042,5%20N&fab=23&ret=182](http://www.ieca.es/fichaCemento.asp?id_rep=34&ref=123&deno=CEM%20III/A%2042,5%20N&fab=23&ret=182)
13. Caracterización del suelo.  
[http://www.juntadeandalucia.es/medioambiente/web/Bloques\\_Tematicos/Publicaciones\\_Divulgacion\\_Y\\_Noticias/Documentos\\_Tecnicos/geodiversidad/itinerario\\_andalucia/sierra\\_nevada.pdf](http://www.juntadeandalucia.es/medioambiente/web/Bloques_Tematicos/Publicaciones_Divulgacion_Y_Noticias/Documentos_Tecnicos/geodiversidad/itinerario_andalucia/sierra_nevada.pdf)
14. Aceros para armaduras.  
[http://www.apta.com.es/prontuario/Capitulo\\_6.htm](http://www.apta.com.es/prontuario/Capitulo_6.htm)
15. Tipo de cerramiento.  
<http://www.panelsandwich.com/panel%20sandwich%20tapajuntas.html>
16. Catálogo de vigas y perfiles comerciales.  
[http://www.cintac.cl/pdf/Catalogo\\_2014\\_web.pdf](http://www.cintac.cl/pdf/Catalogo_2014_web.pdf)

# ANEXO 1

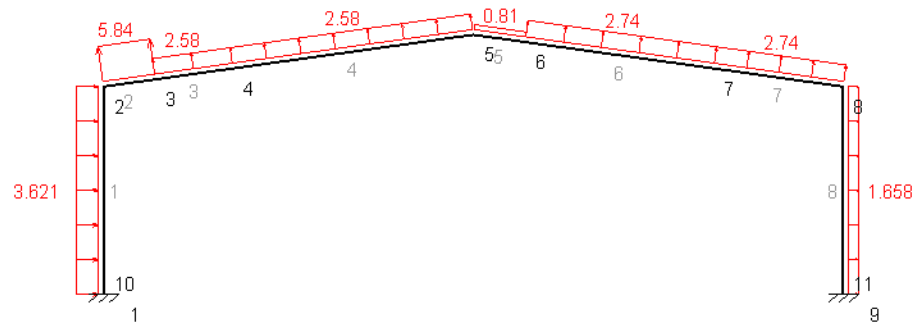
## ESTADOS DE CARGA



• **VIENTO 1**

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 1)

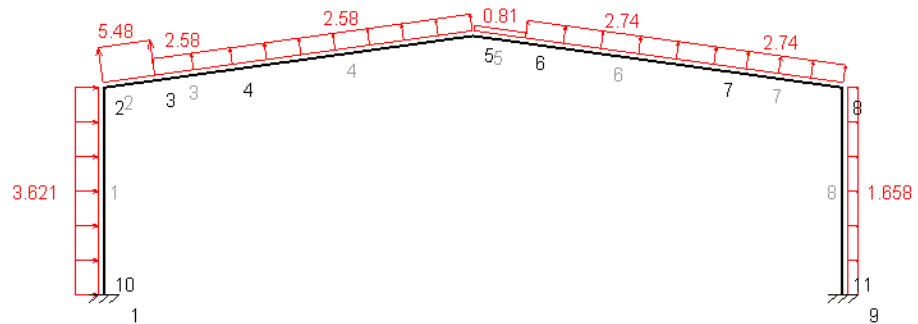
MEFI



• **VIENTO 2**

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 2)

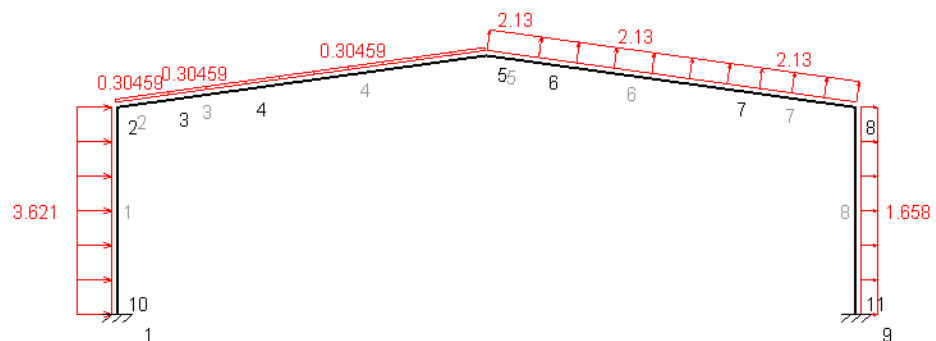
MEFI



• **VIENTO 3**

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 3)

MEFI

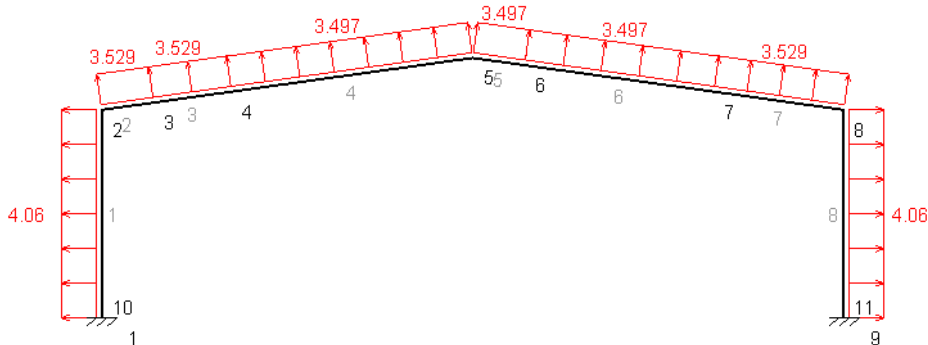




• **VIENTO 4**

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 4)

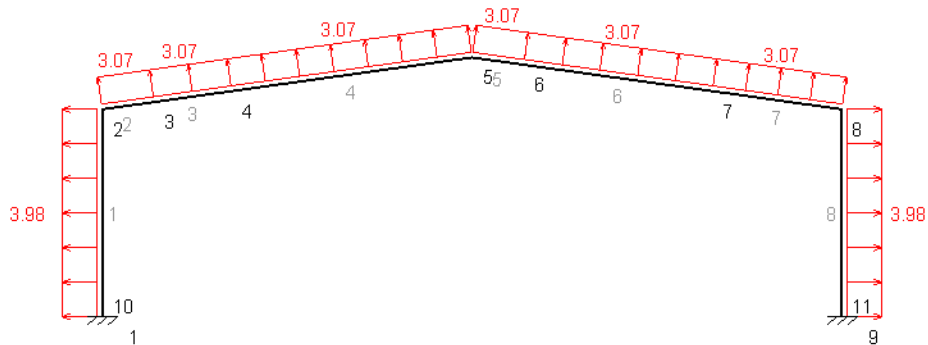
MEFI



• **VIENTO 5**

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 5)

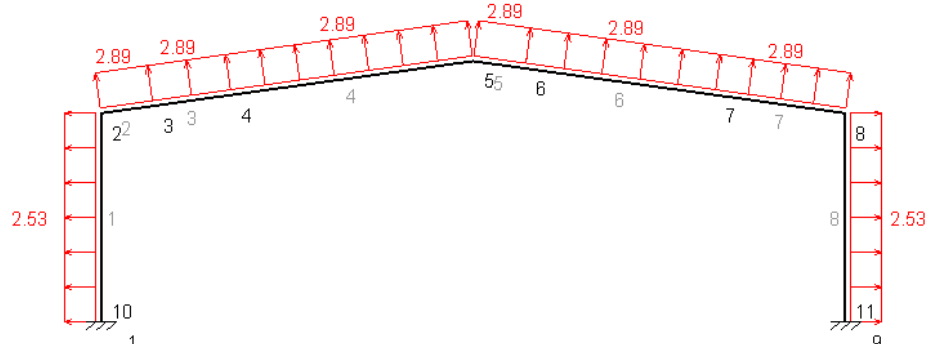
MEFI



• **VIENTO 6**

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 6)

MEFI

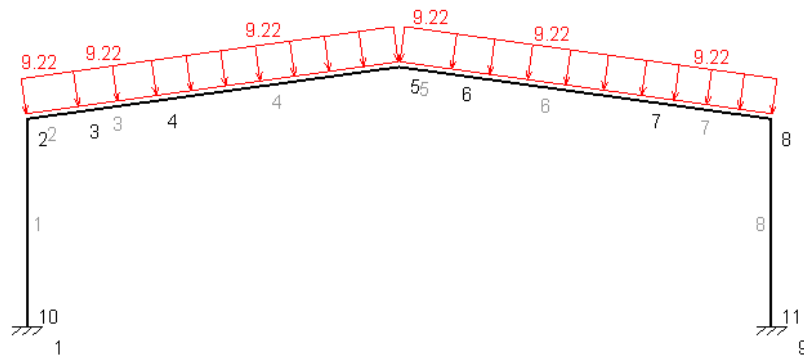




- **NIEVE 1**

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 8)

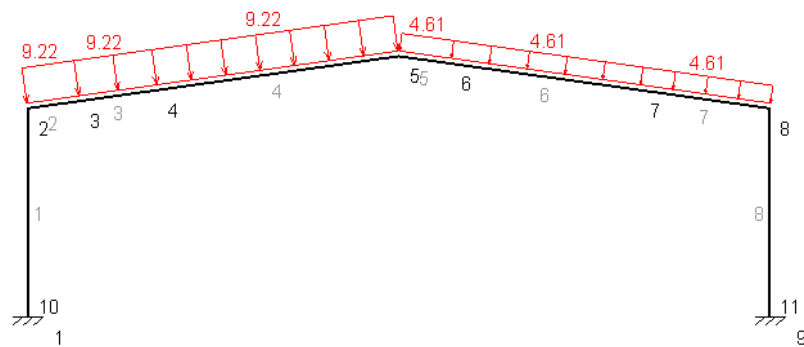
MEFI



- **NIEVE 2**

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 9)

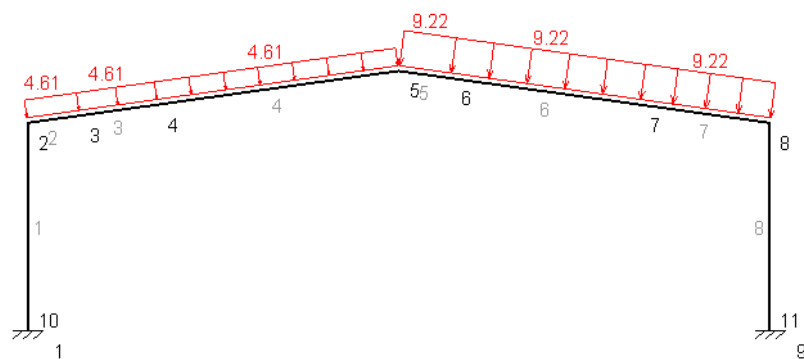
MEFI



- **NIEVE 3**

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 10)

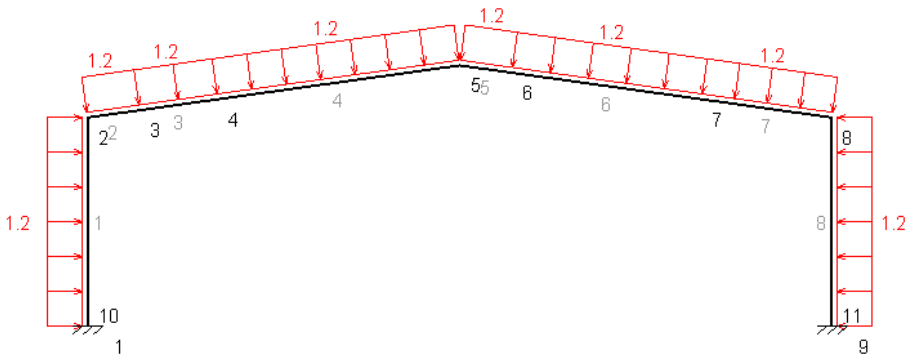
MEFI



- VIENTO INTERIOR SUCCIÓN**

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 12)

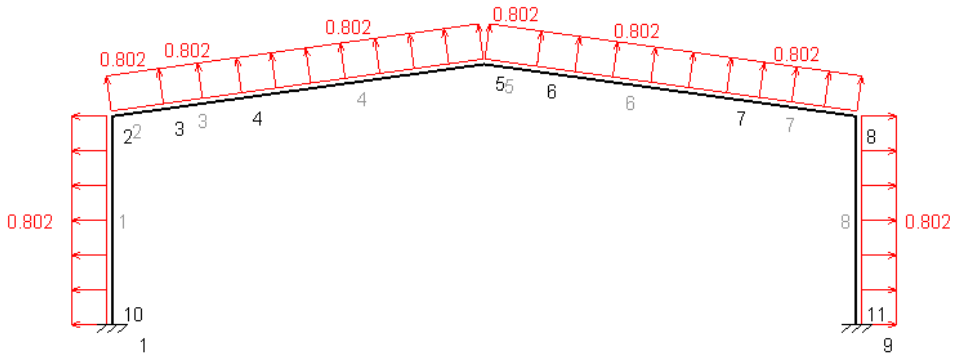
MEFI



- VIENTO INTERIOR PRESIÓN**

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 11)

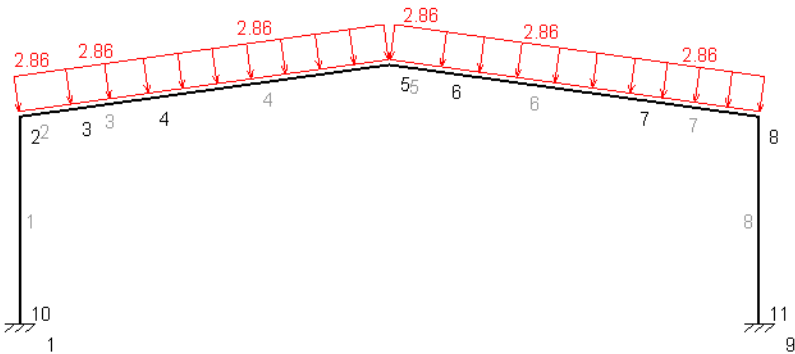
MEFI



- SCU**

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 24)

MEFI

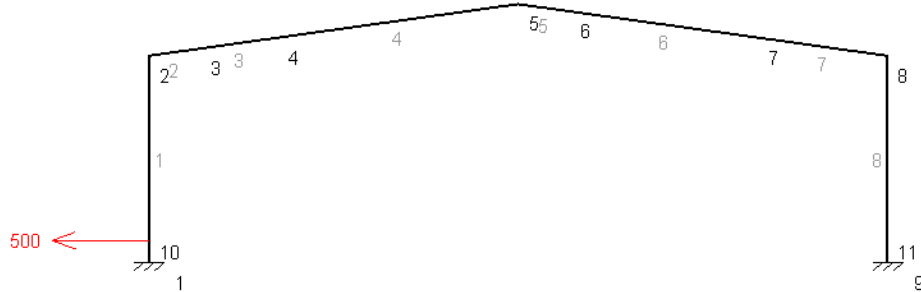




- **IMPACTO 1**

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 13)

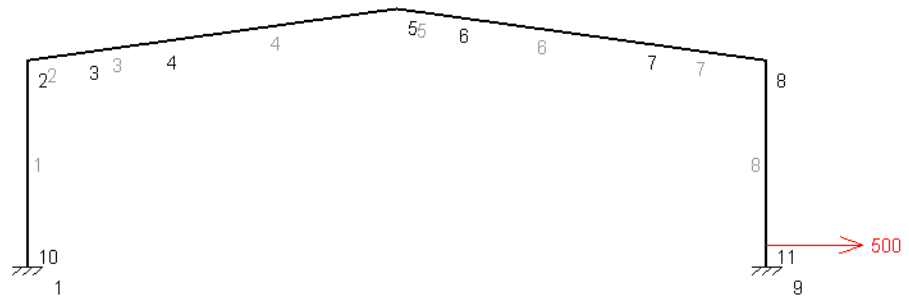
MEFI



- **IMPACTO 2**

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 14)

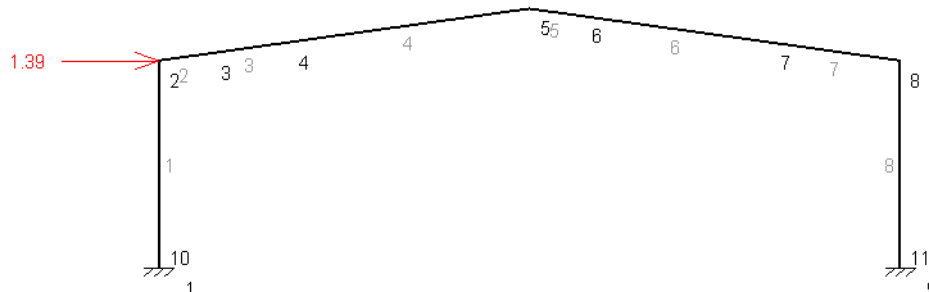
MEFI



- **SISMO 1**

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 15)

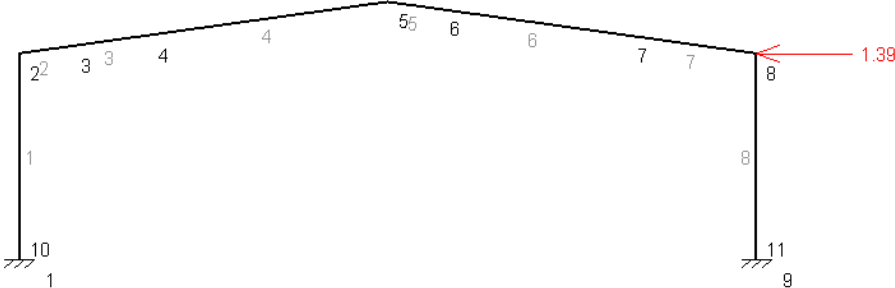
MEFI



- **SISMO 2**

Pórtico a dos aguas. Envolvente de estados (estado 16)

MEFI





# ANEXO 2

## CLASIFICACIÓN DE SECCIONES

La sección considerada para el dimensionamiento de los pilares del pórtico interior es un HEA 400. En este anejo se va a realizar la clasificación del perfil del pilar siguiendo las pautas marcadas por el CTE DB SE-A.5.2.4. que enuncia lo siguiente:

*“Para definir las Clases 1, 2 y 3 se utilizan en los elementos comprimidos de las secciones los límites de las tablas 5.3 y 5.4. Como cada elemento comprimido de una sección (ala o alma) puede pertenecer a clases diferentes, se asignará a la sección la clase menos favorable”*

Se realiza la comprobación del alma y de las alas teniendo en cuenta que el alma se encuentra sometida a flexocompresión y las alas se encuentran comprimidas.

Los esfuerzos empleados en el cálculo son los obtenidos para la combinación de cargas más desfavorable en E.L.U. en el pórtico interior:

$$N_{Ed} = 222 \text{ kN} \quad ; \quad V_{Ed} = 190 \text{ kN} \quad ; \quad M_{Ed} = 744 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

**Ala comprimida**

Tabla 5.4 Límites de esbeltez para elementos planos, apoyados en un borde y libre el otro, total o parcialmente comprimidos.

		Geometría		
Solicitación	Elemento plano	Límite de esbeltez: c/t máximo		
Compresión + Tracción -		Clase 1	Clase 2	Clase 3
Compresión	$f_y$ $f_y$	$9\varepsilon$	$10\varepsilon$	$14\varepsilon$
Factor de reducción $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$				

En primer lugar se calcula el factor de reducción:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9244$$

A continuación, se procede al cálculo de la esbeltez para la comprobación de la clase del ala de la sección:



$$c = \frac{b - t_w - 2 \cdot r}{2} = \frac{300 - 11 - 2 \cdot 27}{2} = 117,5 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{117,5}{19} = 6,18 \rightarrow 6,18 < 9\varepsilon$$

**EL PERFIL HEA 400 ES CLASE 1 PARA LA SOLICITACIÓN DE COMPRESIÓN DEL ALA**

**Alma flexocomprimida**

Tabla 5.3 Límites de esbeltez para elementos planos, apoyados en dos bordes, total o parcialmente comprimidos

Geometría		Límite de esbeltez: c/t máximo	
Solicitación	Elemento plano	Límite de esbeltez: c/t máximo	
Flexocompresión $\psi \geq -1$		$\frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$	$\frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$
		$\alpha \geq 0,5$	$\frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$

Como el alma está flexocomprimida se debe obtener la distribución de tensiones para el cálculo de  $\alpha$ .

$$\sigma_M = \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,yy}} = \frac{744 \text{ kN} \cdot \text{m}}{2310 \cdot 10^3 \text{ mm}^3} = 322,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_N = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{222 \text{ kN}}{15900 \text{ mm}^2} = 13,96 \text{ N/mm}^2$$

El parámetro  $\alpha$  con los valores obtenidos en el punto anterior será:

$$\alpha = \frac{\sigma_M + \sigma_N}{2 \cdot \sigma_M} = \frac{322,07 + 13,96}{2 \cdot 322,07} = 0,5216 > 0,5$$

Llegados a este punto, se comprueba el límite superior de esbeltez de la clase 1.

$$\frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = \frac{396 \cdot 0,9244}{13 \cdot 0,5216 - 1} = 63,32$$

La esbeltez del alma es:

$$c = h - 2 \cdot t_f = 390 - 2 \cdot 19 = 352 \text{ mm}$$



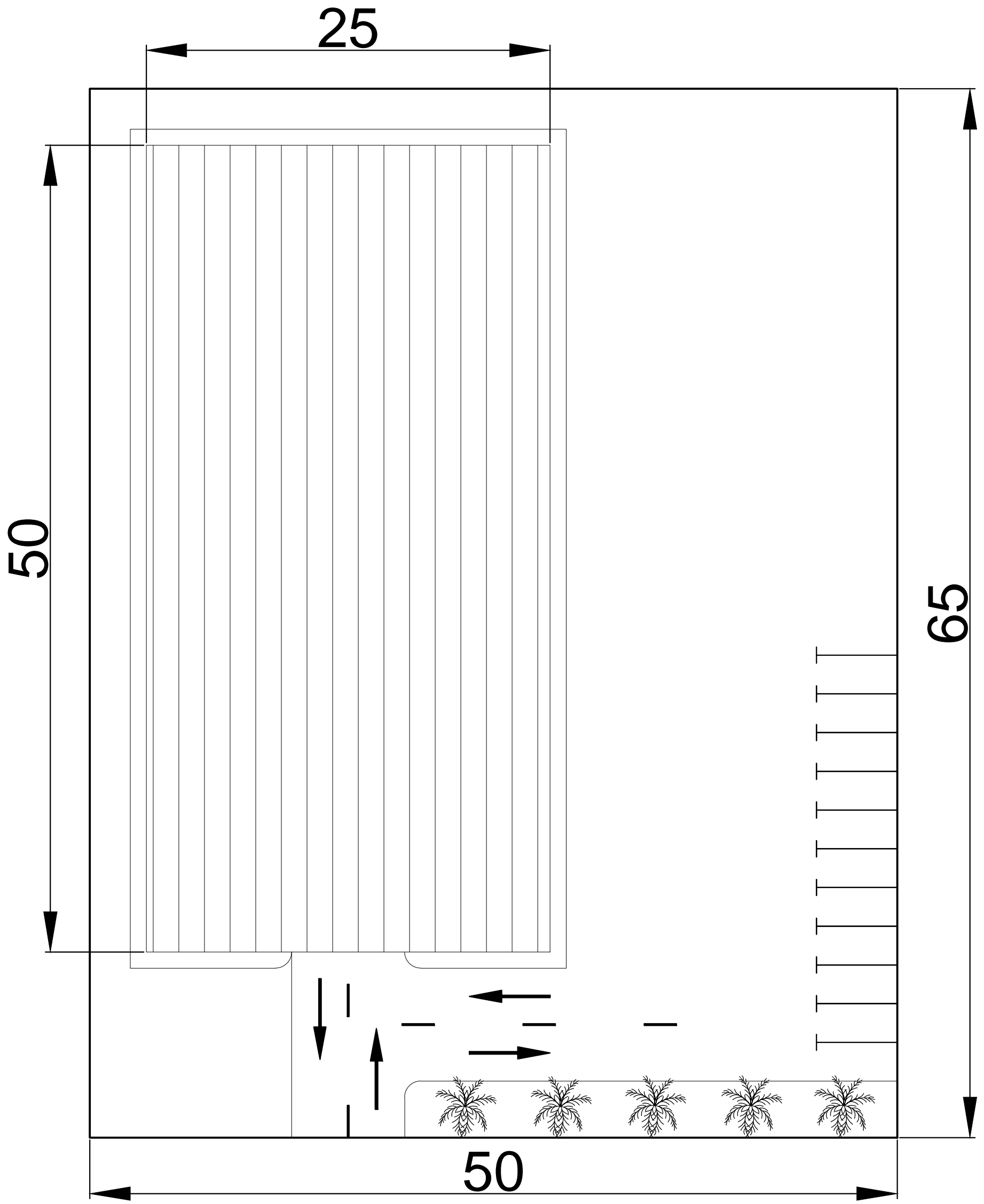
$$\frac{c}{t} = \frac{352}{11} = 32 \rightarrow 32 < 63,32$$


**EL PERFIL HEA 400 ES CLASE 1 PARA LA SOLICITACIÓN DE FLEXOCOMPRESIÓN DEL ALMA**

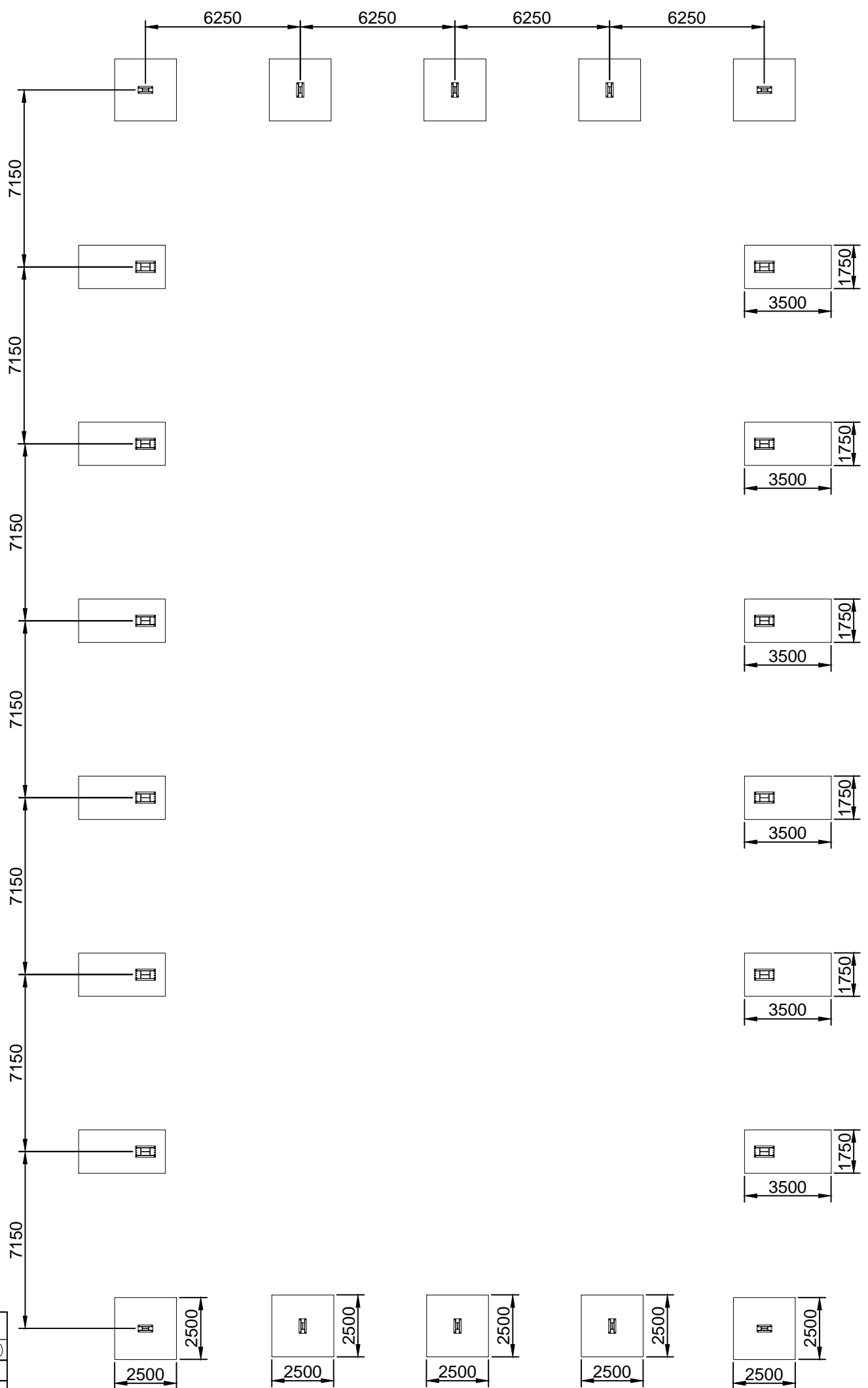
Puesto que el ala y el alma del perfil se sitúan en Clase 1, se puede afirmar que el perfil HEM 550 es Clase 1 para la peor combinación de cargas en el pórtico interior de la estructura. Pudiendo emplearse para el cálculo, según el CTE, métodos plásticos o elásticos, siendo estos últimos más sencillos aunque no aprovechen el 100% de la capacidad resistente de la sección.



# Documento 2: Planos



<b>UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA</b> Escuela de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas		
<b>"PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL          BAJO CONDICIONES CLIMATOLÓGICAS EXTREMAS"</b>		
 <b>D. Carlos García Jiménez</b>	<b>PLANTA GENERAL</b>	Cartagena, Septiembre 2014
		ESCALA 1:250
		Plano Nº 1




CUADRO DE CARACTERISTICAS SEGUN EHE-08

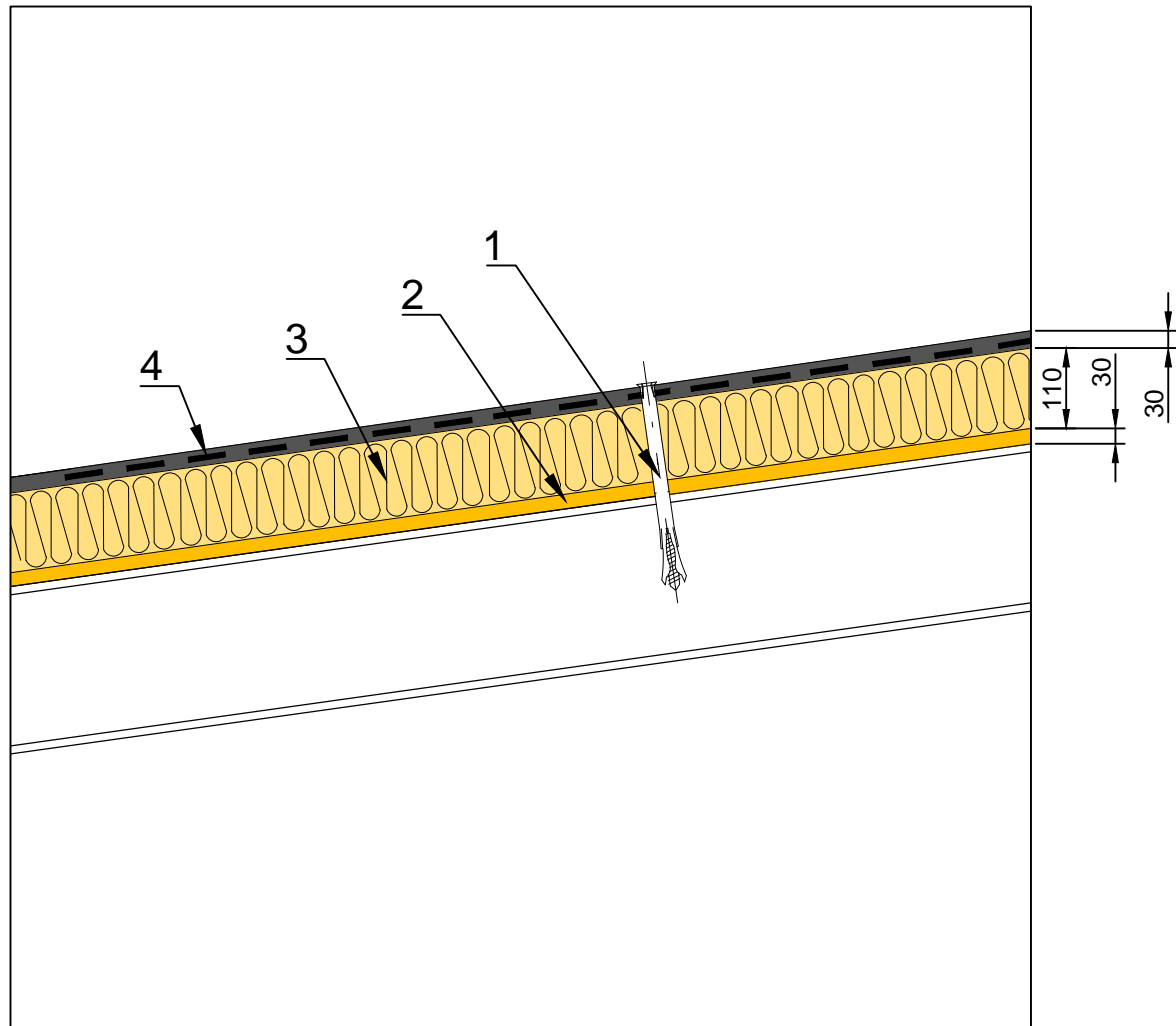
ELEMENTO	LOCALIZACION	ESPECIFICACION DEL ELEMENTO	NIVEL CONTROL	COEFIC. SEGURIDAD		
				δ	δ	δ
HORMIGON	solera	HA-20	Normal	1.5		
	cimentacion y muros	HA-30	Normal	1.5		
	pilares					
	vigas					
	losas y forjados					
ACERO DE ARMADURAS	solera	B-500 S	Normal		1.15	
	cimentacion y muros	B-500 SD	Normal		1.15	
	pilares					
	vigas					
	losas y forjados					
EJECUCION	igual toda la obra		Normal			1.5-1.6
	cimentacion y muros					
	pilares					
	vigas					
	losas y forjados					
Recubrimientos	8 cm piezas hormigonadas contra el terreno 4 cm resto					

ESPECIFICACIONES PARA MATERIALES Y HORMIGONES

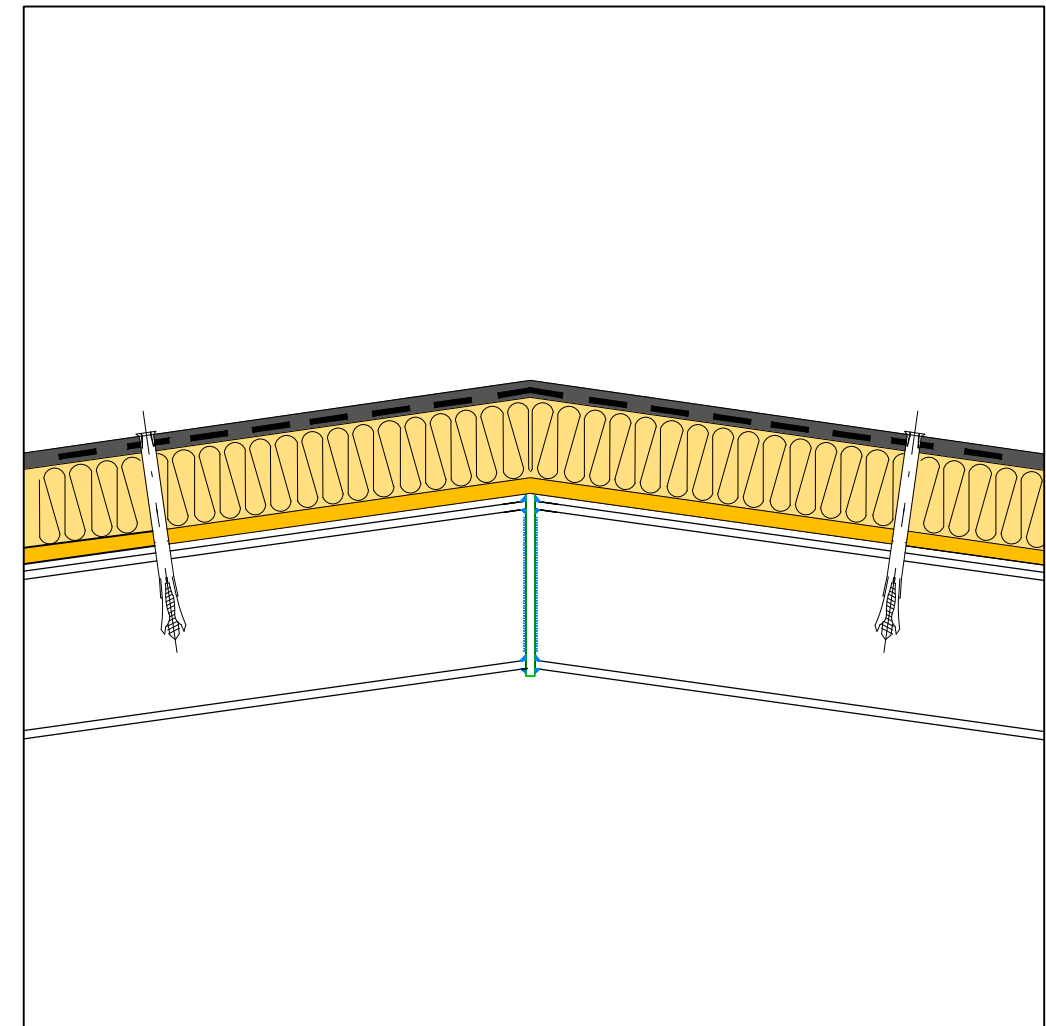
TIPO DE HORMIGON	ARIDO A EMPLEAR		CEMENTO	CONSISTENCIA	RESIST. CARACT. (N/mm <sup>2</sup> ) A LOS 28 DIAS
	TIPO DE ARIDO	TAMANO MAX. EN MILIMETROS			
EN MASA HM-20	Machacado	40	I-32.5	(3 a 7)±2 cm	20
ARMADO HA-25	Machacado	20	I-32.5	(3 a 7)±2 cm	25
ARMADO HA-30	Machacado	20	I-32.5	(3 a 7)±2 cm	30

ACERO ESTRUCTURAL CALIDAD S-235 EN CORREAS Y S-275 EN RESTO

<b>UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA</b> Escuela de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas		
<b>"PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL BAJO CONDICIONES CLIMATOLÓGICAS EXTREMAS"</b>		
 <b>D. Carlos García Jiménez</b>	<b>PLANTA DE CIMENTACIÓN</b>	Cartagena, Septiembre 2014
		1:200
		Plano N° 2




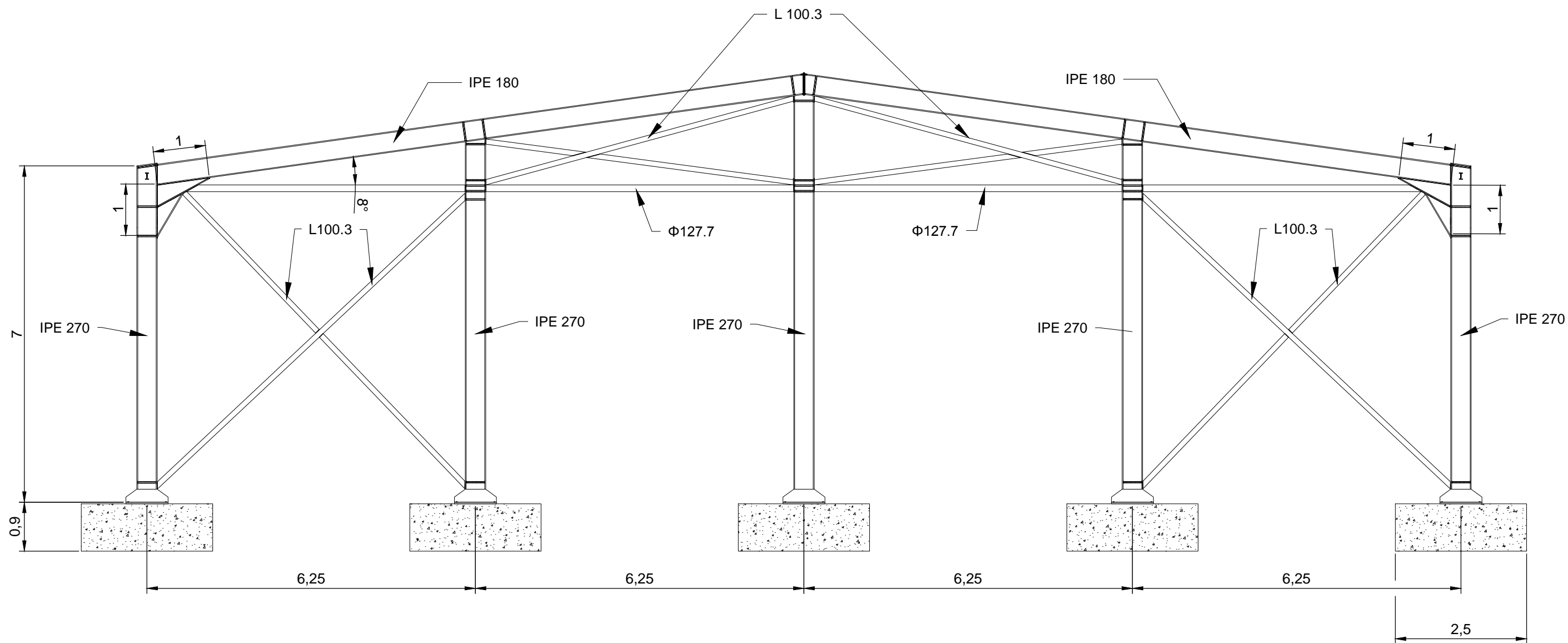
FALDÓN



CUMBRERA

1. FIJACIÓN CUBIERTA
2. BARRERA DE VAPOR
3. LANA MINERAL
4. PANEL SÁNDWICH

<p>UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA Escuela de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas</p>		
<p>"PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL BAJO CONDICIONES CLIMATOLÓGICAS EXTREMAS"</p>		
 D. Carlos García Jiménez	<p><b>DETALLES CUBIERTA</b></p>	<p>Cartagena, Septiembre 2014</p>
		<p>ESCALA 1:10</p>
		<p>Plano Nº 3</p>




CUADRO DE CARACTERISTICAS SEGUN EHE-08

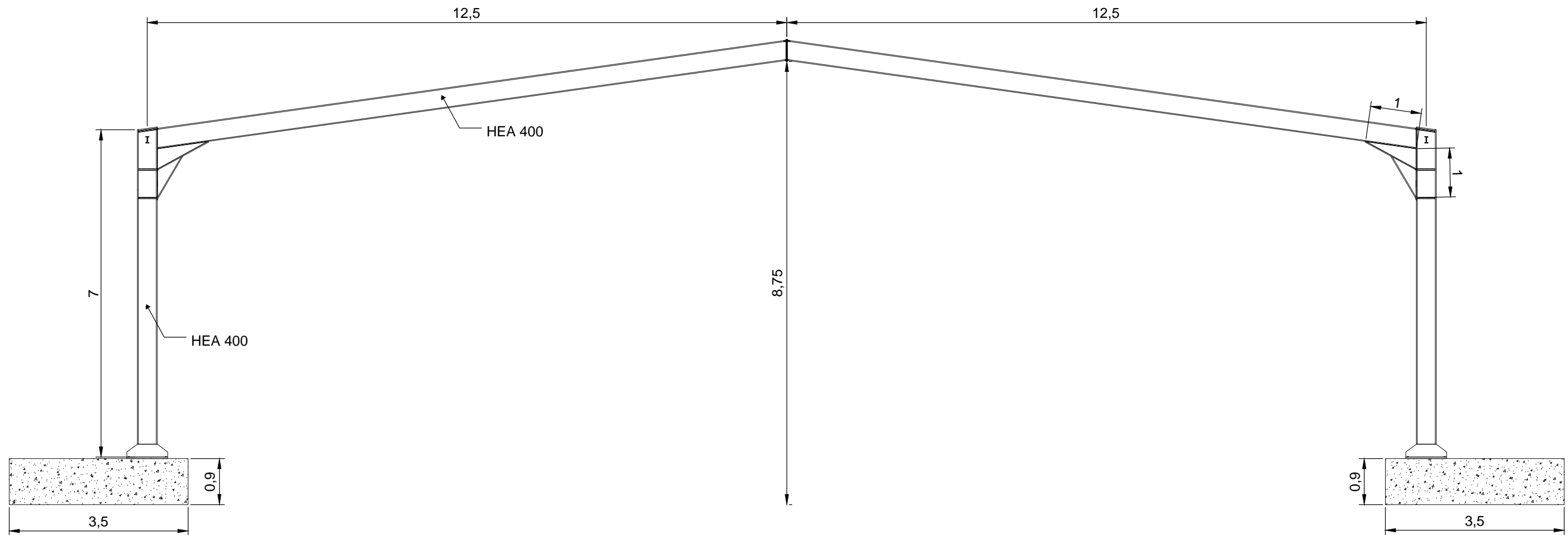
ELEMENTO	LOCALIZACION	ESPECIFICACION DEL ELEMENTO	NIVEL CONTROL	COEFIC. SEGURIDAD		
				↓	↓	↓
HORMIGON	solera	HA-20	Normal	1.5		
	cimentacion y muros	HA-25	Normal	1.5		
	pilares					
	vigas					
	losas y forjados					
ACERO DE ARMADURAS	solera	B-500 S	Normal		1.15	
	cimentacion y muros	B-500 SD	Normal		1.15	
	pilares					
	vigas					
	losas y forjados					
EJECUCION	igual toda la obra		Normal			1.5-1.6
	cimentacion y muros					
	pilares					
	vigas					
	losas y forjados					
Recubrimientos	8 cm piezas hormigonadas contra el terreno					
	4 cm resto					

ESPECIFICACIONES PARA MATERIALES Y HORMIGONES

TIPO DE HORMIGON	ARIDO A EMPLEAR		CEMENTO	CONSISTENCIA	RESIST. CARACT. (N/mm <sup>2</sup> )
	TIPO DE ARIDO	TAMANO MAX. EN MILIMETROS			
EN MASA HM-20	Machacado	40	1-32.5	(3 a 7) ± 2 cm	20
ARMADO HA-25	Machacado	20	1-32.5	(3 a 7) ± 2 cm	25
ARMADO HA-30	Machacado	20	1-32.5	(3 a 7) ± 2 cm	30

ACERO ESTRUCTURAL CALIDAD S-235 EN CORREAS Y S-275 EN RESTO

<b>UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA</b> Escuela de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas		
<b>"PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL          BAJO CONDICIONES CLIMATOLÓGICAS EXTREMAS"</b>		
 <b>D. Carlos García Jiménez</b>	<b>PÓRTICO FACHADA</b>	<b>Cartagena, Septiembre 2014</b>
		<b>ESCALA 1:80</b>
		<b>Plano Nº 4</b>




CUADRO DE CARACTERISTICAS SEGUN EHE-08

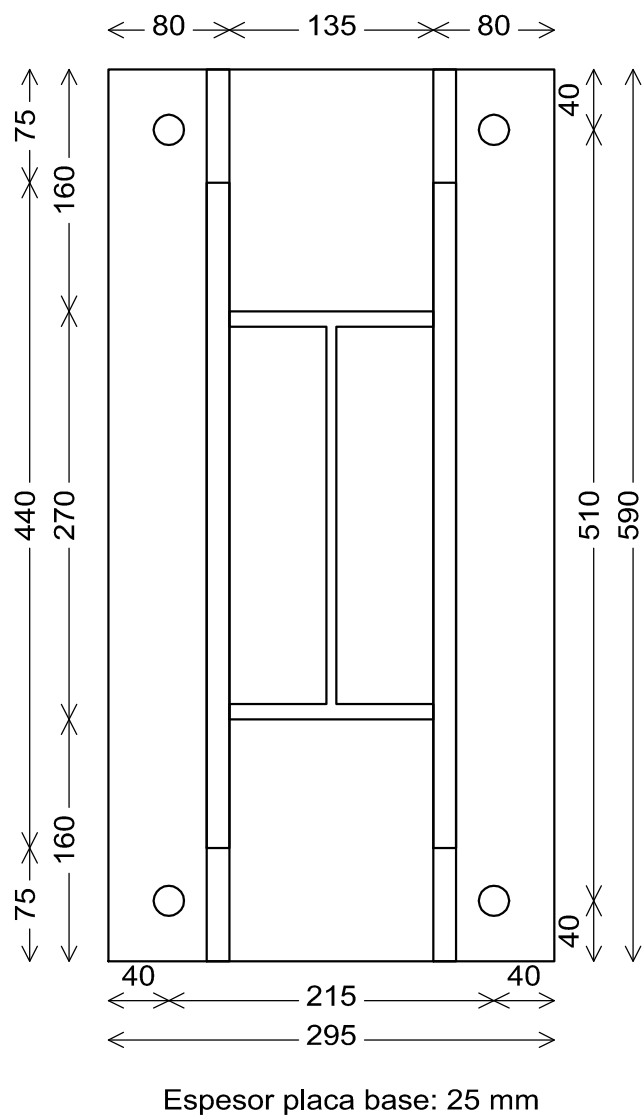
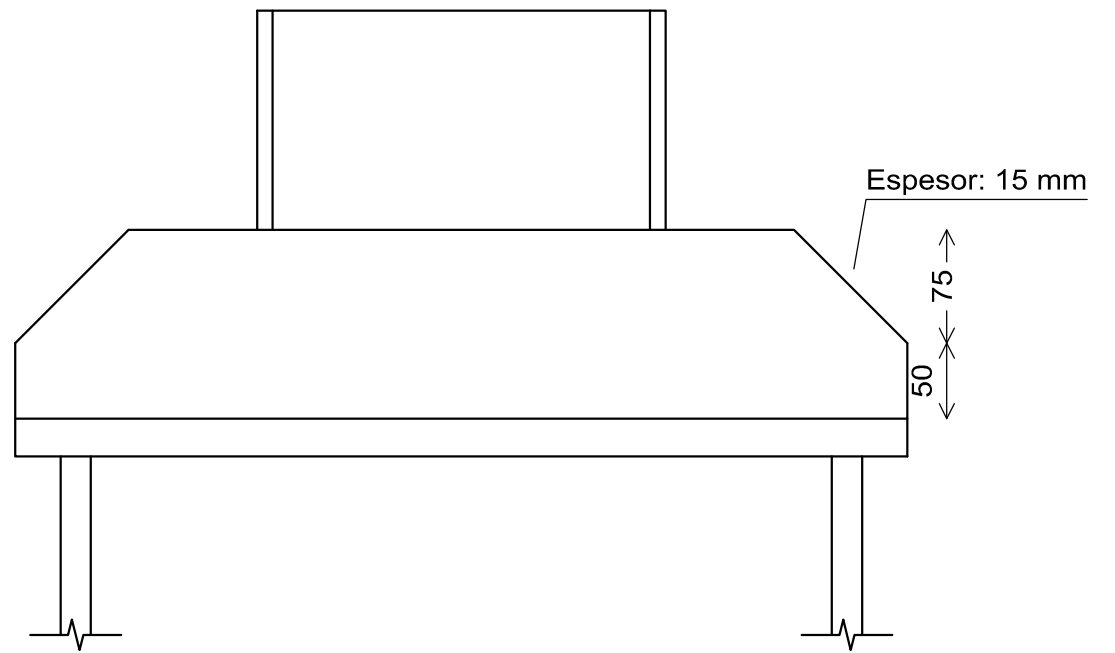
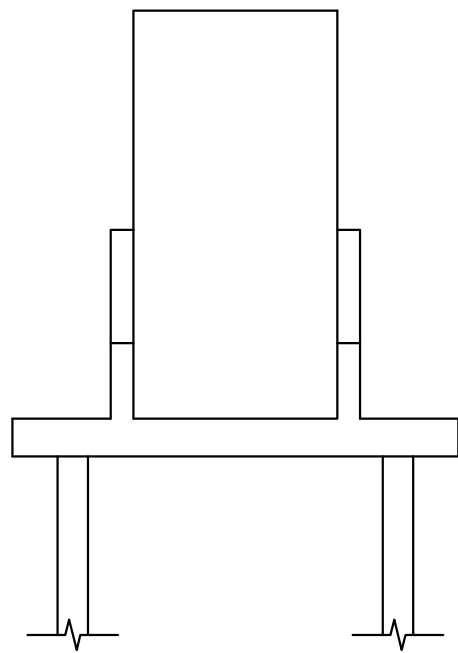
ELEMENTO	LOCALIZACION	ESPECIFICACION DEL ELEMENTO	NIVEL CONTROL	COEFIC. SEGURIDAD		
				⊥	∥	∥
HORMIGON	solera	HA-20	Normal	1.5		
	cimentacion y muros	HA-30	Normal	1.5		
	pilares					
	vigas					
	losas y forjados					
ACERO DE ARMADURAS	solera	B-500 S	Normal		1.15	
	cimentacion y muros	B-400 SD	Normal		1.15	
	pilares					
	vigas					
	losas y forjados					
EJECUCION	igual toda la obra		Normal			1.5-1.6
	cimentacion y muros					
	pilares					
	vigas					
	losas y forjados					
	Recubrimientos	8 cm piezas hormigonadas contra el terreno				
	4 cm resto					

ESPECIFICACIONES PARA MATERIALES Y HORMIGONES

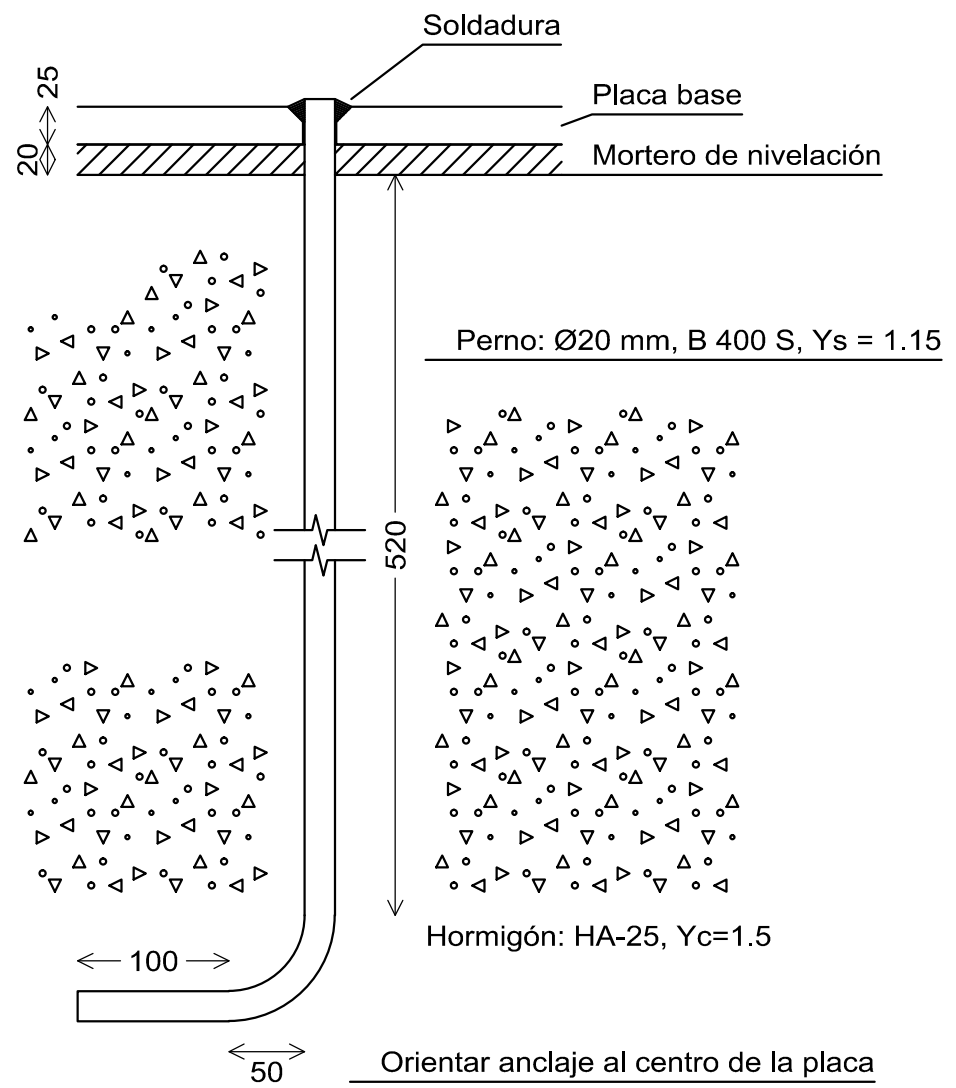
TIPO DE HORMIGON	ARIDO A EMPLEAR		CEMENTO	CONSISTENCIA	RESIST. CARACT. (N/mm <sup>2</sup> ) A LOS 28 DIAS
	TIPO DE ARIDO	TAMANO MAX. EN MILIMETROS			
EN MASA HM-20	Machacado	40	I-32.5	(3 a 7)±2 cm	20
ARMADO HA-25	Machacado	20	I-32.5	(3 a 7)±2 cm	25
ARMADO HA-30	Machacado	20	I-32.5	(3 a 7)±2 cm	30

ACERO ESTRUCTURAL CALIDAD S-235 EN CORREAS Y S-275 EN RESTO

<b>UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA</b> Escuela de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas		
<b>"PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL          BAJO CONDICIONES CLIMATOLÓGICAS EXTREMAS"</b>		
 <b>D. Carlos García Jiménez</b>	<b>PÓRTICO INTERIOR</b>	<b>Cartagena, Septiembre 2014</b>  <b>ESCALA 1:80</b>  <b>Plano Nº 5</b>



### Detalle Anclaje Perno



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA  
Escuela de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas

"PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL  
BAJO CONDICIONES CLIMATOLÓGICAS EXTREMAS"

D. Carlos García Jiménez

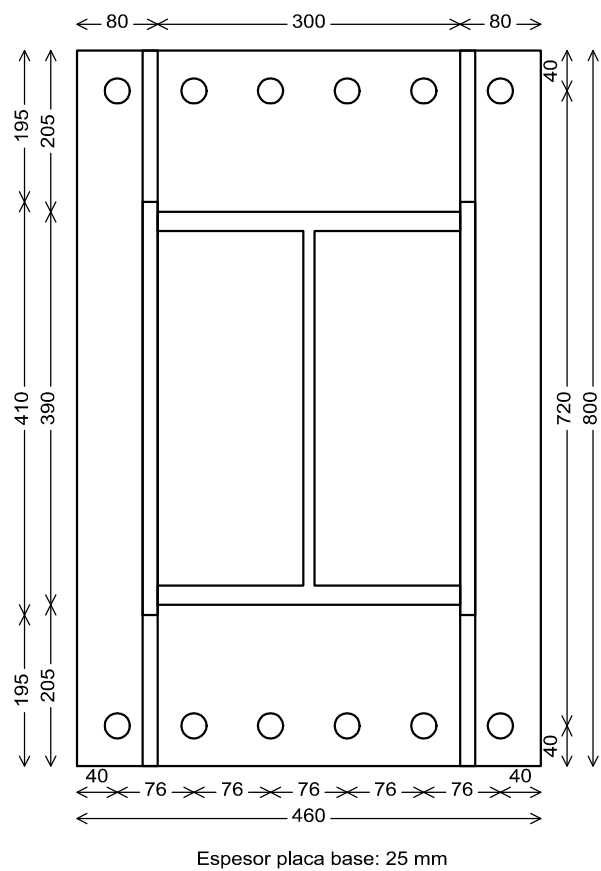
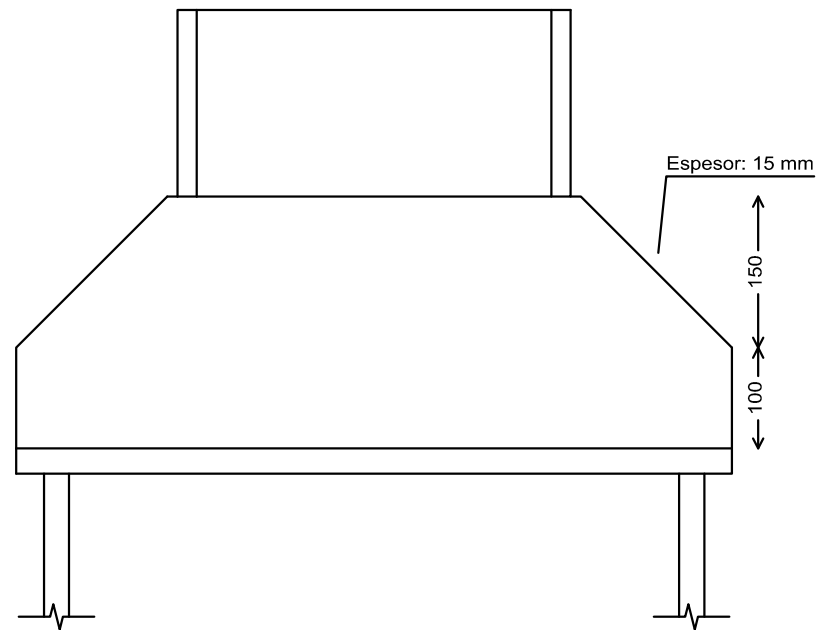
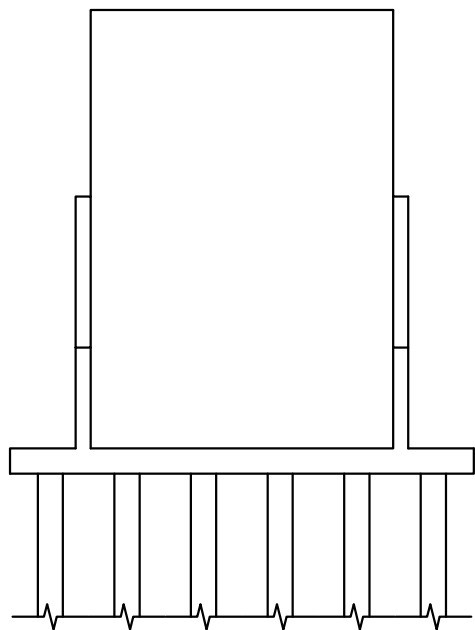
VISTAS PLACA DE ANCLAJE  
PÓRTICO EXTERIOR

Cartagena, Septiembre 2014

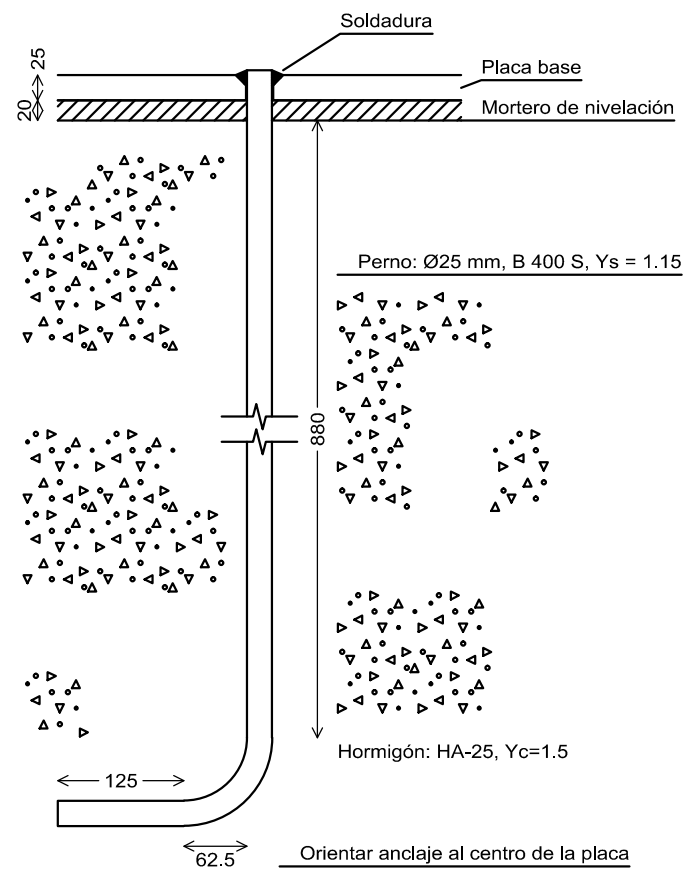
ESCALA 1:5


Plano Nº 1



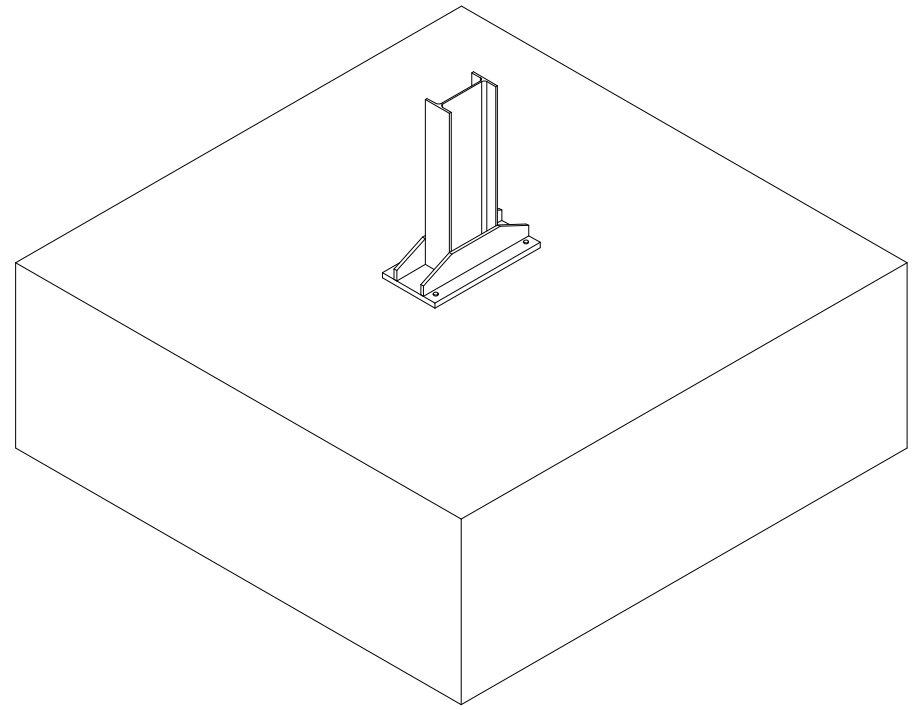
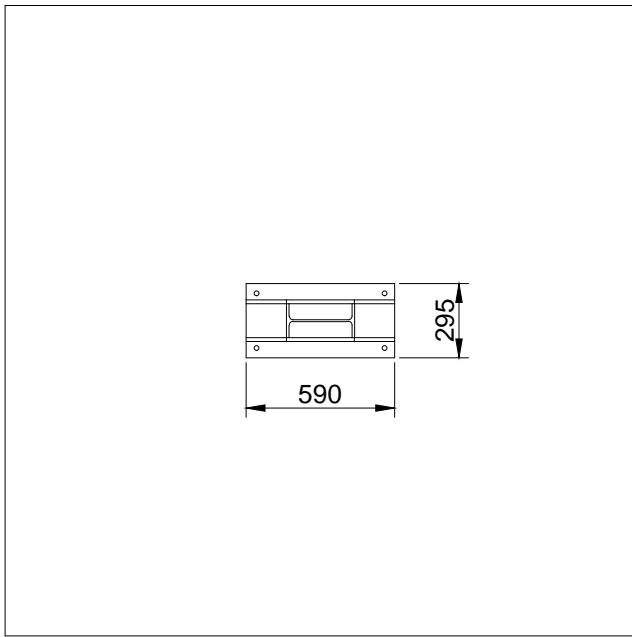
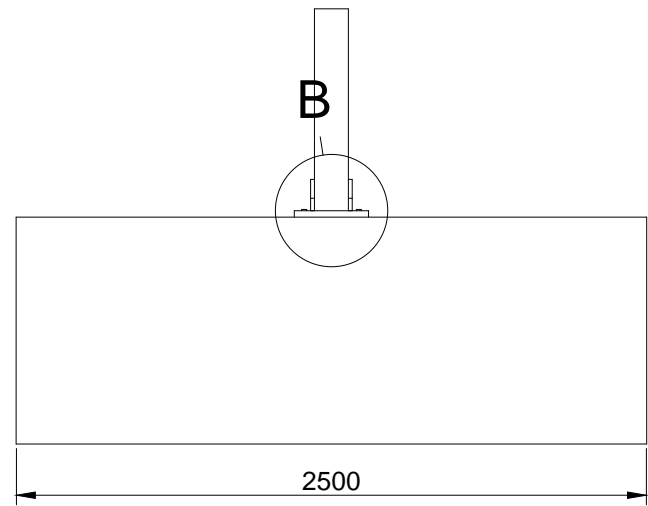
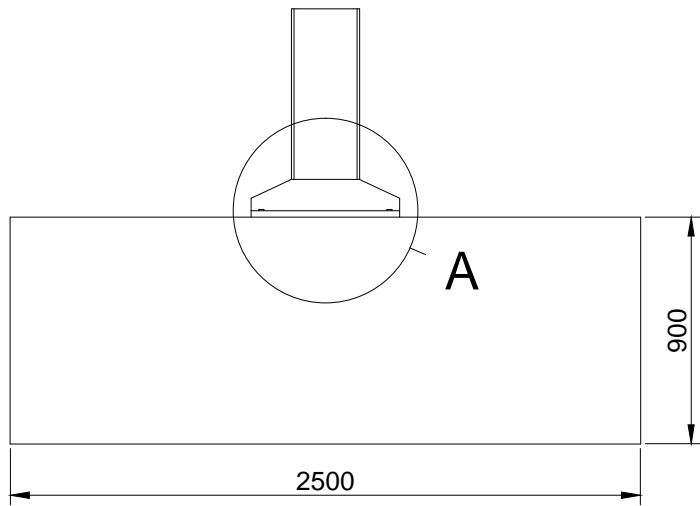


Detalle Anclaje Perno

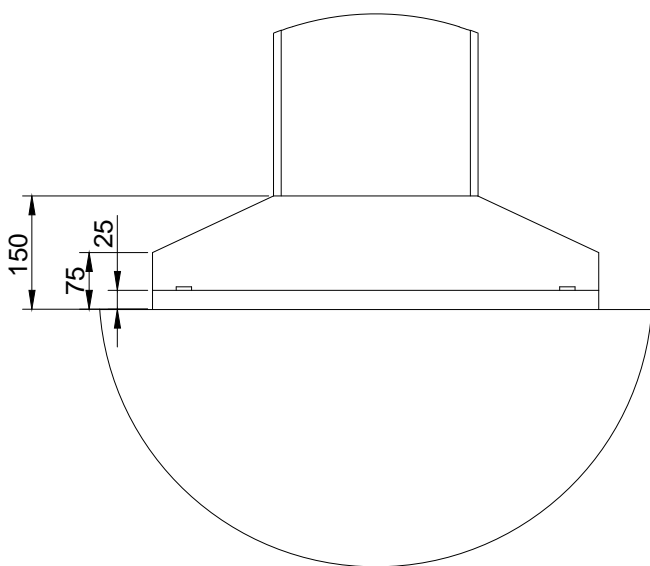


<b>UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA</b> Escuela de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas		
<b>"PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL          BAJO CONDICIONES CLIMATOLÓGICAS EXTREMAS"</b>		
 <b>D. Carlos García Jiménez</b>	<b>VISTAS PLACA DE ANCLAJE          PÓRTICO INTERIOR</b>	Cartagena, Septiembre 2014
		ESCALA 1:15
		Plano Nº 7

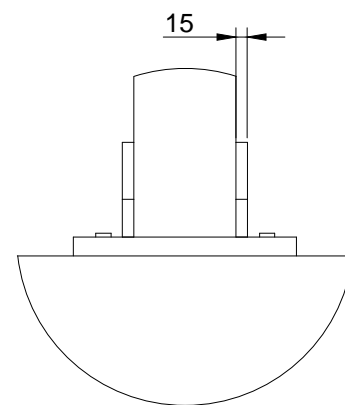
E (1:30)



A (1:10)



B (1:10)



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA  
Escuela de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas

"PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL  
BAJO CONDICIONES CLIMATOLÓGICAS EXTREMAS"

D. Carlos García Jiménez

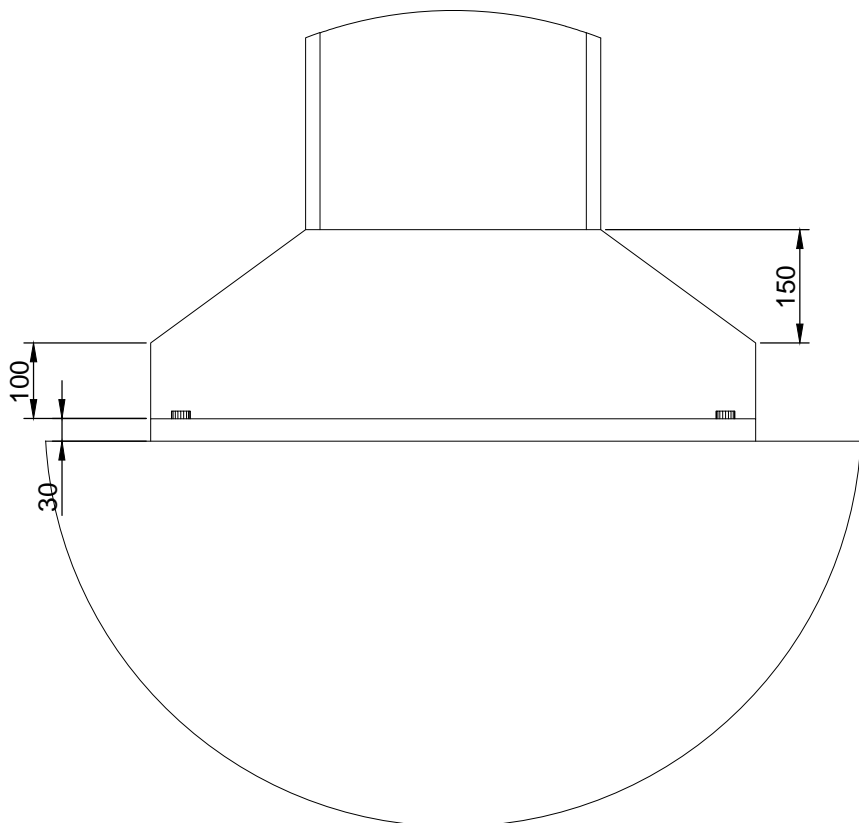
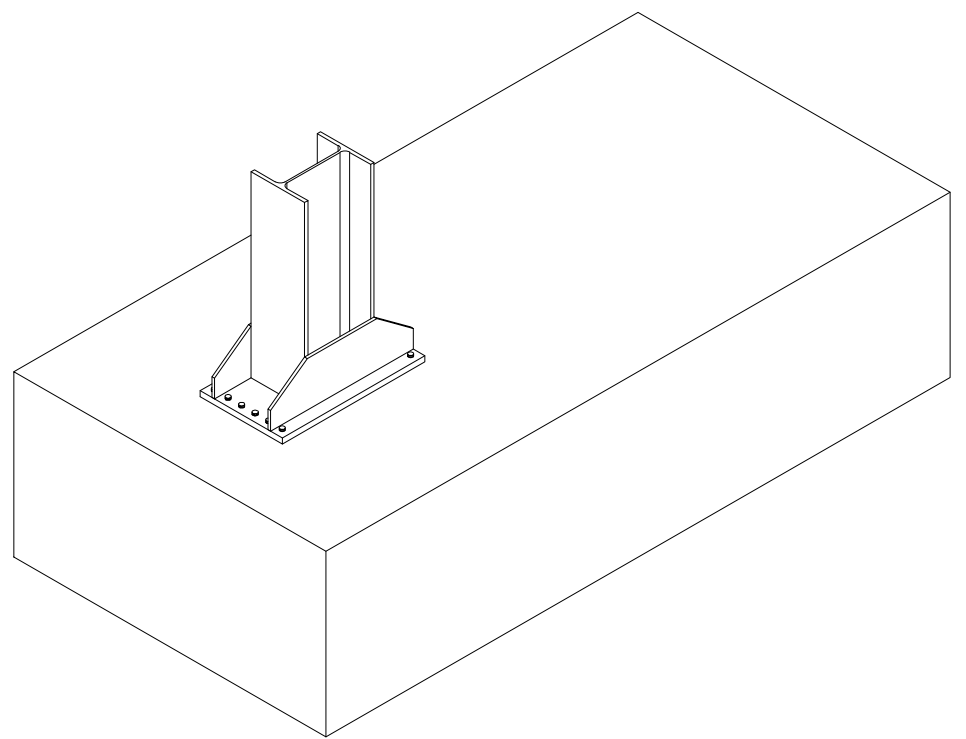
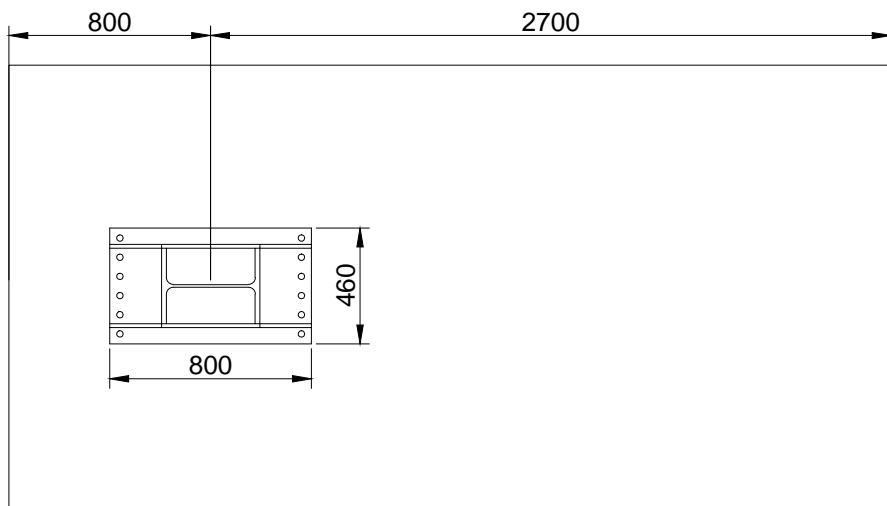
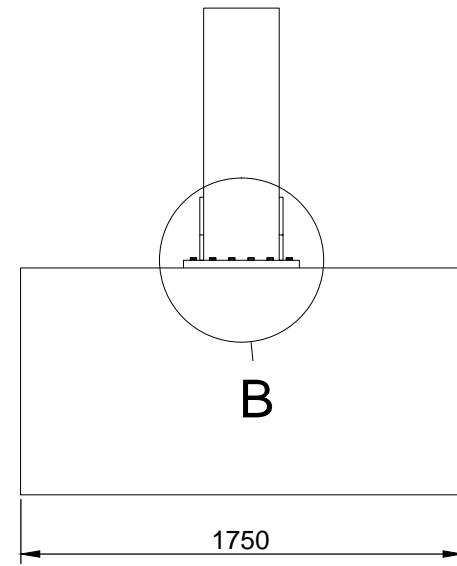
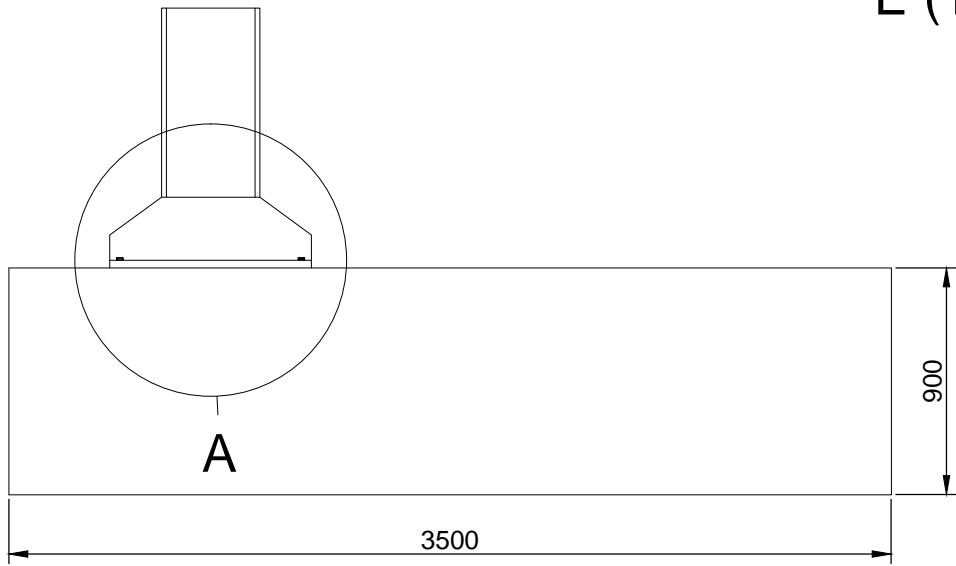
**VISTAS CIMENTACIÓN  
PILAR DE FACHADA**

Cartagena, Septiembre 2014

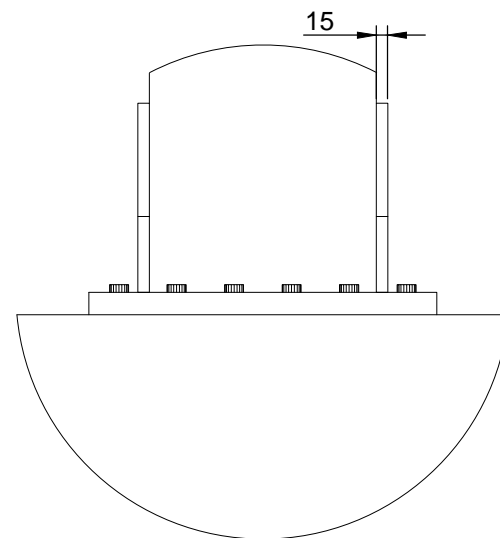
VARIAS

Plano Nº 8


E (1:30)

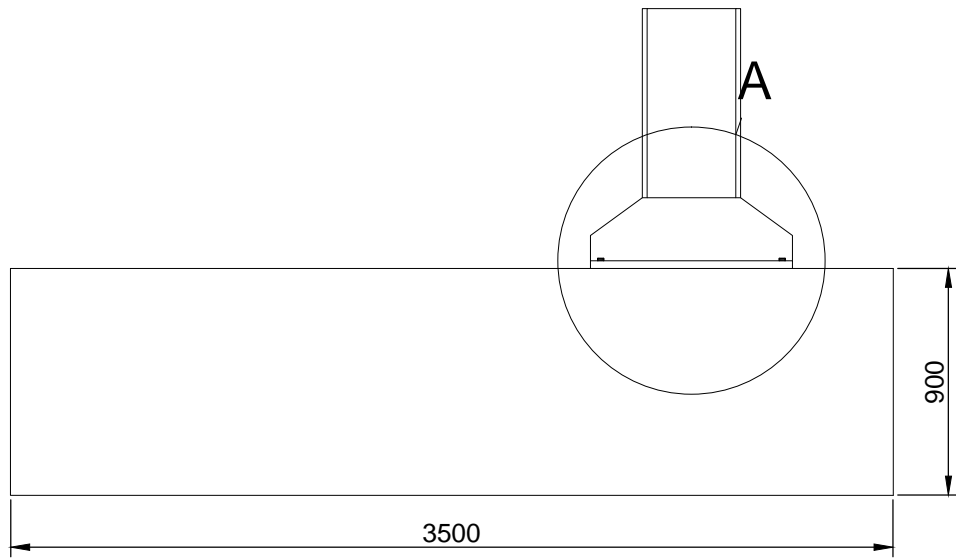


B (1:10)

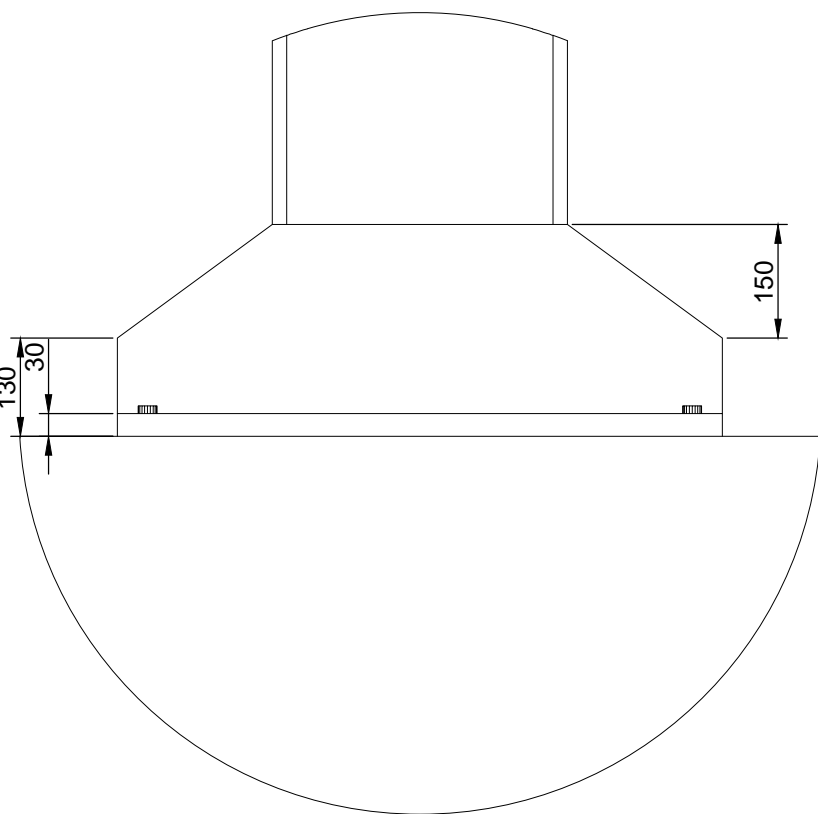
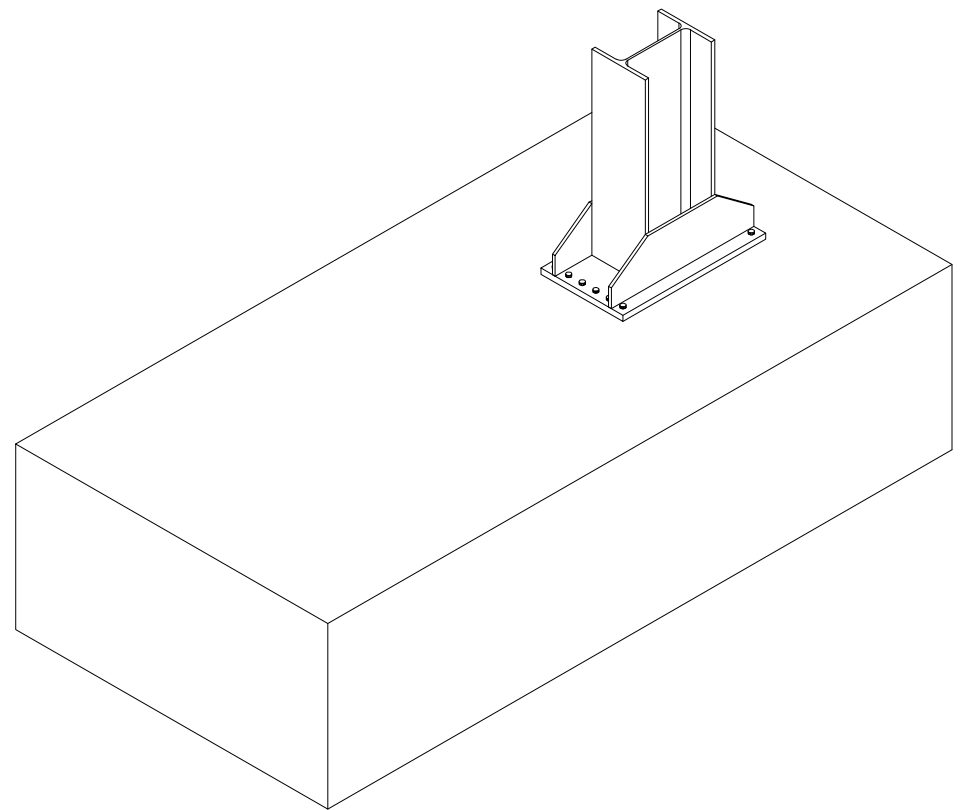
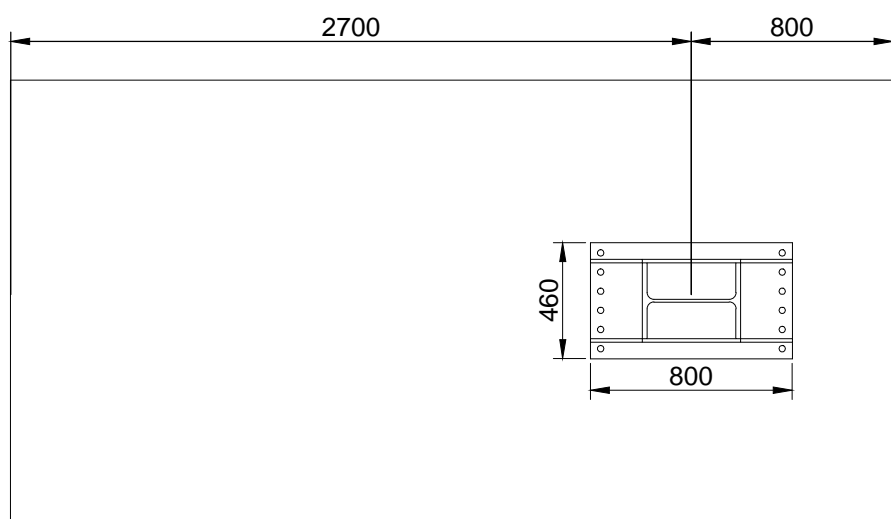
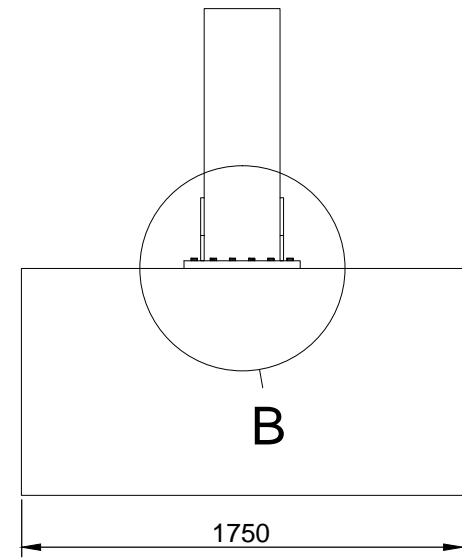


A (1:10)

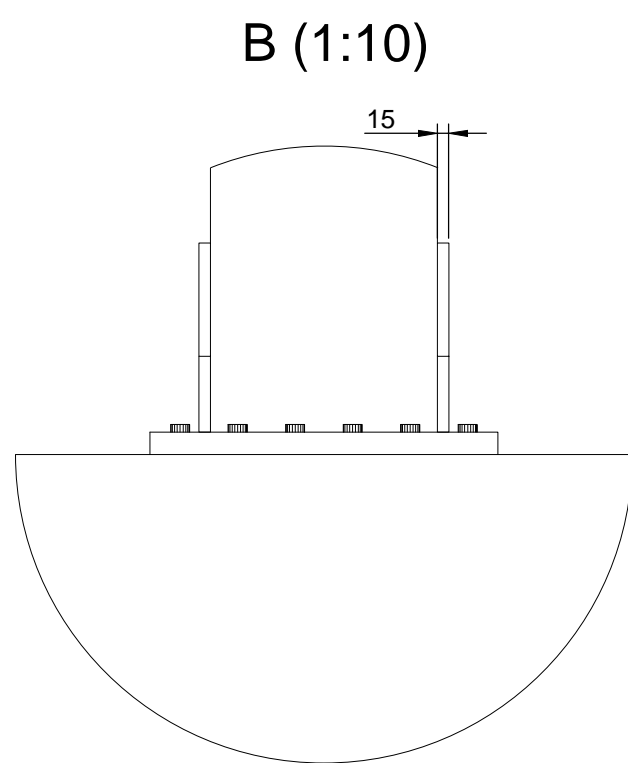
<p>UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA Escuela de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas</p>		
<p>"PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL BAJO CONDICIONES CLIMATOLÓGICAS EXTREMAS"</p>		
 D. Carlos García Jiménez	<p><b>VISTAS CIMENTACIÓN PILAR INTERIOR DERECHO</b></p>	<p>Cartagena, Septiembre 2014</p>
		<p>VARIAS</p>
		<p>Plano Nº 9</p>




E (1:20)

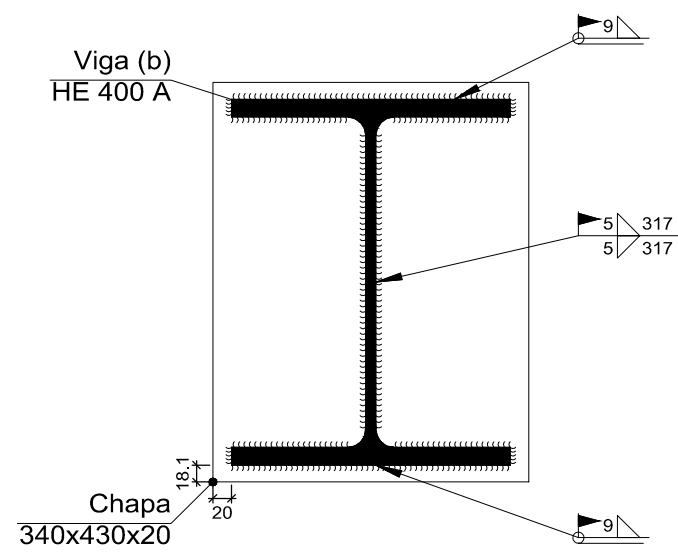


A (1:10)

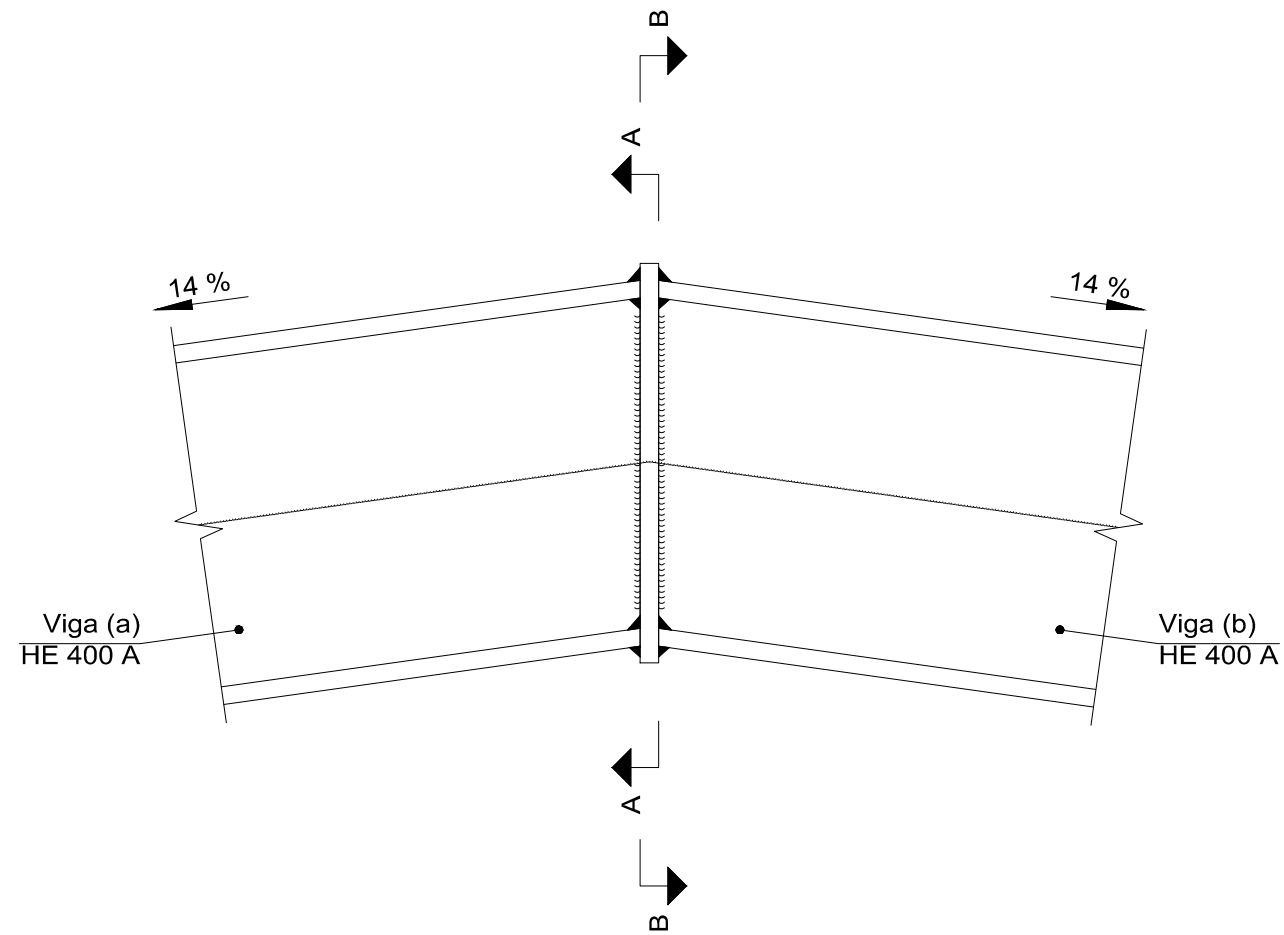


B (1:10)

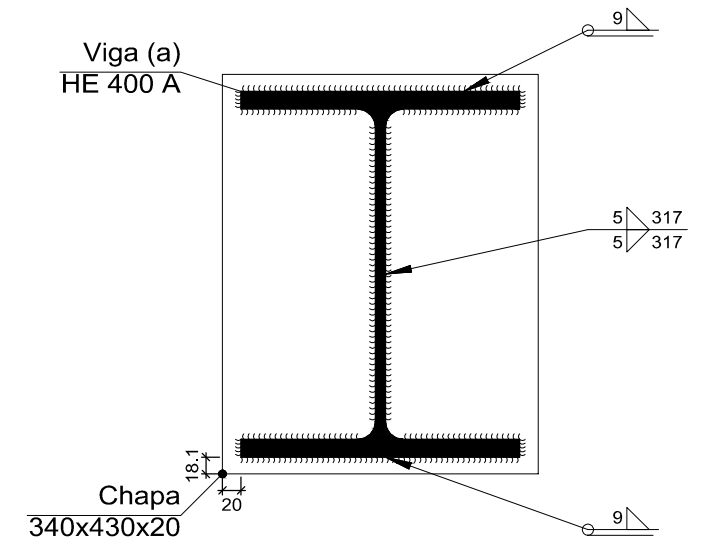
<b>UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA</b> Escuela de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas		
<b>"PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL          BAJO CONDICIONES CLIMATOLÓGICAS EXTREMAS"</b>		
 D. Carlos García Jiménez	<b>VISTAS CIMENTACIÓN          PILAR INTERIOR          IZQUIERDO</b>	Cartagena, Septiembre 2014
		VARIAS
		Plano Nº 10




Sección A - A

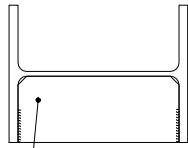


Alzado



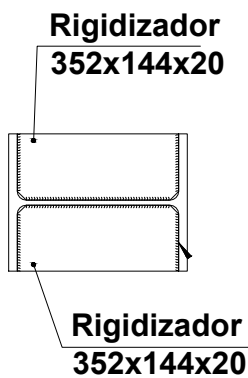
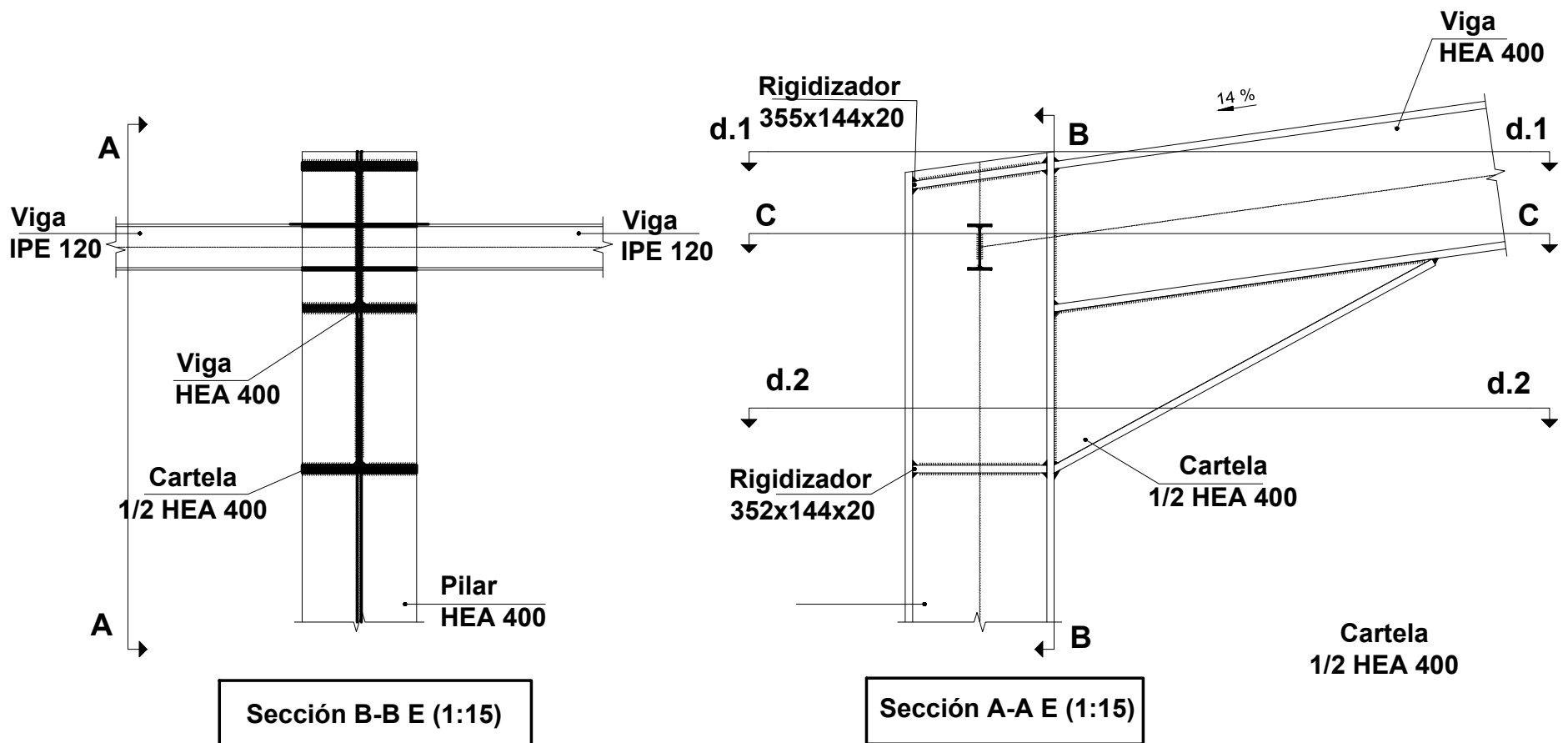
Sección B - B

<b>UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA</b> Escuela de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas		
<b>"PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL          BAJO CONDICIONES CLIMATOLÓGICAS EXTREMAS"</b>		
 D. Carlos García Jiménez	<b>DETALLE UNIÓN DE          CUMBRERA</b>	Cartagena, Septiembre 2014
		ESCALA 1:5
		Plano Nº 11

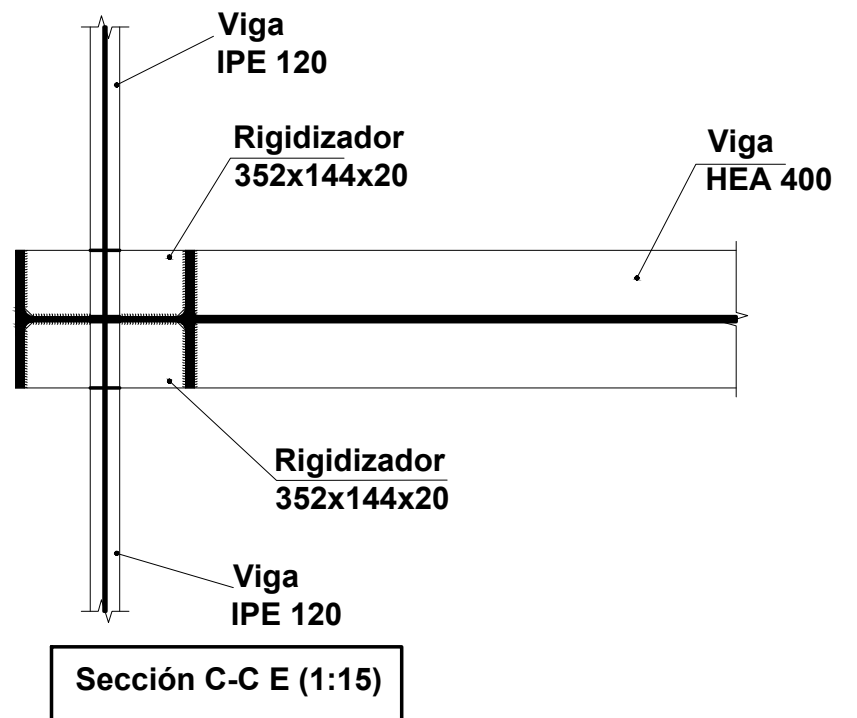


Rigidizador  
355x144x20

d1. Detalle de soldaduras: Rigidizadores a pilares HEA 400 (S/E)



d.2. Detalle de soldaduras:  
Rigidizadores a pilar HEA 400 (S/E)



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA  
Escuela de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas

"PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL  
BAJO CONDICIONES CLIMATOLÓGICAS EXTREMAS"

D. Carlos García Jiménez

VISTAS UNIÓN PILAR,  
DINTEL Y VIGA  
PERIMETRAL

Cartagena, Septiembre 2014

VARIAS

Plano Nº 12