



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA
SUPERIOR INGENIEROS
INDUSTRIALES VALENCIA

TRABAJO FIN DE GRADO EN INGENIERÍA EN TECNOLOGÍAS INDUSTRIALES

DISEÑO DE UNA TORRE EN CELOSÍA DE ALTA TENSIÓN DE 35M DE ALTURA CON PERFILES TUBULARES DE ACERO

AUTOR: Guillermo González Poveda

TUTOR: Andrés Lapuebla Ferri

COTUTORA: Ana Espinós Capilla

Curso Académico: 2017-18

RESUMEN

En este proyecto se diseñan y calculan los elementos necesarios para materializar un apoyo de alineación con cadenas de aisladores de suspensión de una línea eléctrica de alta tensión con conductores desnudos. El apoyo en cuestión estará formado por perfiles de acero tubulares cuadrados estructurados en celosía. Para ello se ha seguido lo indicado en la normativa en vigor.

Todo lo relativo al proyecto se especifica en los 5 documentos de los cuales consta éste: memoria descriptiva, anexo de cálculo de condiciones de diseño, anexo de cálculo de la estructura, presupuesto y planos.

Palabras clave: Torre de alta tensión, estructuras de acero, perfiles tubulares cuadrados, simulación por ordenador.

RESUM

En aquest projecte es dissenyen i calculen els elements necessaris per a materialitzar un support d'alineació amb cadenes d'aïlladors de suspensió d'una línia elèctrica d'alta tensió amb conductors nus. El support en qüestió estarà format per perfils d'acer tubulars quadrats estructurats en gelosia. Per a fer-ho s'ha seguit allò indicat a la normativa en vigor.

Tot el que es referix al projecte s'especifica en els 5 documents dels quals consta aquest: memoria descriptiva, annexe de càlcul de condicions de disseny, annexe de càlcul de l'estructura, pressupost i plànols.

Paraules clau: Torre d'alta tensió, estructures d'acer, perfils tubulars quadrats, simulació per ordinador.

ABSTRACT

In this project the necessary elements to materialize an alignment support with chains of suspension insulators of a high voltage electric line with bare conductors are designed and calculated. The support will be formed by square tubular steel profiles structured in lattice. In order to do this, what is indicated in current design codes

Everything related to the project is specified in the 5 documents of which this one consists: descriptive memory, annex of calculation of design conditions, annex of calculation of the structure, budget and plans.

Keywords: High voltage tower, steel structure, square tubular profile, computer simulation.

Diseño de una torre en celosía de alta tensión de 35 m de altura con perfiles tubulares de acero.

Índice

1. MEMORIA DESCRIPTIVA.....	11
1.1. Objeto.....	11
1.1.1. Técnico.....	11
1.1.2. Académico General.....	11
1.1.3. Académico Particular.....	11
1.2. Antecedentes y motivación.....	11
1.3. Alcance.....	12
1.4. Normativa aplicada.....	13
1.5. Estado del Arte.....	14
1.5.1. Líneas Eléctricas.....	14
1.5.2. Cables.....	14
1.5.2.1. Conductores.....	14
1.5.2.2. Cables de guarda.....	15
1.5.3. Aisladores.....	16
1.5.4. Apoyos.....	17
1.6. Descripción de la Solución Adoptada.....	19
1.6.1. Emplazamiento.....	19
1.6.2. Cables empleados.....	21
1.6.2.1. Conductores.....	21
1.6.2.2. Cables de guarda.....	22
1.6.3. Aisladores empleados.....	23
1.6.4. Herrajes para la formación de cadenas de aisladores.....	24
1.6.5. Formación de la cadena de aisladores.....	25
1.6.6. Diseño del Apoyo.....	26
1.6.6.1. Diseño del fuste.....	27
1.6.6.2. Diseño del armado.....	29
1.6.6.3. Perfiles del apoyo.....	31
1.6.7. Uniones.....	32
1.6.8. Cimentación.....	32
1.6.8.1. Acondicionamiento del terreno.....	33
1.6.8.2. Placa de anclaje.....	33
1.6.8.3. Zapata.....	35
1.7. Resumen del Presupuesto.....	36
1.8. Conclusiones.....	37
1.9. Referencias Bibliográficas.....	38
2. ANEXO DE CÁLCULO DE CONDICIONES DE DISEÑO.....	39

2.1.	Tendido.....	39
2.1.1.	Ecuación de Cambio de Condiciones.....	39
2.1.2.	Tensión en el punto de Unión y Longitud Real.....	44
2.2.	Cálculo Electromecánico de los Aisladores.....	45
2.3.	Cálculo mecánico de los herrajes.....	47
2.4.	Distancias de Seguridad.....	47
2.4.1.	Distancias entre Conductores.....	48
2.4.2.	Distancias entre conductores y partes puestas a tierra.....	50
2.4.3.	Distancias al terreno, caminos, sendas y cursos de agua no navegable.....	51
2.4.4.	Otras Distancias.....	52
2.5.	Situación de los cables de guarda.....	52
3.	ANEXO DE CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA.....	55
3.1.	Acciones.....	55
3.1.1.	Cargas Permanentes.....	55
3.1.1.1.	Peso Propio.....	55
3.1.1.2.	Carga del Cable.....	56
3.1.2.	Cargas Variables.....	56
3.1.2.1.	Hielo.....	56
3.1.2.2.	Viento.....	57
3.1.3.	Accidentales.....	65
3.1.3.1.	Desequilibrios.....	65
3.1.3.2.	Rotura de Cable.....	65
3.1.3.3.	Sismo.....	66
3.2.	Hipótesis de Carga.....	67
3.3.	Materiales y Secciones.....	72
3.4.	Coefficientes de Seguridad.....	75
3.5.	Modelado por Ordenador.....	75
3.5.1.	Modelado del apoyo.....	75
3.5.2.	Predimensionado.....	79
3.5.3.	Modelado de las Cargas.....	80
3.6.	Comprobaciones Estructurales.....	84
3.6.1.	ELS Deformación.....	85
3.6.2.	ELU Resistencia.....	88
3.6.3.	ELU Pandeo.....	93
3.7.	Cimentación.....	100
3.7.1.	Coefficientes de seguridad para cimentación.....	100
3.7.2.	Reacciones de la cimentación.....	101

3.7.3.	Cálculo de la placa de anclaje.	102
3.7.4.	Cálculo de las zapatas de hormigón.	107
3.7.5.	Cálculo de las vigas de atado.	116
4.	PRESUPUESTO.	119
4.1.	Acondicionamiento del terreno.	119
4.2.	Cimentaciones.	120
4.3.	Estructura.	121
4.4.	Presupuesto base de licitación.	122
5.	Planos.	123
5.1.	Emplazamiento.	123
5.2.	Ubicación del apoyo.	124
5.3.	Cimentación.	125
5.4.	Placa de anclaje.	126
5.5.	Estructura 3D del apoyo en celosía.	127
5.6.	Vistas y acotación de la estructura.	128
5.7.	Unión del arriostamiento al perfil principal sobre la placa de anclaje.	129
5.8.	Unión del arriostamiento al montante del fuste.	130
5.9.	Unión del arriostamiento y el montante del fuste al perfil principal.	131
5.10.	Unión del arriostamiento y el montante del armado al perfil principal.	132
5.11.	Unión sobre el cable conductor central.	133
5.12.	Unión del extremo del voladizo.	134

Índice de Figuras

Fig. 1 Esquema de una línea eléctrica aérea [10].	11
Fig. 2 Zapata de "pata de elefante" [12].	12
Fig. 3 Zapata prismática con unión mediante placa de anclaje.	12
Fig. 4 Cadena de aisladores de suspensión [4].	17
Fig. 5 Cadena de aisladores de amarre [4].	17
Fig. 6 Armado y torre de un apoyo de línea aérea [5].	18
Fig. 7 Alas y crucetas del armado [5].	18
Fig. 8 Armado en capa [5].	18
Fig. 9 Armado en capa invertida [5].	18
Fig. 10 Armado en bóveda [5].	19
Fig. 11 Armado en tresbolillo [5].	19
Fig. 12 Armado vertical (simplex o bandera) [5].	19
Fig. 13 Armado vertical (dúplex) [5].	19
Fig. 14 Ubicación de Peñaflor de Hornija.	20
Fig. 15 Ubicación de Las Berlanas.	20
Fig. 16 Trenzado del conductor [7].	21
Fig. 17 Sección de un cable conductor de aluminio con alma de acero. [7]	22
Fig. 18 Sección de un cable OPGW. [5]	22
Fig. 19 Aislador de cadena del tipo caperuza y vástago [8].	23
Fig. 20 Grillete recto GN [15].	24
Fig. 21 Anilla bola AB [17].	24
Fig. 22 Rótula corta [17].	25
Fig. 23 Grapa de suspensión armada [16].	25
Fig. 24 Cadena de aisladores de suspensión [4].	26
Fig. 25 Restricciones al diseño del apoyo.	27
Fig. 26 Fase 1 del diseño del fuste del apoyo.	28
Fig. 27 Fase 2 del diseño del fuste del apoyo.	28
Fig. 28 Fase 2 del diseño del fuste del apoyo (acotación).	28
Fig. 29 Fase 3 del diseño del fuste del apoyo.	28
Fig. 30 Fase 1 del diseño del armado.	29
Fig. 31 Fase 2 del diseño del armado.	29
Fig. 32 Fase 2 del diseño del armado (acotación).	30
Fig. 33 Fase 3 del diseño del armado.	30
Fig. 34 Fase 3 del diseño del armado (acotación).	30
Fig. 35 Fase 4 del diseño del armado.	30
Fig. 36 Distancia mínima del conductor a las partes puestas a tierra del apoyo.	30
Fig. 37 Perspectiva del apoyo definitivo.	31
Fig. 38 Alzado del apoyo definitivo.	31
Fig. 39 Perfil del apoyo definitivo.	31
Fig. 40 Perfil tubular cuadrado acabado en caliente.	31
Fig. 41 Unión soldada de perfiles tubulares cuadrados [3].	32
Fig. 42 Esquema cimentación de la torre.	33
Fig. 43 Planta de la cimentación.	33
Fig. 44 Placa de anclaje.	34
Fig. 45 Unión articulada con placa de anclaje [24].	34
Fig. 46 Esquema de una viga de atado entre dos zapatas.	35
Fig. 47 Disposición de las armaduras de la zapata.	35
Fig. 48 Cable tendido sobre un vano fijado en sus extremos [10].	39
Fig. 49 Amortiguador.	40

Fig. 50 Esquema de las acciones sobre el cable de peso propio y hielo.....	42
Fig. 51 Esquema de las acciones sobre el cable de peso propio y viento.....	42
Fig. 52 Armado proyectado del apoyo.	50
Fig. 53 Cadena de aisladores desviada.....	51
Fig. 54 Zona de apantallamiento efectiva de los cables de guarda.	53
Fig. 55 Esquema de la actuación de fuerzas sobre un apoyo de línea aérea [10].....	55
Fig. 56 Línea al mismo nivel.....	56
Fig. 57 Línea a distinto nivel.....	56
Fig. 58 Mapa de Viento en invierno en Castilla y León. [20].....	57
Fig. 59 Esquema de un Cable Recubierto por un Manguito de Hielo.	58
Fig. 60 Área expuesta al viento en dirección longitudinal.	61
Fig. 61 Área expuesta al viento en dirección transversal.	61
Fig. 62 Ley de Hellmann.....	62
Fig. 63 Distribución lineal.....	62
Fig. 64 Discretización de la acción de viento sobre la celosía.	63
Fig. 65 Fuerzas de los cables equilibradas (componente horizontal se anula).....	66
Fig. 66 Situación de rotura de cable.	66
Fig. 67 Peligrosidad sísmica en España [19].....	67
Fig. 68 Grupo Principales.....	76
Fig. 69 Grupo Montantes Torre.....	76
Fig. 70 Grupo Arriostramiento Torre.....	76
Fig. 71 Grupo Arriostramiento Armado 1.....	76
Fig. 72 Grupo Montantes Armado 1.	76
Fig. 73 Grupo Montantes Armado 2.	76
Fig. 74 Grupo Arriostramiento Armado 2.....	77
Fig. 75 Grupo Voladizos.	77
Fig. 76 Núcleo rígido del apoyo.....	77
Fig. 77 Detalle ejemplo de articulaciones en el modelo de SAP.....	77
Fig. 78 Voladizos del apoyo.....	78
Fig. 79 Superficies ficticias para la distribución del viento sobre la estructura en SAP 2000. ...	82
Fig. 80 Desplome del apoyo combinación de carga INT 3ªDESEQUILIBRIO TOTAL.....	86
Fig. 81 Flecha de los voladizos de los conductores bajo la hipótesis ELS 2ªHIELO.	86
Fig. 82 Flecha de los montantes del armado hipótesis de ELS 4ª ROTURA CONDUCTOR 2	87
Fig. 83 Axil, momento en Y y en Z de la barra 2 combinación ELU 1ªVIENTO +X.	89
Fig. 84 Axil, momento en Y y en Z de la barra 109 combinación ELU 1ªVIENTO +Y.	90
Fig. 85 Axil, momento en Y y en Z de la barra 217 combinación ELU 1ªVIENTO +Y.	90
Fig. 86 Axil, momento en Y y en Z de la barra 229 combinación ELU 1ªVIENTO +Y.	91
Fig. 87 Axil, momento en Y y en Z de la barra 260 combinación ELU 4ªROTURA COND.2.	91
Fig. 88 Axil, momento en Y y en Z de la barra 263 combinación ELU 1ªVIENTO +X.	92
Fig. 89 Axil, momento en Y y en Z de la barra 288 combinación ELU 1ªVIENTO +X.	92
Fig. 90 Axil, momento en Y y en Z de la barra 309 combinación ELU 1ªVIENTO +Y.	93
Fig. 91 Axil, momento en Y y en Z de la barra 2 combinación ELU 1ªVIENTO +X.	95
Fig. 92 Axil, momento en Y y en Z de la barra 107 combinación ELU 1ªVIENTO +Y.	96
Fig. 93 Axil, momento en Y y en Z de la barra 218 combinación ELU 1ªVIENTO +X.	96
Fig. 94 Axil, momento en Y y en Z de la barra 229 combinación ELU 1ªVIENTO +X.	97
Fig. 95 Axil, momento en Y y en Z de la barra 249 combinación ELU 1ªVIENTO +X.	98
Fig. 96 Axil, momento en Y y en Z de la barra 277 combinación ELU 1ªVIENTO +X.	98
Fig. 97 Axil, momento en Y y en Z de la barra 287 combinación ELU 1ªVIENTO +X.	99
Fig. 98 Axil, momento en Y y en Z de la barra 309 combinación ELU 1ªVIENTO +Y.	100
Fig. 99 Sistema de coordenadas SAP2000.....	102
Fig. 100 Morfología del área portante de la placa (imagen no a escala).....	103

Fig. 101 Distancias mínimas de la placa de anclaje.	104
Fig. 102 Esquema de fuerzas que intervienen en el método de talud natural.....	108
Fig. 103 Dimensiones de una zapata.	109
Fig. 104 Fuerzas del método Sulzberger [12].	111
Fig. 105 Esfuerzos en una zapata aislad sometida a compresión.	114
Fig. 106 Fallo de una zapata por fisuración excesiva.....	114
Fig. 107 Momentos en una zapata sometida compresión centrada.	114

Índice de Tablas

Tabla 1 Clasificación de líneas eléctricas [18].	14
Tabla 2 Secciones normalizadas de los conductores más utilizados [7].	15
Tabla 3 Secciones normalizadas de cables de guarda con fibra óptica [6].	15
Tabla 4 Aisladores normalizados tipo caperuza y vástago [8].	16
Tabla 5 Niveles de contaminación ambiente [18].	21
Tabla 6 Características del conductor 242-AL1/39-ST1A. [4]	22
Tabla 7 Características del cable de guarda OPGW 48. [4]	23
Tabla 8 Características del aislador U 100 BS. [4]	23
Tabla 9 Características grillete recto GN-16 [15].	24
Tabla 10 Características anilla bola AB-16 [17].	25
Tabla 11 Características rótula corta R-16 [17].	25
Tabla 12 Características grapa de suspensión armada 5/22 [16].	25
Tabla 13 Perfiles definitivos de barras.	32
Tabla 14 Elementos de la cimentación.	36
Tabla 15 Valores para el cálculo de la tensión máxima a la que puede estar sometido el cable.	40
Tabla 16 Hipótesis de cálculo para tensión máxima de un cable tendido sobre un vano.	40
Tabla 17 Acciones por unidad de longitud sobre los cables.	42
Tabla 18 Coeficientes de sobrecarga.	43
Tabla 19 Tensión y flecha de los cables conductores.	43
Tabla 20 Tensión y flecha de los cables de guarda.	43
Tabla 21 Valores para el cálculo de la tensión del cable en los puntos de engrape.	44
Tabla 22 Voltajes de la línea.	45
Tabla 23 Cargas normales que actúan sobre la cadena de aisladores.	46
Tabla 24 Parámetros Del y Dpp en función del voltaje de la línea [18].	48
Tabla 25 Coeficiente de oscilación del cable [18].	49
Tabla 26 Valores para el cálculo de la desviación de cadenas.	49
Tabla 27 Separación mínima entre conductores.	49
Tabla 28 Peso de la estructura con perfiles definitivos.	55
Tabla 29 Cálculo de las fuerzas del viento sobre los conductores en presencia de hielo.	59
Tabla 30 Área expuesta al viento con los perfiles calculados en el predimensionado.	60
Tabla 31 Área expuesta al viento con los perfiles definitivos.	60
Tabla 32 Fuerzas resultantes en cada paño de la carga de viento en dirección transversal.	64
Tabla 33 Fuerzas resultantes en cada paño de la carga de viento en dirección longitudinal.	64
Tabla 34 Valores para el cálculo de la fuerza de desequilibrio.	65
Tabla 35 Hipótesis de carga para el cálculo del apoyo según la ITC LAT 07 [18].	68
Tabla 36 Acciones de la hipótesis de carga 1x I.	69
Tabla 37 Acciones de la hipótesis de carga 1x II.	69
Tabla 38 Acciones de la hipótesis de carga 1y I.	69
Tabla 39 Acciones de la hipótesis de carga 1y II.	70
Tabla 40 Acciones de la hipótesis de carga 2 I.	70
Tabla 41 Acciones de la hipótesis de carga 2 II.	70
Tabla 42 Acciones de la hipótesis de carga 3 I.	71
Tabla 43 Acciones de la hipótesis de carga 3 II.	71
Tabla 44 Acciones de la hipótesis de carga 4 I.	71
Tabla 45 Acciones de la hipótesis de carga 4 II.	72
Tabla 46 Características del acero S275 [2][23].	72
Tabla 47 Catálogo comercial perfiles tubulares laminados en caliente de Condesa [11].	73
Tabla 48 Espesores mínimos que garantizan sección de clase 3.	74

Tabla 49 Coeficientes de seguridad para el cálculo estructural.	75
Tabla 50 Grupos de barras del modelo.....	76
Tabla 51 Modelo del apoyo final en SAP2000.	78
Tabla 52 Exigencias de esbeltez de la ITC LAT 07 [18].	79
Tabla 53 Característica de cada grupo de barras para el predimensionado.....	79
Tabla 54 Predimensionado a esbeltez.	80
Tabla 55 Patrones de carga SAP2000.	80
Tabla 56 Fuerzas superficiales de viento en SAP2000 en carga VIENTO +X CELOSÍA.	82
Tabla 57 Fuerzas superficiales de viento en SAP2000 en carga VIENTO +Y CELOSÍA.	83
Tabla 58 Combinaciones de carga en el modelo de SAP2000.....	83
Tabla 59 Comprobación bajo el criterio de integridad de los montantes del armado.	88
Tabla 60 ELU Resistencia grupo Principal.	89
Tabla 61 ELU Resistencia grupo Montantes Torre.....	90
Tabla 62 ELU Resistencia grupo Arriostramiento Torre.	90
Tabla 63 ELU Resistencia grupo Arriostramiento Armado 1.	91
Tabla 64 ELU Resistencia grupo Montantes Armado 1.....	91
Tabla 65 ELU Resistencia grupo Montantes Armado 2.....	92
Tabla 66 ELU Resistencia grupo Arriostramiento Armado 2.	92
Tabla 67 ELU Resistencia grupo Voladizos.	93
Tabla 68 Comprobación de la esbeltez reducida a compresión [2].....	94
Tabla 69 ELU Pandeo grupo Principal.	95
Tabla 70 ELU Pandeo grupo Montantes torre.....	95
Tabla 71 ELU Pandeo grupo Arriostramiento torre.....	96
Tabla 72 ELU Pandeo grupo Arriostramiento armado 1.	97
Tabla 73 ELU Pandeo grupo Montantes armado 1.	97
Tabla 74 ELU Pandeo grupo Montantes armado 2.	98
Tabla 75 ELU Pandeo grupo Arriostramiento armado 2.	99
Tabla 76 ELU Pandeo grupo Voladizos.....	99
Tabla 77 Coeficientes de seguridad para cimentación.	100
Tabla 78 Características de interés de los materiales de la cimentación.....	101
Tabla 79 Reacciones más importantes en las uniones al terreno de la torre.	101
Tabla 80 Valores utilizados en la comprobación a vuelco por el método Sulzberger.....	111
Tabla 81 Cálculo del emparrillado de la zapata.	116
Tabla 82 Hipótesis de cálculo de las vigas de atado.	116

1. MEMORIA DESCRIPTIVA.

1.1. Objeto.

1.1.1. Técnico.

El objeto técnico del presente proyecto es diseñar y calcular un apoyo de alineación en celosía a partir de perfiles tubulares cuadrados de acero para la sustentación los tramos rectilíneos de una nueva línea eléctrica aérea de 132 kV y un conductor por fase proyectada en las provincias de Ávila y Valladolid, sometido a las acciones especificadas por la normativa vigente de manera que cumpla con las exigencias de ésta. Los apoyos colindantes al apoyo tipo que se pretende estudiar estarán distanciados 500 metros entre sí y se considerarán situados al mismo nivel que el estudiado. Se ilustra en la Fig. 1 el elemento que se pretende materializar a partir de este trabajo, y su contexto respecto al resto de la línea.

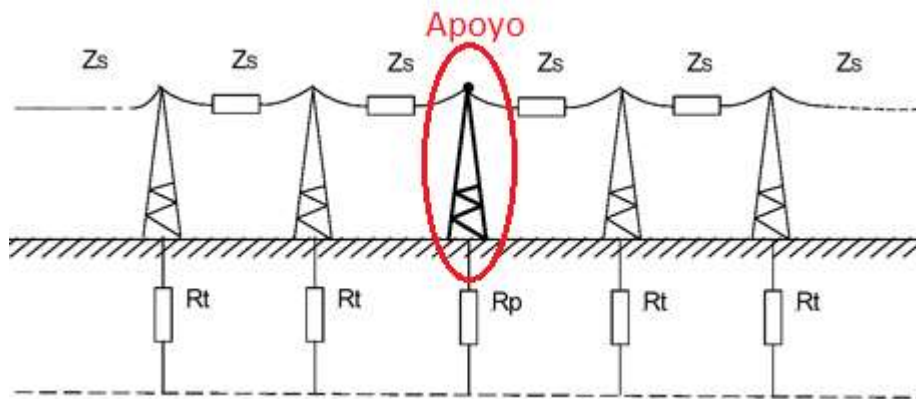


Fig. 1 Esquema de una línea eléctrica aérea [10].

1.1.2. Académico General.

El objeto académico general de este Trabajo de Fin de Grado consiste en servir como conclusión a cuatro años de grado de Ingeniería en Tecnologías Industriales. Este proyecto acercará al alumno a su mundo laboral futuro, sirviendo como primer paso a la preparación profesional de éste. Además, consistirá en un excelente ejemplo para aplicar algunos de los conceptos adquiridos durante la carrera a un contexto menos estudiantil.

1.1.3. Académico Particular.

Como objeto académico particular, se pretende que este Trabajo de Fin de Grado acerque al alumno un poco más al campo del cálculo estructural, área de la ingeniería por la cual ha manifestado un mayor interés durante su paso por la universidad. Con este trabajo se confía en que el recién graduado aprenda algunos de los procedimientos empleados en la industria para resolver problemas de la índole del que aquí se expone y prepararle para proyectos futuros similares.

1.2. Antecedentes y motivación.

Castilla y León es una de las comunidades autónomas españolas con mayor presencia de centrales de energía eólica en su territorio.

Con el objetivo de dotar de mayor importancia a este tipo de centrales en el panorama energético nacional y reducir el consumo de combustibles fósiles, se quiere favorecer el transporte de electricidad producida en ellas proyectando nuevas líneas de distribución que propicien su uso en núcleos urbanos.

Aparte del componente motivador energético, este proyecto persigue también el innovar en el campo del diseño de los apoyos de línea eléctrica de alta tensión. Habitualmente, los apoyos

de líneas aéreas de una cierta envergadura se materializan mediante perfiles en L. Se plantea pues la posibilidad de ejecutarlos en otro tipo de perfiles que puedan suponer un ahorro tanto económico como en complejidad de montaje.

Se opta por perfiles tubulares (concretamente cuadrados) basándose en la premisa de que éstos, para unas mismas dimensiones que los perfiles en L, presentan mayor inercia; por lo que será necesario un menor número de barras a la hora de construir el apoyo. Además, este tipo de perfiles presenta otras ventajas como la posesión de ejes de inercia iguales y alineados con sus ejes de simetría, a diferencia de los perfiles en L.

Como inconveniente se plantea la mayor dificultad que tendrán los perfiles cuadrados a la hora de ejecutar las uniones entre barras, por lo que se presentarán en el documento Planos algunos detalles de éstas que ilustren al personal soldador sobre la manera de llevarlas a cabo.

Otra decisión de diseño que no es habitual en el ámbito de los apoyos de línea eléctrica, y que se estudiará en este proyecto, es la materialización de la cimentación mediante zapata de hormigón prismática de base cuadrada y unión del apoyo a ésta mediante placa de anclaje. En este tipo de estructuras se emplean habitualmente cimentaciones monobloque de hormigón, en la cual se inserta parte de la celosía, o bien cimentaciones tetrabloque de 4 zapatas si el apoyo tiene un cierto tamaño. En el caso de cimentaciones tetrabloque, las zapatas suelen tener forma de “pata de elefante” y la unión a la estructura se realiza mediante la inserción del perfil que llega a la cimentación en la zapata, quedando éste atrapado en el hormigón (Fig. 2).

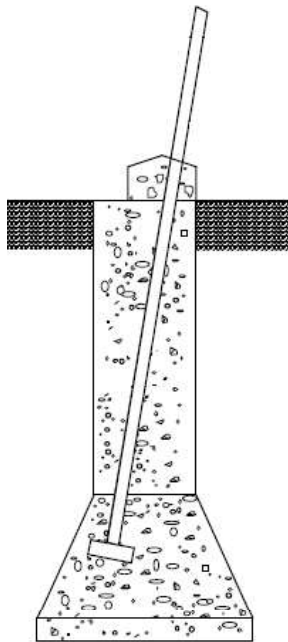


Fig. 2 Zapata de "pata de elefante" [12].

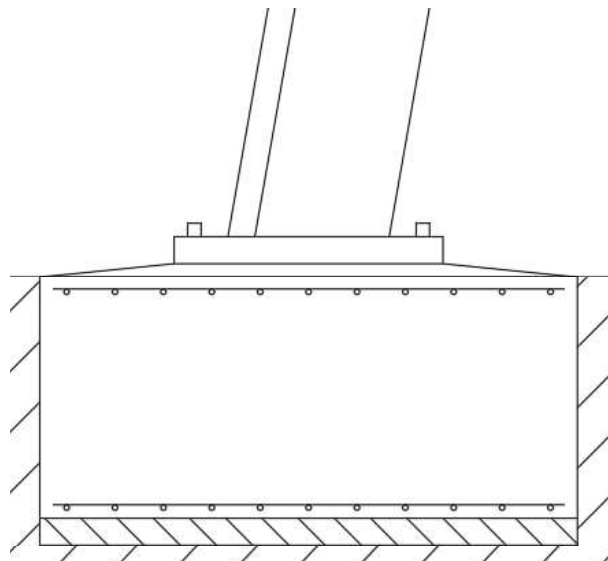


Fig. 3 Zapata prismática con unión mediante placa de anclaje.

Se analizará el impacto económico que tendrá la estructura ejecutada con estas dos decisiones de diseño atípicas respecto a los precios comerciales de los apoyos de línea en el mercado.

1.3. Alcance

El alcance de este proyecto comprende los siguientes puntos:

- Diseño del apoyo de alineación en celosía para la sustentación de una línea aérea de alta tensión de manera que cumpla con las especificaciones exigidas por la normativa vigente.

- Cálculo estructural estático del mencionado apoyo garantizando que no se produzca el fallo en ninguno de los elementos que conforman el apoyo bajo las acciones y solicitaciones especificadas por la normativa.

Quedan fuera del alcance del proyecto los siguientes problemas:

- Cálculo analítico detallado de las uniones de la estructura.
- Cálculo del apoyo bajo las acciones accidentales de impacto o incendio. Asimismo, la acción accidental de sismo tampoco se calculará en profundidad previa justificación de ello (apartado 3.1.3.3).
- Selección, diseño y cálculo de toda la aparamenta eléctrica necesaria para la constitución de la línea aérea que lleve aparejada la construcción del apoyo.
- Descripción y coordinación de las tareas de montaje del apoyo.

Éste es un trabajo académico que no se inscribe en un contexto industrial concreto, por lo que hay mucha información necesaria para el diseñador y calculista que debería llegar por parte de terceros (promotor, ingenieros de otras áreas...) de la cual no se dispone. Cuando se dé el caso, previo comentario en el apartado pertinente, se podrán realizar cálculos y comprobaciones que no tendrían por qué formar parte de este proyecto. Esta práctica se realiza con el ánimo de dotar a este trabajo de un realismo verdadero que busca aproximarse al mundo industrial, ya que, si dicha información se inventara o no se cotejara, el objeto de este proyecto (tanto técnico como académico) perdería su sentido.

1.4. Normativa aplicada.

La normativa a aplicar en el presente proyecto es aquella que se encuentra en vigor en el territorio nacional para el cálculo y seguridad de estructuras y cimentaciones.

La norma que centrará el proyecto será la **Instrucción Técnica Complementaria ITC-LAT 07** para líneas aéreas con conductores desnudos [18] aprobada por el real decreto 223/2008. Dicha norma es la encargada de regular todos los factores que atañen a la construcción de líneas eléctricas de las mencionadas características para garantizar la seguridad y efectividad del producto final.

En los casos en los cuales las especificaciones de la ITC sean difusas o inexistentes en el ámbito del cálculo estructural se recurrirá en segunda instancia al **Código Técnico de la edificación (CTE)** [2], aprobado en el Real Decreto 314/2006. Éste regula los requisitos a cumplir referentes a seguridad y habitabilidad por la edificación en el territorio nacional. También se acudirá, al mismo nivel, a la **Instrucción de Acero Estructural (EAE)** [23], aprobada en el Real Decreto 751/2011, la cual regula las estructuras y elementos de acero estructural.

En los casos en los cuales las especificaciones de la ITC sean difusas o inexistentes en el ámbito del cálculo de cimentaciones se recurrirá en segunda instancia a la **Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)** [22], aprobada en el Real Decreto 1247/2008, la cual es una amplia normativa que recoge todo lo relacionado con el uso estructural del hormigón.

En el caso puntual del análisis de la acción de sismo se empleará la **Norma de construcción sismorresistente (NCSE-02)** [21], aprobada en el Real Decreto 997/2002; encargada de establecer las bases de cálculo del análisis de estructuras frente a la acción de terremotos.

En un nivel inferior al de las 5 normas comentadas previamente y sin posibilidad de contradicción de éstas, se situarán las normas particulares para empresas públicas y privadas que pudieran ayudar en la resolución del problema. Se utilizarán concretamente los proyectos tipo de las empresas Iberdrola ([12] y [13]), E.ON ([4]) y EDP HC ([5], [6], [7], [8] y [9]).

1.5. Estado del Arte.

Para resolver el problema que aborda este proyecto es necesario conocer primero la situación actual del campo en el cual se inscribe. Concretamente, para diseñar y calcular un apoyo de línea de alta tensión habrá que conocer los tipos de líneas aéreas de transporte de energía eléctrica, los cables y herrajes que éstas utilizan habitualmente, los criterios que se emplean para el diseño de los apoyos y las diferentes soluciones más típicas que se pueden encontrar en el mercado.

1.5.1. Líneas Eléctricas.

Las líneas eléctricas pueden clasificarse en función de diversos parámetros como el voltaje, la potencia, la distancia que recorren, etc. La ITC LAT 07 [18] plantea una clasificación de líneas eléctricas en función del voltaje la cual es especialmente interesante para identificar la línea con la que se está trabajando.

Tabla 1 Clasificación de líneas eléctricas [18].

Categoría	Voltaje (kV)	Tensiones normalizadas (kV)	Usos
Especial	$V \geq 220$	400, 220	Transporte a gran distancia
Primera	$220 > V > 66$	150, 132 , 110	Transporte y distribución
Segunda	$66 \geq V > 30$	66, 45	Distribución
Tercera	$30 \geq V > 1$	30, 25, 20, 15, 10, 6, 3	Generación, distribución y clientes industriales

En vista de la anterior clasificación se observa claramente que se está trabajando con una línea de primera categoría, por lo que habrá que atender a las recomendaciones de la normativa particular para ese tipo de línea.

1.5.2. Cables.

1.5.2.1. Conductores.

Los cables conductores de la línea son los encargados de transportar la energía eléctrica. Tienen una gran importancia en el cálculo posterior ya que el apoyo que se va a definir deberá soportar el peso de éstos y mantenerlos en una posición normativa.

Existen diferentes tipos de conductores atendiendo a los materiales que forman los filamentos de éstos. De esta manera, según la especificación técnica de EDP para cables conductores [7], se pueden distinguir los siguientes tipos:

- Conductores de aluminio.
- Conductores de aleación de aluminio.
- Conductores de aluminio – acero.
 - Conductor de aluminio duro con alma de acero galvanizado.
 - Conductor de aluminio duro con alma de acero recubierto de aluminio.
- Conductores para zonas de montaña.
 - Conductor tipo DA.
- Conductor para zonas de alta contaminación.
 - Conductor de tipo D.

Los conductores aluminio - acero son los más extendidos en las líneas eléctricas, por lo que serán a los que más atención se preste. Éstos y se clasifican en función de su tamaño, dando lugar a las secciones normalizadas de la Tabla 2.

Tabla 2 Secciones normalizadas de los conductores más utilizados [7].

Secciones normalizadas para conductor de aluminio duro con alma de acero galvanizado	Secciones normalizadas para conductor de aluminio duro con alma de acero recubierto de aluminio
47A11/8-ST1A	107A11/18-A20SA
94A11/22-ST1A	147A11/34-A20SA
147A11/34-ST1A	242A11/39-A20SA
242A11/39-ST1A (hawk)	402A11/52-A20SA
337A11/44-ST1A (gull)	485A11/63-A20SA
402A11/52-ST1A (condor)	-
485A11/63-ST1A (cardinal)	-

Dónde el primer número de la nomenclatura de ambos tipos de cable hace referencia a la sección de aluminio en mm², el segundo a la sección de acero, A11 es la clase de aluminio utilizada por la especificación y ST1 (o A20SA) la clase de acero.

1.5.2.2. Cables de guarda.

Los cables de guarda o de tierra, son cables sin tensión situados en la parte más alta de la línea. Su función es doble: proteger a las personas de descargas eléctricas por derivación generando un equipotencial de tierra en todo el trazado de la línea que rebaje al mínimo la resistencia de tierra; y proteger los conductores de fase interceptando descargas atmosféricas directas y dirigiéndolas hacia tierra.

De la especificación técnica de la organización Energías de Portugal [6] pueden extraerse diferentes tipos de cables de guarda atendiendo al material del que están compuestos. Éstos se listan a continuación.

- Cables de acero galvanizado.
- Cables de acero recubiertos de aluminio.
- Cable de tierra compuesto por fibra óptica (Optical Ground Wire, OPGW).
 - OPGW con tubo de aluminio y armaduras de alambres de acero recubierto de aluminio.
 - OPGW con tubo polimérico reforzado y armadura de doble capa de alambres de aleación de aluminio y acero recubierto de aluminio.
- Cable dieléctrico de fibra óptica.
 - Autosoportado para líneas aéreas (ADSS).
 - Para instalación subterránea (PVP).

Debido al beneficio añadido que presentan los cables OPGW en el campo de las telecomunicaciones, se prestará más atención a estos en detrimento de los demás. Los cables de guarda con fibra óptica presentan una amplia diversidad de configuraciones debido a su gran cantidad de componentes, por lo que se muestran a continuación algunas designaciones normalizadas.

Tabla 3 Secciones normalizadas de cables de guarda con fibra óptica [6].

OPGW con tubo de aluminio y armadura de alambres de acero recubierto de aluminio.	OPGW con tubo polimérico reforzado y armadura de doble capa de alambres de aleación de aluminio y acero recubierto de aluminio
24 (57/24) 12	2 a 24 (69+49/0) 17,5
24 (66/32) 15	2 a 48 (90+40/0) 21
48-96 (82/32) 17	2 a 96 (105+30/0) 21,7
24-48-96 (106/62) 26	-

Los números antes del paréntesis hacen referencia al número de fibras ópticas del cable; los números entre paréntesis son las secciones en mm² de alambres de acero (una o dos capas) y del tubo de aluminio (0 si el tubo no es de aluminio) respectivamente; y el último valor corresponde a la corriente de cortocircuito máxima en kA admitida por el cable para una duración de 0,3 segundos.

1.5.3. Aisladores.

Los aisladores que se interponen entre los cables conductores y la torre deben de cumplir una doble función. Por un lado, han de garantizar el aislamiento de las partes puestas a tierra de la línea respecto a los conductores en el paso de éstos por el apoyo, y por otro han de hacerlo soportando los esfuerzos mecánicos que se puedan producir en ellos.

Atendiendo a su forma, los aisladores más empleados son los aisladores de disco o caperuza (Fig. 19). Estos aisladores no suelen aparecer en las líneas de forma aislada, sino que acostumbran a formar cadenas por requerimientos de la normativa. Pueden estar compuestos de materiales dieléctricos como vidrio, porcelana o una mezcla de ambos. Sus funciones son especialmente sensibles al grado de contaminación del entorno, existiendo aisladores diferentes en función de este parámetro.

La especificación técnica de EDP HC [8] aporta un catálogo de aisladores utilizados en sus proyectos.

Tabla 4 Aisladores normalizados tipo caperuza y vástago [8].

	Designación
Normales	U 40 BS
	U 70 BS
	U 100 BS
	U 120 BS
	U 160 BS
	(*) U 160 BL
Antiniebla	U 100P BS
	U 120P BS
	(*) U 160P BL

Donde la U designa que son aisladores válidos para la formación de cadenas, el número es el límite de rotura electromecánica en kN, la P indica aislador adecuado para ambientes contaminados, la B hace referencia al tipo de acoplamiento con el resto de la cadena (rótula y hueco para rótula en este caso) y la S o L denota si el paso es corto o largo respectivamente.

Los aisladores, junto con los herrajes necesarios para garantizar su conectividad a la estructura y al conductor, forman la cadena de aisladores. Dicha cadena puede ser de suspensión (Fig. 4) o de amarre (Fig. 5) dependiendo, sobre todo, del tipo de apoyo en el que se encuentra. Emplear un tipo de cadena u otro variará el valor de ciertas cargas bajo las que se calcula el apoyo, por lo que se deberá definir rigurosamente antes de comenzar el cálculo.

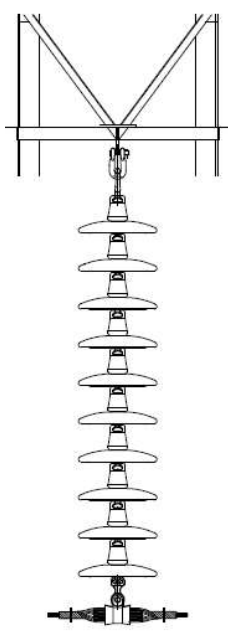


Fig. 4 Cadena de aisladores de suspensión [4].

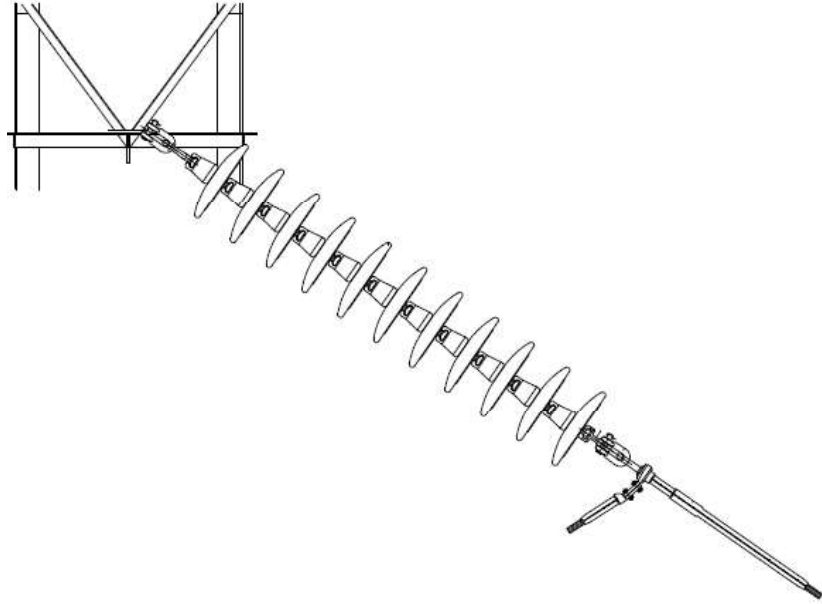


Fig. 5 Cadena de aisladores de amarre [4].

1.5.4. Apoyos.

El objeto central de este trabajo es el apoyo de la línea, ya que será el elemento que se dimensionará exhaustivamente. Los apoyos de línea aérea se pueden clasificar atendiendo a múltiples criterios.

- Según su situación en la línea.
 - Apoyo de suspensión.
 - Apoyo de anclaje.
 - Apoyo de fin de línea.
- Según la dirección de llegada y salida de los cables.
 - Apoyo de alineación.
 - Apoyo de ángulo.
- Según sus cadenas de aisladores.
 - Apoyo con cadenas de aisladores de suspensión.
 - Apoyo con cadenas de aisladores de amarre.

Normalmente que un apoyo pertenezca a una clasificación en uno de los criterios anteriores condiciona el resto. Por ejemplo, es común que los apoyos de alineación tengan cadenas de aisladores de suspensión; y, al contrario, los apoyos de fin de línea acostumbran a estar proyectados con cadenas de amarre.

La estructura de los apoyos se divide en dos partes principales: la torre¹ o fuste, y el armado o cabeza. El fuste es la zona baja del apoyo y abarca desde la cimentación hasta el armado; el armado se define como el dispositivo destinado a soportar los conductores a través del elemento aislador. El armado, a su vez, presenta dos estructuras en su interior, las alas y las crucetas. Las alas son las vigas horizontales del armado destinadas a sostener los cables conductores extremos, y las crucetas son la zona con forma cruciforme que se genera al intersectar estas alas con las vigas verticales del armado.

¹ En este documento se emplea el término “torre” tanto para referirse al fuste del apoyo como al apoyo en sí.

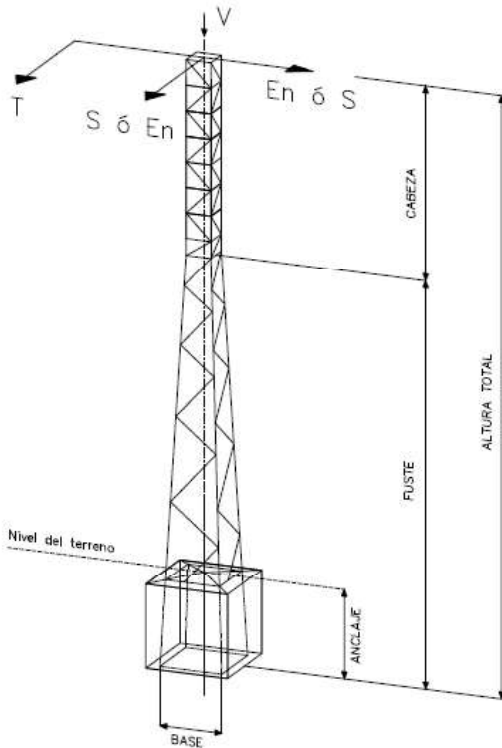


Fig. 6 Armado y torre de un apoyo de línea aérea [5].

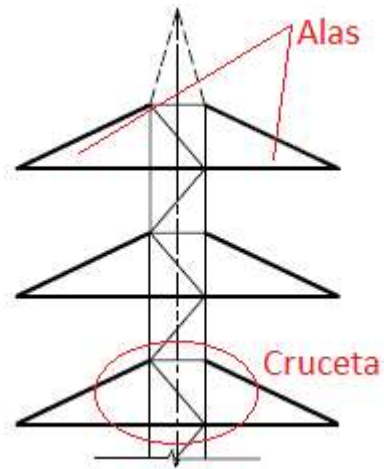


Fig. 7 Alas y crucetas del armado [5].

Las tipologías de fuste presentan poca variedad, su finalidad es casi siempre la de sustentar el armado, por lo que las únicas consideraciones que se deberán tener para su diseño es que proporcione al apoyo la altura necesaria para cumplir con la normativa y que resista las acciones externas sin colapsar.

El armado en cambio sí presenta una variedad morfológica más acusada. Variables como el número de conductores por fase², las distancias necesarias entre éstos, la presencia de cables de tierra, la trayectoria de los cables, etcétera; crean la necesidad de configuraciones de armado diferentes. La especificación técnica de EDP HC [5] muestra algunas ideas para el diseño del armado en los casos más típicos:

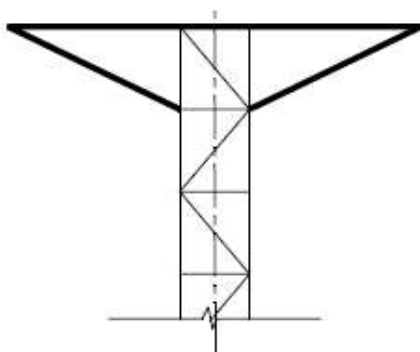


Fig. 8 Armado en capa [5].

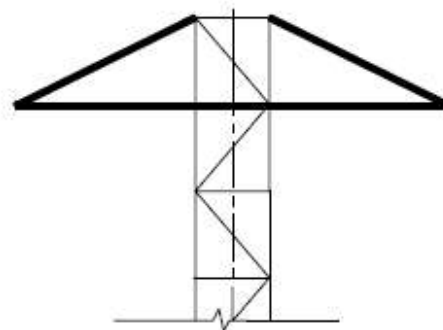


Fig. 9 Armado en capa invertida [5].

² Se denomina circuito simple al que presenta un conductor por fase y dúplex al que presenta dos.

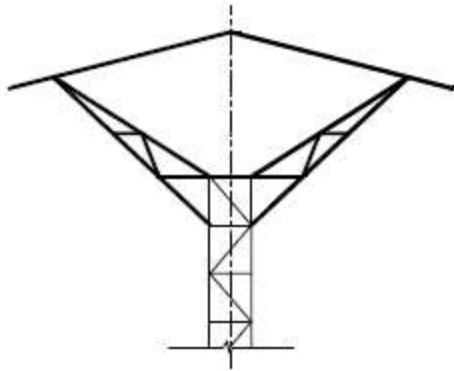


Fig. 10 Armado en bóveda [5].

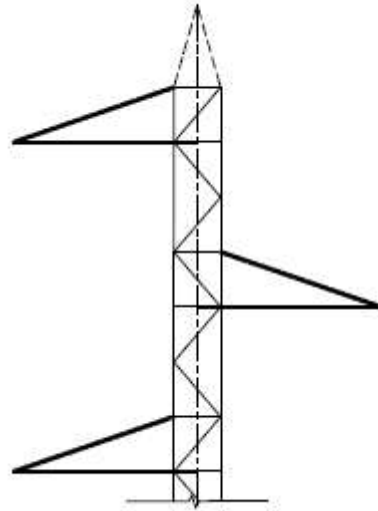


Fig. 11 Armado en tresbolillo [5].

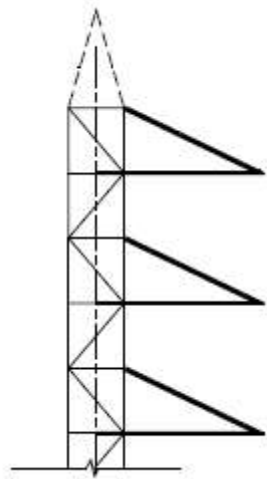


Fig. 12 Armado vertical (simplex o bandera) [5].

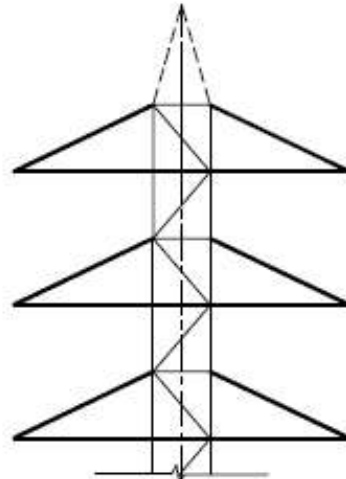


Fig. 13 Armado vertical (dúplex) [5].

1.6. Descripción de la Solución Adoptada.

1.6.1. Emplazamiento.

La línea de alta tensión estudiada tiene como objetivo el transporte de la energía eléctrica desde la subestación elevadora de tensión a la salida del parque eólico Peñaflor IV, situado en Peñaflor de Hornija (Fig. 14), hasta una nueva subestación reductora proyectada en las inmediaciones del municipio Las Berlanas (Fig. 15), la cual abastecerá tanto la capital de provincia como los pueblos colindantes.

El recorrido de la línea puede verse más detalladamente en el plano 1 del documento Planos. El detalle de la situación de los apoyos en la línea se presenta en el plano 2 del documento Planos.



Fig. 14 Ubicación de Peñaflor de Hornija.



Fig. 15 Ubicación de Las Berlanas.

En el presente proyecto se calcularán los apoyos de alineación de la línea, los cuales se conciben, como se ha comentado en el apartado 1.1.1, separados 500 metros de sus apoyos colindantes y situados al mismo nivel que estos (Fig. 56).

La altura sobre el nivel del mar de la orografía sobre la cual discurre la línea oscila entre los 664 y los 915 metros y la longitud de esta es de unos 108 kilómetros³.

La línea está situada en un ambiente de contaminación I, tal y como se especifica en la Tabla 5 extraída de la ITC LAT 07 [18]. Tomando como referencia el procedimiento habitual en la bibliografía consultada [4][13], para niveles de contaminación I y II se adoptará directamente el nivel II y para niveles III y IV se adoptará el nivel IV. Por ello, se considerará que la línea discurre en un ambiente de contaminación II (medio) en los cálculos posteriores.

A la vista de ubicación la línea, se podrá asegurar que el apoyo será construido en zona de hielo B, la cual, según la ITC [18], comprende alturas de entre 500 y 1000 metros sobre el nivel del mar.

Tabla 5 Niveles de contaminación ambiente [18].

Nivel de contaminación	Ejemplos de entornos típicos	Línea de fuga específica nominal mínima mm/kV ¹⁾
I Ligero	<ul style="list-style-type: none"> - Zonas sin industrias y con baja densidad de viviendas equipadas con calefacción. - Zonas con baja densidad de industrias o viviendas, pero sometidas a viento o lluvias frecuentes. - Zonas agrícolas² - Zonas montañosas - Todas estas zonas están situadas al menos de 10 km a 20 km del mar y no están expuestas a vientos directos desde el mar³ 	16,0
II Medio	<ul style="list-style-type: none"> - Zona con industrias que no producen humo especialmente contaminante y/o con densidad media de viviendas equipadas con calefacción. - Zonas con elevada densidad de viviendas y/o industrias pero sujetas a vientos frecuentes y/o lluvia. - Zonas expuestas a vientos desde el mar, pero no muy próximas a la costa (al menos distantes bastantes kilómetros)³. 	20,0

1.6.2. Cables empleados.

El apoyo a calcular tendrá la misión de sustentar el peso de 5 cables, 3 conductores y 2 de tierra. Por lo tanto, para saber parte de los esfuerzos a los que se va a ver sometida la torre, es necesario conocer las especificaciones mecánicas y geométricas de éstos. Debido a que los cálculos eléctricos escapan al alcance del proyecto, se atenderá a recomendaciones y soluciones habituales a la hora de escoger los cables.

1.6.2.1. Conductores.

Los conductores empleados serán desnudos de aluminio con alma de acero galvanizado (Fig. 17) propios de zonas con poca o ligera contaminación. Según fuentes consultadas [4], el cable recomendado a utilizar es el 242-AL1/39-ST1A. En la Tabla 6 se pueden ver las características para esta sección normalizada proporcionadas por la norma UNE-EN 50182:



Fig. 16 Trenzado del conductor [7].

³ Información consultada en Google Maps.

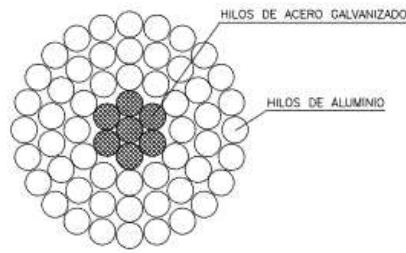


Fig. 17 Sección de un cable conductor de aluminio con alma de acero. [7]

Tabla 6 Características del conductor 242-AL1/39-ST1A. [4]

Características UNE-EN 50182	242-AL1/39-ST1A
Sección (mm ²)	281,1
Diámetro (mm)	21,80
Carga de Rotura (N)	84890
Peso Propio (N/m)	9,577
Módulo de Elasticidad (MPa)	73000
Coefficiente de Dilatación (°C ⁻¹)	18,9·10 ⁻⁶

1.6.2.2. Cables de guarda.

Las fuentes anteriormente mencionadas [4] recomiendan cables de tipo OPGW (Optical Ground Wire) para que, además de aportar protección a la línea, sirvan también para la transmisión de telecomunicaciones. La protección externa de la parte óptica se efectuará mediante tubo de aluminio y armadura de alambres de acero recubierto de aluminio. El cable seleccionado es el OPGW-48. En la Fig. 17 se detalla un esquema de un cable genérico de esta familia, así como las especificaciones técnicas del cable a utilizar acorde con la norma UNE-EN 60794-4:

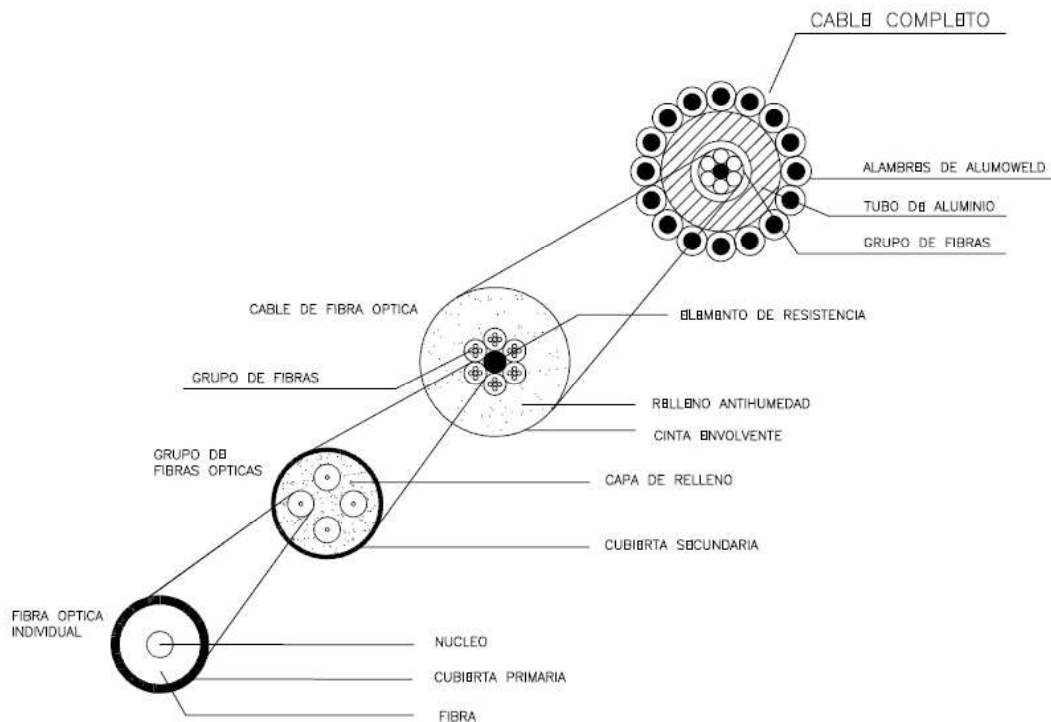


Fig. 18 Sección de un cable OPGW con tubo de aluminio y armadura de alambres de acero recubierto de aluminio. [5]

Tabla 7 Características del cable de guarda OPGW 48 con tubo de aluminio y armadura de alambres de acero recubierto de aluminio. [4]

Características UNE-EN 60794-4	242-AL1/39-ST1A
Sección (mm ²)	180,0
Diámetro (mm)	18,00
Carga de Rotura (N)	77000
Peso Propio (N/m)	8,280
Módulo de Elasticidad (MPa)	120000
Coefficiente de Dilatación (°C ⁻¹)	15,0·10 ⁻⁶

1.6.3. Aisladores empleados.

Para la selección de los aisladores a emplear se ha de tener en cuenta el grado de contaminación al cual estará sometida la línea. Tal como se ha visto en el apartado 1.6.1, el nivel de contaminación a considerar es medio, por lo que no es necesario utilizar aisladores diseñados para ambientes especialmente contaminados.

Las fuentes citadas anteriormente [4][13] recomiendan que la cadena de aisladores de vidrio a utilizar es la U 100 BS, cuyas dimensiones y especificaciones pueden verse en la Tabla 8 y la Fig. 19. Se realizarán las comprobaciones pertinentes que avalen la utilización de estas cadenas en el apartado 2.2.

Tabla 8 Características del aislador U 100 BS. [4]

Características	U 100 BS
Paso Nominal (mm)	127
Diámetro Máximo (mm)	255
Carga de Rotura Electromecánica (kN)	100
Línea de Fuga (mm)	315
Tensión Soportada a Frecuencia Industrial bajo Lluvia (kV)	40
Tensión Soportada a Impulso de Choque Seco (kV)	100
Peso por Unidad (N)	47

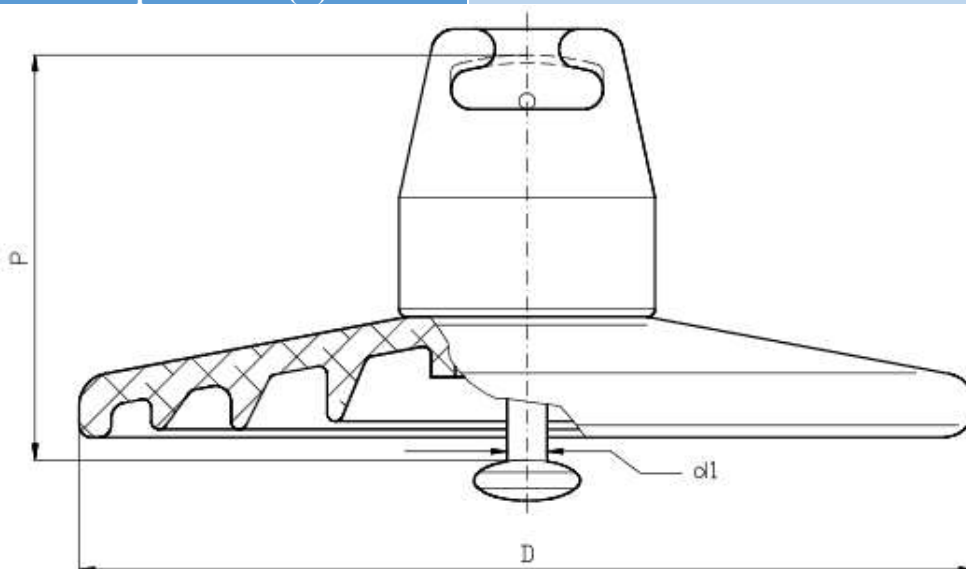


Fig. 19 Aislador de cadena del tipo caperuza y vástago [8]

Cada una de las cadenas de suspensión estará formada por **10 aisladores U 100 BS** con el fin de respetar los requisitos de aislamiento que recoge la ITC en su apartado 4.4.

1.6.4. Herrajes para la formación de cadenas de aisladores.

Los herrajes a emplear en este proyecto serán aquellos que sean necesarios para materializar la unión entre cable conductor, cadena de aisladores y apoyo. Nuevamente, de fuentes consultadas [4] se extraen los herrajes necesarios para formar una cadena de aisladores de suspensión estándar.

El proyecto tipo de la empresa E.ON [4] recomienda una cadena de aisladores formada por los siguientes herrajes: un **grillete normal recto GN-16**, una **anilla bola AB-16**, una **rótula corta R-16** y una **grapa de suspensión armada para cable 242-AT1/39-ST1A (GAS-5/22)**. Naturalmente en esta cadena también se encontrarán los **10 aisladores de vidrio U 100 BS**.

A continuación se muestra la geometría y características de los herrajes empleados para la formación de cadenas de aisladores según los catálogos de Industrias Arruti S.A. [15][16][17].

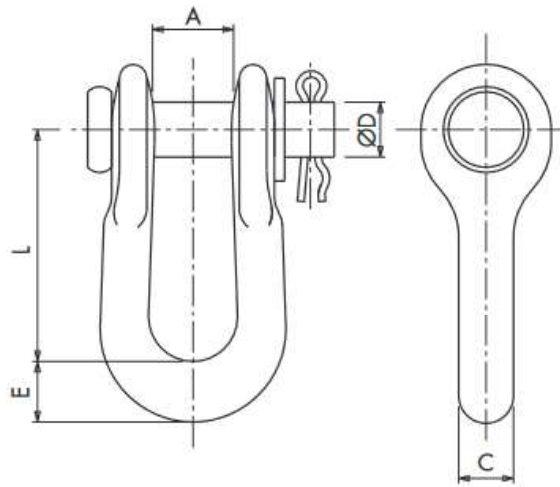


Fig. 20 Grillete recto GN [15].

Tabla 9 Características grillete recto GN-16 [15].

Código	A (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)	L (mm)	Rotura (kN)	Peso (N)
GN-16	24	16	16	18	68	135	5

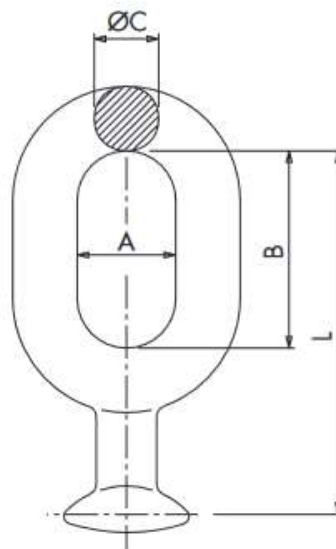


Fig. 21 Anilla bola AB [17].

Tabla 10 Características anilla bola AB-16 [17].

Código	A (mm)	B (mm)	C (mm)	L (mm)	Rotura (kN)	Peso (N)
AB-16	26	52	17	96	125	4,4

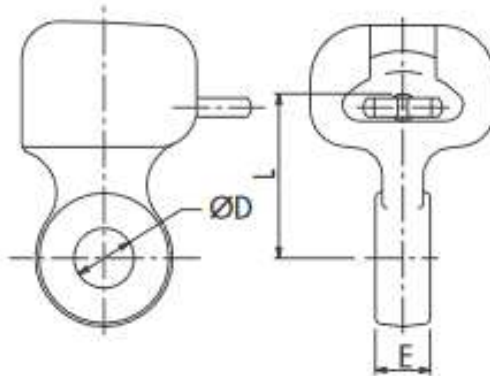


Fig. 22 Rótula corta [17].

Tabla 11 Características rótula corta R-16 [17].

Código	D (mm)	E (mm)	L (mm)	Rotura (kN)	Peso (N)
R-16	17,5	16	50	125	5

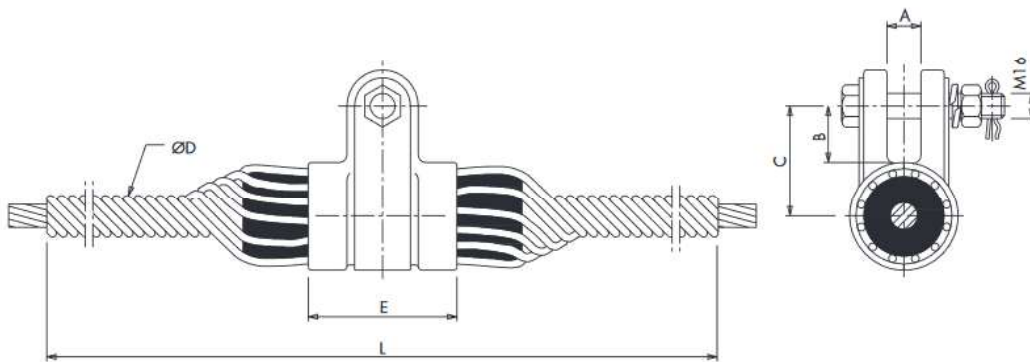


Fig. 23 Grapa de suspensión armada [16].

Tabla 12 Características grapa de suspensión armada 5/22 [16].

Código	A (mm)	B (mm)	C (mm)	E (mm)	ØD (mm)	L (mm)	Ø^4 max	Ø min	Rotura (kN)	Peso (N)
GAS-5/22	22	35	70	115	6,35	1680	21,76	22,25	100	39

1.6.5. Formación de la cadena de aisladores.

La cadena que separa los conductores del apoyo está formada por los aisladores definidos en el apartado 1.6.3 y los herrajes del apartado 1.6.4. Uniendo todo ello convenientemente se obtiene que cada cadena de aisladores de suspensión tendrá el siguiente aspecto:

⁴ Diámetro del conductor máximo y mínimo que es posible utilizar junto a este herraje concreto.

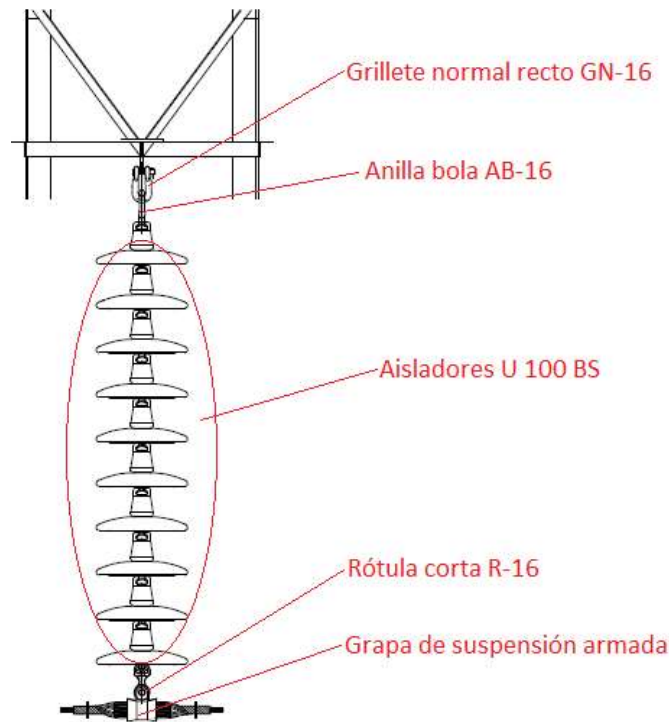


Fig. 24 Cadena de aisladores de suspensión [4].

Cada cable conductor se unirá al apoyo mediante una única cadena de aisladores como la definida en la Fig. 24, de manera que se encontrarán perpendiculares a ella. Se optará por una única cadena por conductor debido a que los esfuerzos que aparecen no son suficientes para colapsar ésta y no es necesario repartirlos en varias.

1.6.6. Diseño del Apoyo.

El diseño del apoyo es un problema complejo, por lo que se realizará éste dividiéndolo en varias fases. Se debe matizar que el caso que aquí se estudia no es común en nuestro país debido a la gran longitud de vano que trabaja, por lo que no se encontrarán fácilmente apoyos calculados en catálogos comerciales que se ajusten al problema. Debido a esto, el diseño será original y realizado expresamente desde cero para este proyecto. No obstante, para disponer de alguna referencia, se tomará el catálogo de Imedexsa [14] como fuente de datos a la hora de necesitar un orden de magnitud de proporcionalidad y distancias internas de torres eléctricas⁵.

Lo primero a tener en cuenta es que el apoyo deberá sostener eficiente y eficazmente 3 cables conductores y 2 de guarda resistiendo acciones externas que actúen sobre él.

Se extraen ciertas restricciones de la ITC LAT 07 [18] que el apoyo deberá de cumplir. Estas restricciones indican, concretamente, que las cadenas de aisladores deberán estar ancladas al apoyo a 30 metros del suelo, los conductores estarán separados como mínimo 4,11 metros entre sí y el ángulo que forma la vertical que pasa por el punto de unión del cable de guarda a la torre con la recta que une dicho punto con cualquier cable conductor no debe exceder los 35°. La Fig. 25 muestra un esquema inicial del apoyo que cumpliría estas condiciones de contorno.

⁵ Todo y que el diseño es original, se plantea necesario el estudio de catálogos comerciales para disponer de un orden de magnitud en cuestiones como separación entre cimentaciones, proporcionalidad entre fuste y armado, etc.

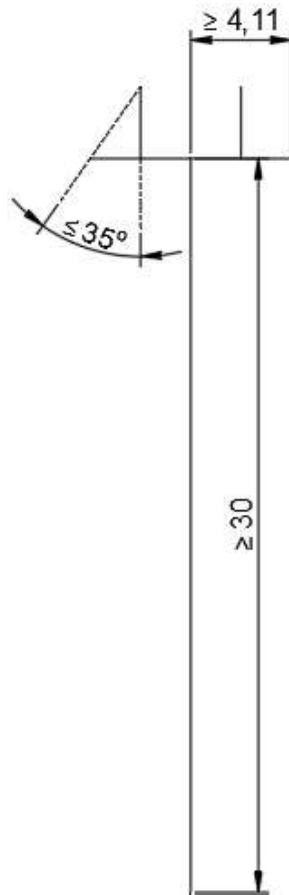


Fig. 25 Restricciones al diseño del apoyo.

Dado que la estructura cuenta con dos partes bien diferenciadas (fuste y armado), se realizará el diseño por separado de ambas, siempre con el foco puesto en la congruencia que deberán tener una vez se unan.

1.6.6.1. Diseño del fuste.

El fuste estará formado por 4 perfiles principales que describirán las aristas de un tronco de pirámide prismática de base rectangular, unidas mediante montantes y arriostrado todo ello en los puntos que sea necesario. Tendrá una altura de 27 metros, ya que el armado no poseerá grandes dimensiones a causa de la no excesiva separación necesaria entre conductores.

Los perfiles principales se colocarán de forma que sus bases estén separadas 8 metros en dirección transversal de la línea y 5 metros en dirección longitudinal; tal y como muestra la Fig. 26.

Se unirán los perfiles principales mediante montantes horizontales. La densidad de montantes será superior en las zonas más bajas buscando descender el centro de gravedad del apoyo para dotarle de mayor estabilidad. Además, así se conseguirá mayor presencia de acero, y por lo tanto resistencia, en las zonas en las cuales se estima que aparecerá tensiones mayores. La disposición de los montantes puede verse en las Fig. 27 y 28.

Por último, se arriostrarán los montantes en sus dos ejes de flexión para así reducir su longitud de pandeo a la mitad. La configuración final del fuste se muestra en la Fig. 29.

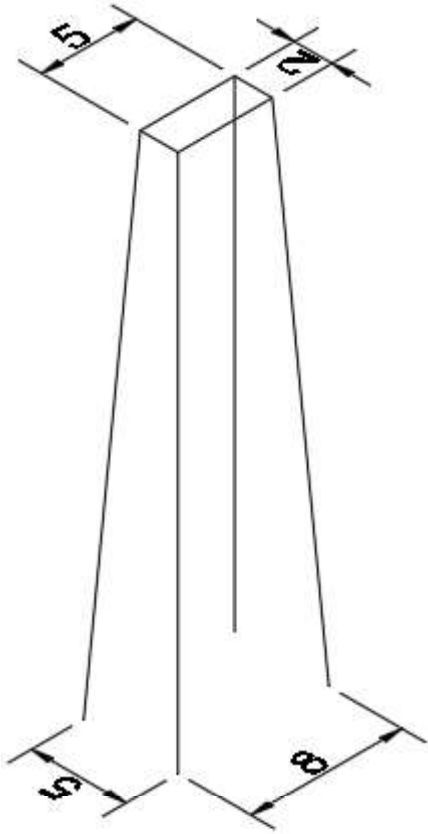


Fig. 26 Fase 1 del diseño del fuste del apoyo.

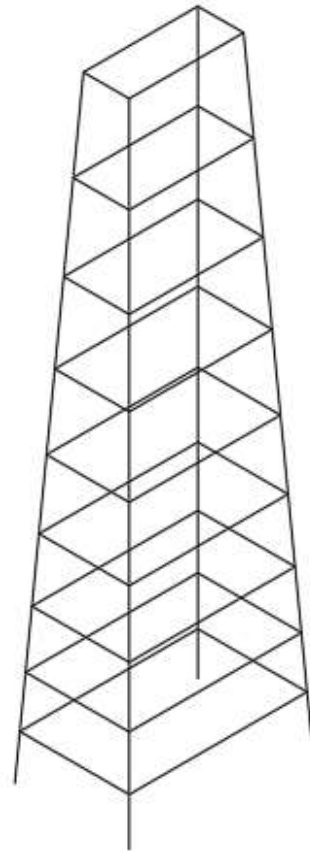


Fig. 27 Fase 2 del diseño del fuste del apoyo.

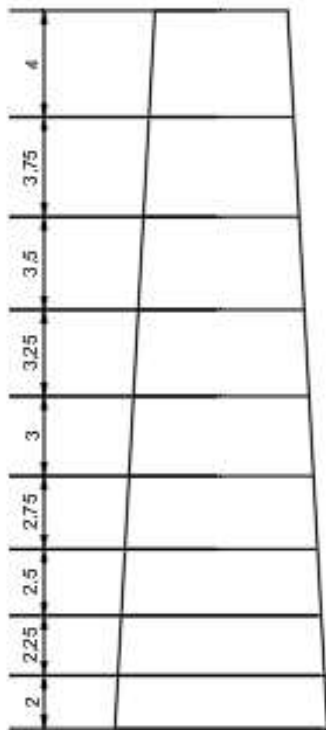


Fig. 28 Fase 2 del diseño del fuste del apoyo (acotación).

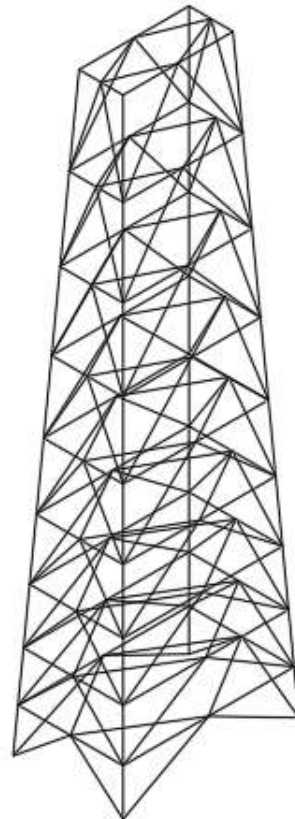


Fig. 29 Fase 3 del diseño del fuste del apoyo.

Las cotas de las figuras anteriores se encuentran en metros.

1.6.6.2. Diseño del armado.

El armado deberá contener las alas del apoyo que se encarguen de sostener los cables conductores y de guarda. También deberá garantizar las distancias mínimas entre éstos y la correcta disposición de los cables de tierra.

La separación real entre conductores será de 5 metros, dando al armado un ancho total de 10 metros. Se optará por un armado de arco de bóveda que permita disponer los 3 cables conductores paralelos a la misma altura garantizando las distancias mínimas entre éstos y las partes sin tensión del apoyo.

Para iniciar el diseño del armado, lo primero que se hará será prolongar los perfiles principales hasta la altura a la que se encontrará la unión de las cadenas de aisladores con el apoyo y cerrar la estructura (Fig. 30). Con la intención de no materializar un armado demasiado achatado, las cadenas de aisladores se unirán al apoyo a una altura de 32 metros, respetando así la condición de encontrarse unidas a una altura mayor de 30 metros.

A continuación, se añaden los voladizos que sostendrán los conductores garantizando una separación mínima entre ellos de 5 metros como muestran las Fig. 31 y 32.

Definida la posición de los conductores, se ubican los cables de guarda en una situación por encima de ellos para apantallarlos eficazmente, de manera que se obtiene el armado mostrado en las Fig. 33 y 34.

Por último, se arriostra la estructura con montantes y diagonales para dotarla de un cierto monolitismo resultando la apariencia del armado final en la Fig. 35., y se comprueba que la distancia de los conductores a las partes puestas a tierra del apoyo es superior a la mínima exigida por la ITC [18] (Fig. 36).

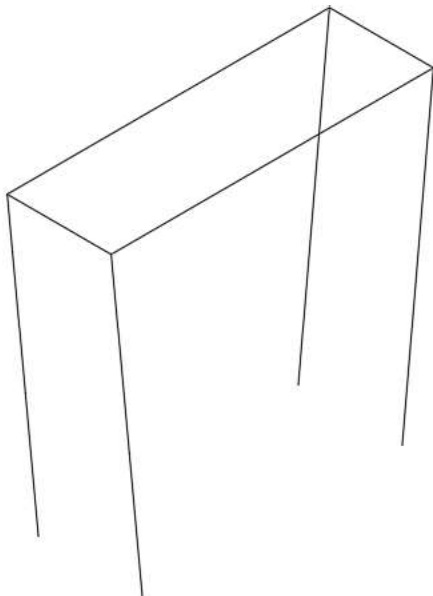


Fig. 30 Fase 1 del diseño del armado.

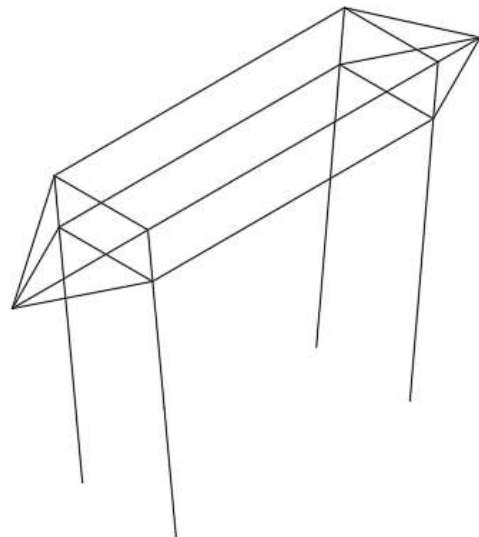


Fig. 31 Fase 2 del diseño del armado.

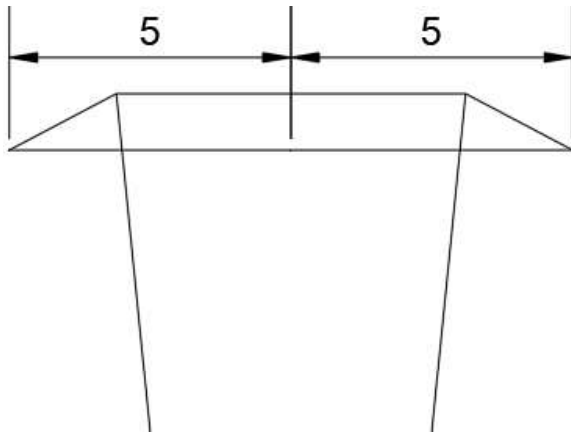


Fig. 32 Fase 2 del diseño del armado (acotación).⁶

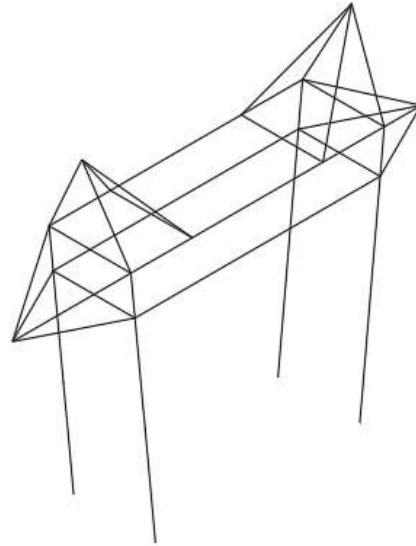


Fig. 33 Fase 3 del diseño del armado.

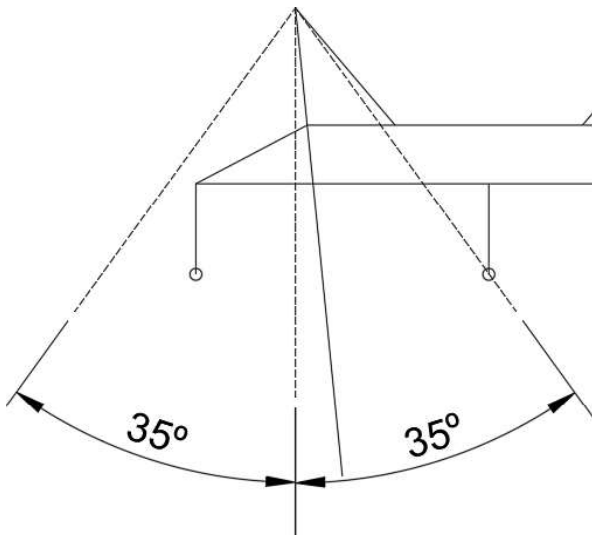


Fig. 34 Fase 3 del diseño del armado (acotación).

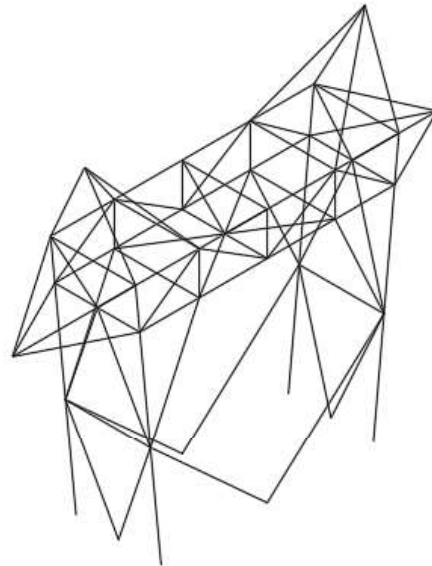


Fig. 35 Fase 4 del diseño del armado.

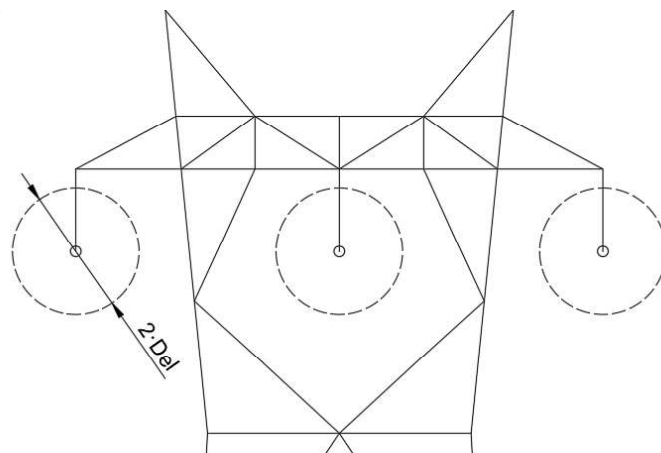


Fig. 36 Distancia mínima del conductor a las partes puestas a tierra del apoyo.

⁶ Cotas en metros.

Finalmente, se unen ambas estructuras y dan lugar a la configuración final del apoyo completo.

La estructura 3D del apoyo así como la acotación de éste puede consultarse en los planos 5 y 6 del documento Planos.

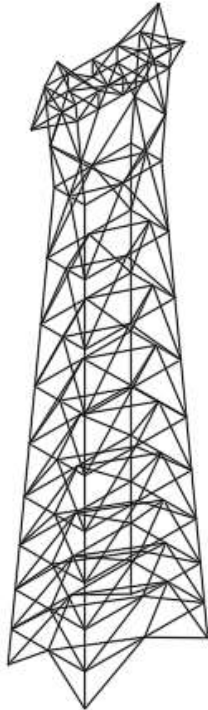


Fig. 37 Perspectiva del apoyo definitivo.

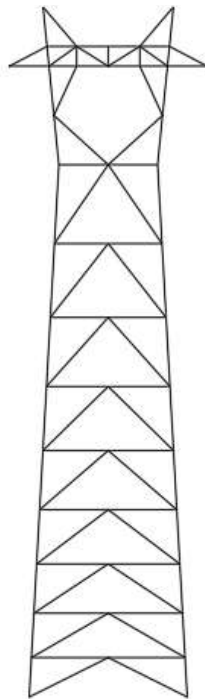


Fig. 38 Alzado del apoyo definitivo.

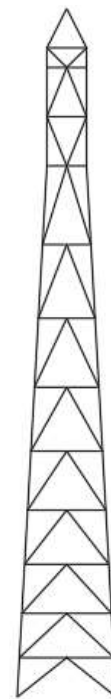


Fig. 39 Perfil del apoyo definitivo.

1.6.6.3. Perfiles del apoyo.

El apoyo de la línea de alta tensión se materializará mediante perfiles tubulares cuadrados de acero S275 acabados en caliente, regulados por la norma UNE-EN 10210 y extraídos del catálogo comercial del Grupo Condesa [11]. La torre no estará conformada por un único tipo de perfil, sino que se formarán grupos de barras de características similares atendiendo a sus longitudes, situación en la torre y esfuerzos que pudieran recibir. La división del apoyo en diferentes grupos con las mismas propiedades puede leerse en el apartado 3.5.1.



Fig. 40 Perfil tubular cuadrado acabado en caliente.

Se someterá la estructura metálica a las hipótesis de carga recogidas en la ITC LAT 07 [18] comprobando el estado límite de servicio de deformación y los estados límite últimos de

resistencia y pandeo [2]. Calculados y comprobados, los perfiles de cada grupo de barras son los recogidos en la Tabla 13.

Tabla 13 Perfiles definitivos de barras.

Grupo	Perfil
Principal	#110.3,2
Montantes torre	#70.3,2
Arriostramiento torre	#70.3,2
Arriostramiento armado 1	#60.3,2
Montantes armado 1	#90.3,2
Montantes armado 2	#40.3,2
Arriostramiento armado 2	#40.3,2
Voladizos	#50.3,2

1.6.7. Uniones.

Las uniones de la estructura se llevarán a cabo mediante soldadura por arco eléctrico. Debido a la utilización de perfiles tubulares cuadrados, será necesario recortar previamente el tubo antes de disponer de una superficie de acuerdo entre ambos perfiles apta para realizar la soldadura.

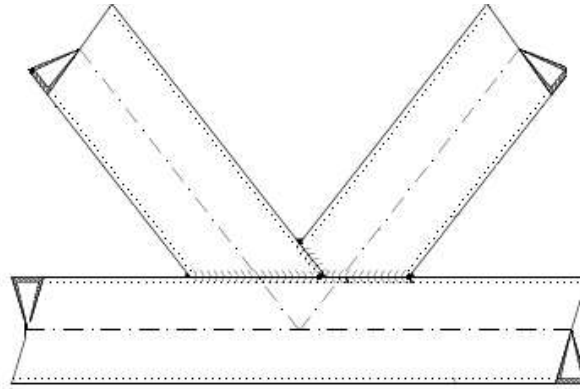


Fig. 41 Unión soldada de perfiles tubulares cuadrados [3].

La estructura en celosía estará compuesta por barras rectas con ejes concurrentes en las uniones, tal y como se puede ver en la Fig. 41. Bajo estas premisas, se aceptará la hipótesis de que las barras trabajen eminentemente bajo esfuerzo axial, por lo que, a pesar de que las uniones son soldadas, se podrán tratar como articulaciones a efectos de cálculo. Además, la rigidez de la unión depende principalmente de cómo se ejecute ésta más que del tipo que sea, por lo que no es una hipótesis dura suponer articulaciones en algunas conexiones.

El cálculo mecánico analítico de las uniones escapa al alcance de este proyecto, por lo que se definen únicamente la morfología y algunos parámetros de soldadura aportados por el software Cype Connect [3] para las conexiones que se consideran más representativas. Esta información puede verse en los planos de 7 a 12 del documento Planos.

1.6.8. Cimentación.

Se unirá la torre a una zapata de hormigón en cada uno de sus perfiles con llegada a tierra formando una cimentación tetrabloque. La zapata de hormigón armado será prismática, su cara superior se encontrará al mismo nivel que la superficie del terreno y presentará una cierta inclinación a modo de vierteaguas; su cara inferior estará asentada sobre una capa de 10 cm de espesor de hormigón de limpieza HL-15 y se encontrará unida al perfil de la torre mediante una placa de anclaje de acero con pernos roscados. En la Fig. 42 puede verse un esquema en alzado no a escala de la cimentación que se va a calcular.

Para dotar a la cimentación de un cierto monolitismo se unirán las cuatro zapatas mediante vigas de atado armadas, tal y como puede apreciarse en la Fig. 43.

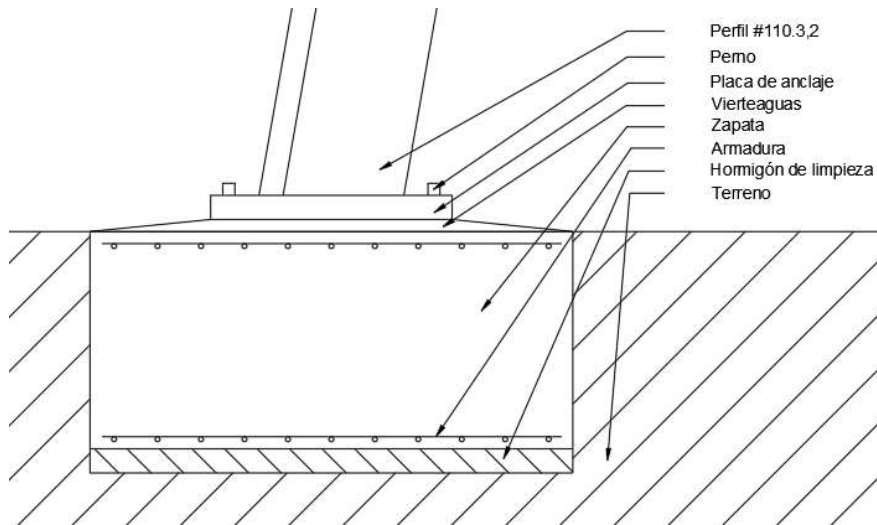


Fig. 42 Esquema cimentación de la torre.

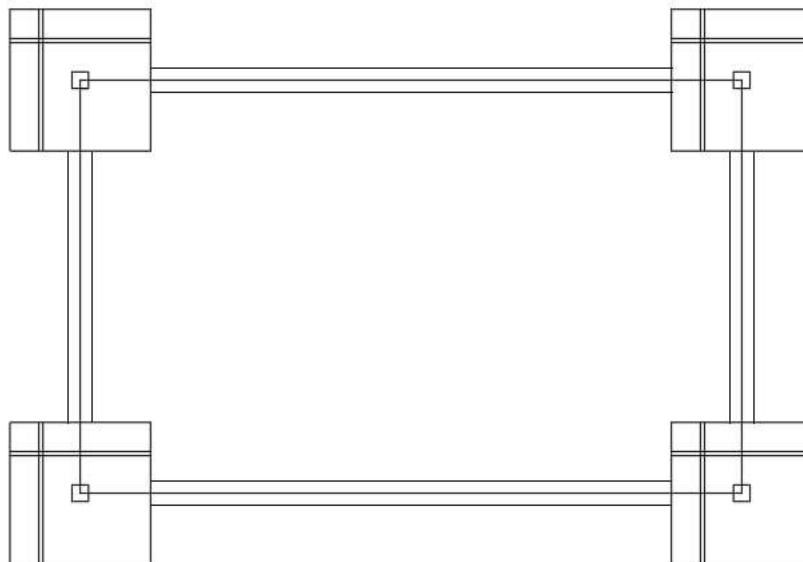


Fig. 43 Planta de la cimentación.

Se entenderá que las cimentaciones se hacen en tierra, es decir, terreno capaz de ser excavado mediante medios mecánicos habituales; por lo que no será necesario anclar la torre a roca que pudiera aparecer a poca profundidad.

1.6.8.1. Acondicionamiento del terreno.

Se excavará en el terreno, previa materialización de la cimentación, el volumen necesario de tierras para alojar las zapatas del apoyo. La tierra desalojada, la cual se considerará con un coeficiente de esponjamiento de 1,3, se trasladará en camión al vertedero situado en San Pedro del Arroyo, a unos 80 kilómetros en promedio de la línea.

1.6.8.2. Placa de anclaje.

La placa de anclaje a emplear se designará como $\neq 160.160.8$ y estará constituida por acero S275. Se unirá a la zapata de hormigón mediante 4 pernos roscados⁷ de 14 milímetros de diámetro

⁷ Se desechan los pernos soldados por no ser recomendables para obras de cierta importancia.

que se prolongarán rectilíneamente 35 centímetros en el hormigón para garantizar el buen anclaje de la torre. Se ha optado por una placa con un vuelo corto para conseguir que la hipótesis de unión articulada en la base no diste demasiado de la realidad, de manera que no se considerará la transmisión de momento flector a la cimentación. La placa no dispondrá de cartelas de rigidización debido a la no necesidad de aumentar la superficie portante. La unión de la barra de la torre con la placa se materializará mediante soldadura. En la figura siguiente puede verse una representación de los distintos elementos que conforman el soporte de la estructura.

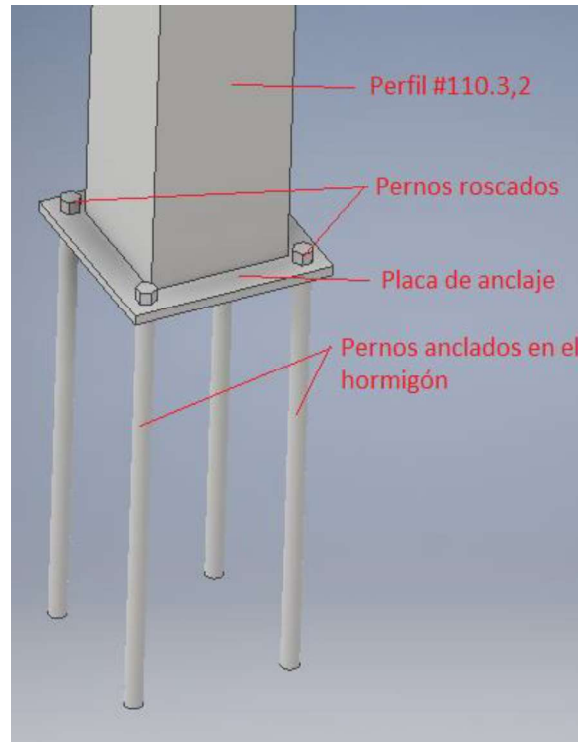


Fig. 44 Placa de anclaje.

La placa de anclaje se muestra en el plano 4 del documento Planos y la unión entre barras previa a la conexión entre pilar y placa se muestra en el plano 7.

En el caso de considerarse que la articulación materializada mediante el uso de una placa de vuelo corto es insuficiente, podrían emplearse otros tipos de uniones más complejos como el mostrado en la Fig. 45. Los apoyos en el terreno con estas características quedan fuera del alcance del proyecto.



Fig. 45 Unión articulada con placa de anclaje [24].

1.6.8.3. Zapata.

Las zapatas de hormigón que constituyen la cimentación de la torre serán prismáticas de base cuadrada de lado 1,7 metros y altura 1,75 metros; y estarán constituidas por hormigón armado (HA-25). Se enterrarán en el terreno a ras de éste sobresaliendo únicamente el vierteaguas, que se encontrará ligeramente por encima del nivel del suelo (Fig. 42). Las zapatas de hormigón estarán unidas mediante vigas de atado conformadas por hormigón HA-25 y armaduras de acero B500S formando un rectángulo en planta para evitar posibles desalineaciones debidas a esfuerzos horizontales en la cimentación (Fig. 43). Las vigas se encontrarán centradas, con su cara superior a la misma altura que la de la zapata tal y como se describe en las Fig. 46. Estas vigas serán prismáticas de base cuadrada con lado igual a 40 cm y dispondrán interna una armadura formada por 4 barras de 12 mm de diámetro en cada una de las esquinas de la viga.

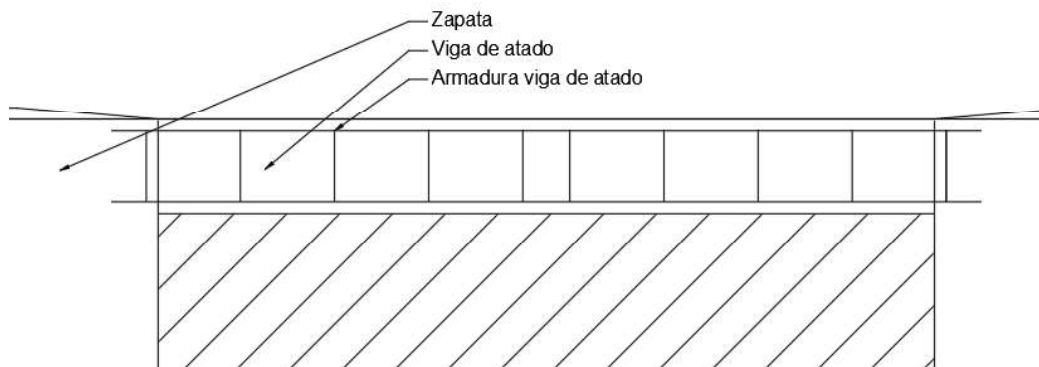


Fig. 46 Esquema de una viga de atado entre dos zapatas.

Debido a que los perfiles empleados en la torre son cuadrados, que existe doble simetría en la estructura y que las fuerzas predominantes que llegan a la cimentación son axiales; la placa de anclaje se dispondrá centrada en la zapata.

Las armaduras a disponer en las zapatas serán las mínimas geométricas impuestas por la EHE 08 [22], lo que supondrá una armadura formada por 9 redondos de 20 milímetros de diámetro espaciados 19 centímetros entre sí y anclados mediante prolongación recta formando un emparrillado idéntico en ambas direcciones ($\#9\Phi20@19\text{-PR}$). Las armaduras se encontrarán en las caras inferior y superior de la zapata dado que ésta se verá sometida tanto a esfuerzos de compresión como de tracción (arrancamiento).

Se deberá garantizar que el recubrimiento mínimo de la armadura en las caras inferior y superior de la zapata sea como mínimo de 50 milímetros, y 70 milímetros en las caras laterales. Estos recubrimientos también son aplicables a las armaduras de las vigas de atado.

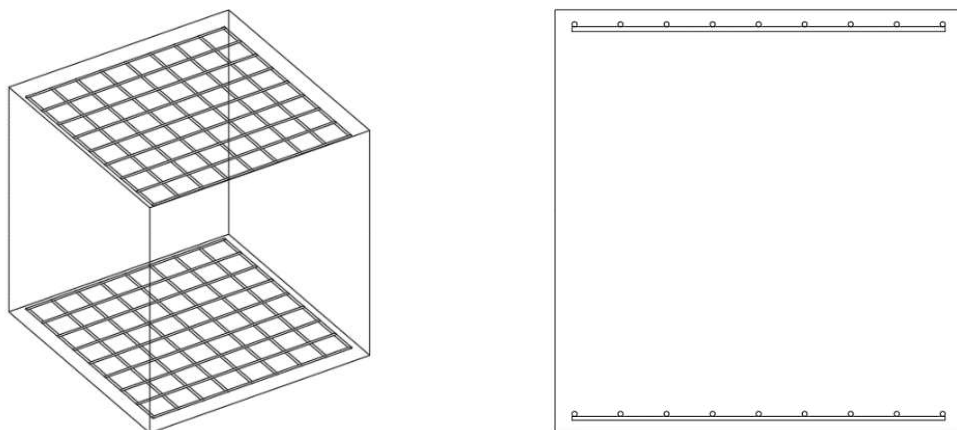


Fig. 47 Disposición de las armaduras de la zapata.

La cimentación en planta, así como toda la información de la cimentación se muestran en el plano 3 del documento Planos.

En la Tabla 14 se recogen las características de todos los elementos de la cimentación.

Tabla 14 Elementos de la cimentación.

	Material	Geometría
Placa de anclaje	Acero S275	≠160.160.8
Pernos de la placa de anclaje	Acero B500S	n _Φ = 4 Φ = 14 mm l _a = 35 cm
Zapatas de hormigón	HA-25	Z170.170.175
Armadura de la zapata	Acero B500S	#9Φ20@19-PR
Hormigón de limpieza	HL-15	Capa de espesor 10 cm
Viga de atado	HA-25	40x40 cm
Armadura de la viga de atado	Acero B500S	n _Φ = 4 Φ = 12 mm

1.7. Resumen del Presupuesto.

Se recogen a continuación los presupuestos de ejecución material, de ejecución por contrata y base de licitación. El primero aglutina el precio de los materiales y mano de obra que será necesaria para llevar a cabo el proyecto, al segundo se le añaden los gastos generales (13%) y el beneficio industrial (6%) y al tercero los impuestos (21%).

Presupuesto de ejecución material

1.- Acondicionamiento del terreno	401,32
1.1.- Excavación	130,36
1.2.- Transporte de tierras	195,86
1.3.- Regularización	90,51
2.- Cimentaciones	3800,63
2.1.- Zapatas de hormigón armado	3134,27
2.2.- Vigas de atado de hormigón armado	581,84
2.3.- Placa de anclaje	85,52
3.- Estructura	13784,49
3.1.- Perfiles de acero	13784,49
Total.....:	17986,43 €

Asciende el presupuesto de ejecución material a la expresada cantidad de DIECISIETE MIL NOVECIENTOS OCHENTA Y SEIS EUROS CON CUARENTA Y TRES CÉNTIMOS.

Presupuesto base de licitación

Presupuesto de ejecución material	17986,43 €
Gastos generales (13%)	2338,24
Beneficio industrial (6%)	1079,19
Presupuesto de ejecución por contrata	21403,86 €
IVA (21%)	4494,81
Total.....:	25898,67 €

Asciende el presupuesto base de licitación a la expresada cantidad de VEINTICINCO MIL OCHOCIENTOS NOVENTA Y OCHO EUROS CON SESENTA Y SIETE CÉNTIMOS.

1.8. Conclusiones.

A la vista de los resultados obtenidos una vez finalizadas las fases de diseño y cálculo se pueden extraer algunas conclusiones sobre la viabilidad de las innovaciones introducidas en este proyecto en cuanto a perfil de las barras y la cimentación.

Consultando catálogos comerciales puede comprobarse que el presupuesto propuesto en este proyecto es superior a los que se pueden encontrar en el mundo industrial en un 40% aproximadamente. Una de las causas de esta diferencia es que el apoyo se ha diseñado desde cero, con referencias de catálogos externos de apoyos construidos con perfiles en L, por lo que no se ha llegado en este trabajo al nivel de optimización estructural que hay actualmente en la industria para apoyos a partir de perfiles en L. Se entiende pues que el apoyo a partir de perfiles tubulares todavía dispone de margen de mejora en trabajos futuros que busquen específicamente la optimización de éste al máximo.

Lo que sí que ha quedado patente en este proyecto es que, con un número de perfiles tubulares reducido, se ha llegado a una solución similar a la cual se llegaría con un mayor número de perfiles en L, por lo que podría seguir estudiándose esta reducción de barras para llevarla hasta el límite. Además, dada la versatilidad que presentan los tubos de acero, podría contemplarse el rellenar éstos de hormigón para conseguir una rigidez mayor a bajo coste, permitiendo reducir aún más el número de barras de la estructura y, por lo tanto, el precio de ésta. Podría ser el germen de una serie de torres ultra resistentes cuya idea se exportase a países con actividad sísmica considerable donde ésta sea un verdadero problema a la hora de proyectar líneas eléctricas.

El principal inconveniente de estos perfiles respecto a los de morfología en L, como ya se dijo en el apartado de motivación, es su menor versatilidad a la hora de realizar uniones entre ellos. Esto podría solucionarse mediante la integración de piezas externas para posibilitar las conexiones entre barras menos convencionales, sin embargo, esto supondría un incremento tanto de coste como de complejidad del montaje.

Si se atiende ahora a la cimentación, se puede comprobar un empeoramiento sustancial respecto a las cimentaciones utilizadas comercialmente. La diferente morfología de las zapatas empleadas respecto a las zapatas de “pata de elefante” propicia un aumento del volumen de hormigón necesario para que se cumplan las comprobaciones de arranque y compresión, lo cual encarece el precio de la cimentación. Además, incrustando el perfil de la torre directamente en el hormigón se ahorraría el precio de la placa de anclaje, por lo que ésta sería superflua.

Por lo tanto, sí que se considera recomendable, en el caso de las zapatas, desechar la morfología empleada en este proyecto y sustituirla por la más extendida comercialmente, ya que

la única ventaja radica en la facilidad de materialización de la zapata prismática, la cual no justifica su elevado precio.

En conclusión, queda de manifiesto que la ejecución de apoyos eléctricos mediante perfiles tubulares es una idea que puede tener futuro si se explota y se optimiza a nivel industrial debido a la amplitud de posibilidades que ofrecen los perfiles tubulares de acero.

1.9. Referencias Bibliográficas.

- [1] Apuntes de la asignatura de Tecnología de la construcción.
- [2] Código Técnico de la Edificación. (marzo de 2006). Seguridad Estructural-Acciones en la Edificación (SE-AE).
- [3] Cype ingenieros S.A. Cype 3D (Version 2017) [Windows].
- [4] E.ON distribución S.L. (2013). *Proyecto tipo de líneas de alta tensión aéreas (>36 kV).*
- [5] EDP HC Energía. (2001). *Apoyos y armados para líneas de distribución.*
- [6] EDP HC Energía. (2007). *Cables de acero y cables compuestos o simples de fibras ópticas.*
- [7] EDP HC Energía. (2011). *Conductores desnudos de aluminio acero para líneas eléctricas aéreas.*
- [8] EDP HC Energía. (2014). *Aisladores de cadena del tipo caperuza y vástago.*
- [9] EDP HC Energía. (2014). *Herrajes para formación de cadenas en líneas aéreas AT.*
- [10] Fayos Álvarez, A. (2009). *Líneas Eléctricas y Transporte de Energía Eléctrica.* Valencia: UPV.
- [11] Grupo Condesa. *Tubo estructural.*
- [12] Iberdrola S.A. (1999). *Cimentaciones para apoyos de líneas aéreas, hasta 66 kV.*
- [13] Iberdrola S.A. (2013). *Proyecto tipo línea aérea de alta tensión a 30 kV.*
- [14] Imedexsa. (2008). *Catálogo general adaptado al nuevo reglamento R.D. 223/2008.*
- [15] Industrias Arruti S.A. *Enganches a torre.*
- [16] Industrias Arruti S.A. *Grapas de suspensión y de amarre para conductores de aluminio, contrapesos y varillas de protección.*
- [17] Industrias Arruti S.A. *Herrajes de cadena.*
- [18] Instrucción Técnica Complementaria 07. (19 de marzo de 2008). *Líneas Aéreas con Conductores Desnudos.* España.
- [19] Mapas de sismicidad y peligrosidad. (2015). Extraído de <http://www.ign.es/web/ign/portal/mapas-sismicidad>
- [20] Mapas de viento de las comunidades y ciudades autónomas. (2009). Extraído de http://atlaseolico.idae.es/index.php?pag=descarga_mapas
- [21] Ministerio de fomento. (2002). *Norma de construcción sismorresistente (NCSE-02).*
- [22] Ministerio de fomento. (2008). *Instrucción de hormigón estructural (EHE-08).*
- [23] Ministerio de fomento. (2011). *Instrucción de acero estructural (EAE).*
- [24] Pasadores. Extraído de <https://www.construmatica.com/construpedia/Pasadores>
- [25] Superación de umbrales. Ávila. (2018). Extraído de http://www.aemet.es/es/serviciosclimaticos/datosclimatologicos/superacion_umbrales?p=05&w=1

2. ANEXO DE CÁLCULO DE CONDICIONES DE DISEÑO.

2.1. Tendido.

Los cables, tanto conductores como de tierra, se encuentran tendidos sobre un vano anclados en sus extremos. Para la caracterización de ciertas cargas y condiciones de diseño que este proyecto requiere, es necesario conocer los parámetros físicos propios de cualquier cable tendido sobre un vano de una longitud determinada fijado en sus dos extremos, formando una catenaria. Los parámetros fundamentales necesarios son la flecha máxima y la tensión de vértice; aunque también puede tomar cierto protagonismo la longitud real de la catenaria.

2.1.1. Ecuación de Cambio de Condiciones.

Es importante tener presente que el cable va a cambiar su configuración y su trazado dependiendo de factores externos como la temperatura que lo dilata, el hielo que pueda formarse sobre él o el viento que lo empuje horizontalmente. Bajo esta idea se debe entender que el cable tendido sobre el vano es un elemento de poca o nula rigidez a todo esfuerzo que no sea axial de tracción y por lo tanto cambiará su configuración adaptando su forma según las cargas actuantes. El objetivo de este apartado es conocer cuál es la situación más desfavorable y calcular la flecha y la tensión en ese caso particular.

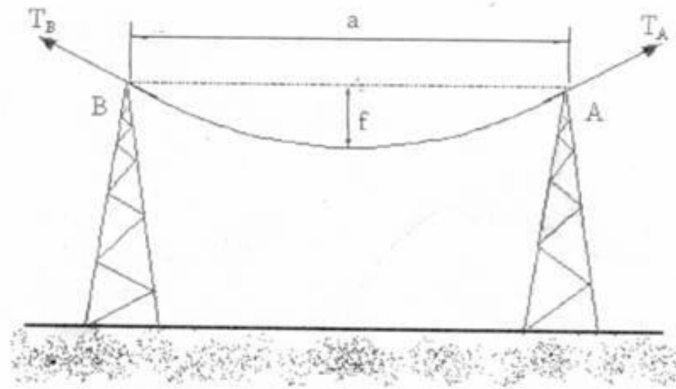


Fig. 48 Cable tendido sobre un vano fijado en sus extremos [10].

Lo primero a determinar es el tipo de tense con el cual se van a colgar los cables. De las opciones presentes, se va a optar por el más habitual en la práctica, el **tense al límite estático-dinámico**. Este tense determina la tensión máxima a la que podrá estar sometido el cable y también exige ciertas comprobaciones de fenómenos vibratorios, tal y como se verá a continuación.

Es necesario calcular el nivel de tensión máxima al que va a poder estar sometido el cable por integridad de éste. Dicha tensión será la tensión de rotura del cable con un coeficiente de seguridad de 3 para conductores unifilares y de 2,5 para conductores cableados. El caso que aquí ocupa trabaja con conductores cableados, sin embargo, se utilizará $C_s = 3$ como se recomienda en el texto de Fayos [10]. En la práctica no es habitual utilizar 2,5 por razones que se verán más adelante. Así pues, la tensión máxima a la cual pueden estar sometidos los cables obedece a la expresión:

$$T_{max} = \frac{C_R}{3}$$

Siendo:

Tabla 15 Valores para el cálculo de la tensión máxima a la que puede estar sometido el cable.

	Descripción	Conductores	Guarda
T_{max} (MPa)	Tensión máxima a la que puede estar sometido el cable	-	-
C_R (N)	Carga de rotura del cable (Tablas 6 y 7)	84890	77000
S (mm ²)	Sección de cable	281,1	180

Calculando, se obtiene que dicha tensión toma el valor de $T_{max} = 100,67$ MPa para cables conductores y $T_{max} = 142,59$ MPa para cables de guarda.

Para no tener que calcular la tensión del cable en las infinitas situaciones que pueden darse, la ITC-LAT 07 [18] lista 3 hipótesis de cálculo en las cuales podría darse el máximo valor de tensión en función de la zona de hielo en la que está situada la catenaria:

Tabla 16 Hipótesis de cálculo para tensión máxima de un cable tendido sobre un vano fijado en sus extremos.

ZONA B			
Hipótesis	Temperatura (°C)	Sobrecarga Viento	Sobrecarga hielo
Tracción máxima viento	-10	Según el apartado 3.1.2 Mínimo 120 ó 140 km/h según la tensión de línea	No se aplica
Tracción máxima de hielo	-15	No se aplica	Según el apartado 3.1.3
Tracción máxima hielo + viento (1)	-15	Según el apartado 3.1.2 Mínimo 60 km/h	Según el apartado 3.1.3.

(1) La hipótesis de tracción máxima de hielo + viento se aplica a las líneas de categoría especial y a todas aquellas líneas que la norma particular de la empresa eléctrica así lo establezca o cuando el proyectista considere que la línea pueda encontrarse sometida a la citada carga combinada.

Tal y como puede leerse en el pie de tabla, la tercera hipótesis no se aplicará debido a que no se está tratando con una línea de categoría especial.

Adicionalmente, para evitar colapsos y desgastes debido a fenómenos vibratorios, la ITC-LAT 07 [18] recomienda la comprobación de la tensión a la que está sometido el cable a 15°C e impone que dicha tensión no sobrepase el 15% de la carga de rotura en caso de no disponerse de dispositivos amortiguadores, y del 22% en caso de sí disponerse. Se asume la realización del estudio de amortiguamiento previo, así como la instalación de los dispositivos pertinentes en los cables (Fig. 49), por lo que se tomará como restricción el segundo supuesto.

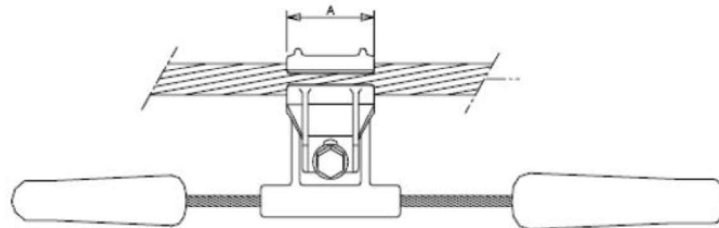


Fig. 49 Amortiguador.

Por último, la ITC-LAT 07 [18] lista también las hipótesis más desfavorables en cuanto a la flecha máxima que experimentará el cable. Dichas hipótesis para la zona B son las siguientes.

Hipótesis de viento: Cable sometido a peso propio, sobrecarga de viento a 120 km/h (apartado 3.1.2.2) y temperatura de 15°C.

Hipótesis de temperatura: Cable sometido a peso propio y a la temperatura máxima previsible. Para líneas de categorías no especiales dicha temperatura será como mínimo de 50°C tanto para cables conductores como de guarda. Puede comprobarse en otros proyectos [13] que se utilizan temperaturas mayores a 50°C sin embargo, como la ITC [18] considera ésta como la mínima (y por lo tanto válida), aquí se ha optado por tomar 50°C tal y como lo hace también el proyecto de E.ON [4].

Hipótesis de hielo: Cable sometido a peso propio, al peso del manguito de hielo que se forma en torno a él (ver apartado 3.1.2.1) y temperatura de 0°C.

Para el apartado 2.4.2 se requerirá el cálculo de los conductores bajo la hipótesis de viento dividida entre 2 (60 km/h) y a temperatura de -10°C. No es un dato que se necesite para las comprobaciones a realizar ahora, pero se hará aquí por compactación del trabajo.

Para calcular todas estas situaciones se partirá de un estado inicial del cable y vano (el cual se describirá a continuación) y se hará uso de la ecuación de cambio de condiciones. Dicha ecuación permite relacionar dos estados diferentes de un mismo conductor y vano caracterizados por las variables de **peso** (cable + sobrecargas), **tensión** y **temperatura**. El estado inicial vendrá caracterizado con el subíndice “1” y el final con el “2”. Una vez trabajada y teniendo en cuenta que la tensión en el estado 2 será la variable a calcular, se tiene que la ecuación de cambio de condiciones adopta esta forma:

$$L_1 \cdot (T_2 - T_1 + K) = E \cdot \frac{2 \cdot T_2}{m_2 \cdot w} \cdot \operatorname{senh} \frac{a \cdot m_2 \cdot w}{2 \cdot T_2}$$

$$K = E \cdot [1 + \alpha \cdot (\theta_2 - \theta_1)]$$

$$L_1 = \frac{2 \cdot T_1}{m_1 \cdot w} \cdot \operatorname{senh} \frac{a \cdot m_1 \cdot w}{2 \cdot T_1}$$

$$w = \frac{p}{S}$$

$$m = \frac{P'}{p}$$

Siendo:

θ	Temperatura ambiente.
T	Tensión del cable.
p	Peso propio del cable.
P'	Peso aparente del cable. Peso propio más sobrecargas.
m	Coefficiente de sobrecarga. ($m=1$ si no existen sobrecargas).
a	Longitud del vano.
S	Sección del cable.
α	Coefficiente de dilatación térmica lineal del cable.

La ecuación de cambio de condiciones para el cálculo de la tensión es una ecuación de tercer grado que puede resolverse mediante una hoja Excel.

Hay que tener en cuenta que el vano a calcular ($a = 500$ m) es considerado un vano de gran longitud, por lo que no podrán emplearse simplificaciones tales como el método de la parábola a la hora de realizar los cálculos, ya que esto introduciría un error inadmisibles.

Es necesario definir el estado inicial del cual se partirá a la hora de aplicar la ecuación de cambio de condiciones. El texto de Fayos [10] recomienda el empleo de la hipótesis de temperatura igual a -15°C y carga de hielo. Esto se debe a que la tensión más alta a la que va a estar sometido el cable en las distintas hipótesis se va a dar normalmente en esta situación, por lo que se puede igualar la tensión en ella a T_{\max} ($T_{-15^{\circ}\text{C}+\text{H}} = T_{\max}$) confiando en que ésta no va a ser superada en el resto de hipótesis. Obviamente se calcularán también el resto de estados y, si la tensión que se despejara del cálculo en alguna de las otras hipótesis fuese superior a T_{\max} , se tomaría ésta como nuevo punto de partida.

Por último, una vez calculada la tensión que soporta el cable y su correspondiente coeficiente de seguridad, se calculará la flecha máxima de éste en la situación correspondiente con la ecuación que se muestra a continuación.

$$f = \frac{T_2}{m_2 \cdot w} \cdot \left(\cosh \frac{a \cdot m_2 \cdot w}{2 \cdot T_2} - 1 \right)$$

Siendo:

f Flecha máxima del cable.

Los cálculos se resumen en las Tablas 19 y 20. Para saber cómo se han calculado las cargas de hielo y viento de la Tabla 17 pueden consultarse los apartados 3.1.2.1 y 3.1.2.2.

Tabla 17 Acciones por unidad de longitud sobre los cables.

	Conductores (N/m)	Cables de Guarda (N/m)
Peso del Cable (P)	9,58	8,28
Viento (V)	10,90	9,00
Hielo (H)	8,40	7,64
P + V	14,51	12,23
P + H	17,98	15,92
P + V/2	11,02	-

Apuntar que la combinación de cargas $P + H$ se realiza con una simple suma al tratarse de dos cargas con la misma dirección y sentido. Sin embargo, la combinación $P + V$ combina dos esfuerzos ortogonales, por lo que dicha composición debe hacerse atendiendo a la perpendicularidad de estos calculando su resultante mediante el Teorema de Pitágoras para el cálculo de la hipotenusa de un triángulo rectángulo. Se ilustra en las figuras siguientes:

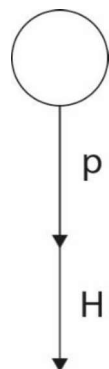


Fig. 50 Esquema de dirección y sentido relativa entre las acciones sobre el cable de peso propio y hielo.

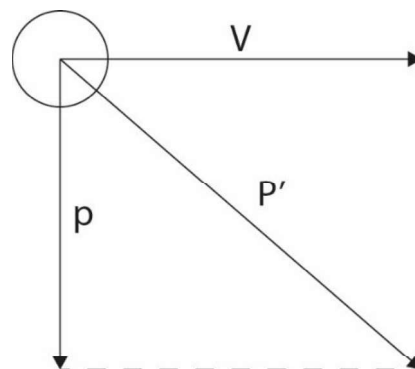


Fig. 51 Esquema de dirección y sentido relativa entre las acciones sobre el cable de peso propio y viento.

Se anotan en la tabla siguiente los coeficientes de sobrecarga (m) por comodidad a la hora de realizar el cálculo.

Tabla 18 Coeficientes de sobrecarga.

	Conductores (N/m)	Cables de Guarda (N/m)
P + V	1,515	1,477
P + H	1,878	1,922
P + V/2	1,15	-

Por último, se calculan los estados anteriormente descritos para los cables conductores:

Tabla 19 Tensión y flecha de los cables conductores.

	Tensión (MPa)	Cs	Flecha (m)
-15°C + H	100,67	3,00	19,90
-10°C + V	82,73	3,65	19,54
+15°C	54,08	5,58	19,73
+15°C + V	78,77	3,83	20,53
+50°C	50,46	5,98	21,15
0°C + H	97,85	3,09	20,48
-10°C + V/2	64,83	4,66	18,93

Y para los cables de guarda:

Tabla 20 Tensión y flecha de los cables de guarda.

	Tensión (MPa)	Cs	Flecha (m)
-15°C + H	142,59	3	19,42
-10°C + V	112,10	3,82	18,98
+15°C	75,23	5,69	19,15
+15°C + V	107,47	3,98	19,80
+50°C	70,91	6,03	20,32
0°C + H	139,21	3,07	19,89

Dónde se ve que la flecha máxima tanto para conductores como para cables de guarda se da en la hipótesis de temperatura máxima sin sobrecargas. Además, se cumple la exigencia del último párrafo del apartado 5.4.1. de la ITC LAT 07 [18] que sentencia que en caso de que los cables de guarda estén anclados al apoyo en un punto más alto que el de los conductores, los primeros deberán presentar una flecha menor que los últimos.

Resta comprobar que en la hipótesis de 15°C sin carga la tensión no supera el 22% de la tensión máxima admitida por el cable.

$$\frac{T_{15^{\circ}\text{C}}}{\frac{C_R}{S}} \cdot 100 \leq 22\%$$

Conductores: 17,91% < 22% → **Cumple**.

Cables de guarda: 17,59% < 22% → **Cumple**.

Ahora puede entenderse por qué se ha utilizado un $C_S = 3$ en lugar de 2,5 para conductores cableados. Realizando un cálculo rápido para el caso de los conductores, si $C_S = 2,5$; $T_{\text{max}} = 120,80 \text{ MPa} = T_{-15^{\circ}\text{C}+\text{H}}$. Ahora, resolviendo de nuevo la Ecuación de Cambio de Condiciones, sale una tensión sin sobrecargas a 15°C $T_{15^{\circ}\text{C}} = 66,40 \text{ MPa}$ lo cual supone un 21,99% de la carga de rotura cuando el límite es del 22%. Para no estar tan cerca del extremo, se suele optar en la práctica

por tomar un $C_s = 3$, o mayores⁸, aunque se trate de conductores cableados y así evitar posibles problemas por vibraciones.

2.1.2. Tensión en el punto de Unión y Longitud Real.

En este apartado se van a corregir el valor de la tensión del cable cuando no se trata de la tensión en el centro del vano y se va a calcular la longitud real de los cables.

Lo primero a puntualizar es que la tensión del cable no es constante a lo largo de todo el trazado de éste. Hasta ahora se ha tratado con la tensión de vértice, es decir, con la tensión horizontal del cable que aparece en su punto más bajo. Sin embargo, para ciertos cálculos, será necesaria la tensión en el punto de unión con la torre. Estrictamente la tensión aumenta al acercarse a los puntos de engrape ya que se suma el peso del propio cable a la tensión de vértice ya calculada.

$$T_{unión} = T + \frac{p}{S} \cdot f$$

Siendo:

Tabla 21 Valores para el cálculo de la tensión del cable en los puntos de engrape.

	Descripción	Conductores	Guarda
$T_{unión}$ (MPa)	Tensión del cable en la unión con el apoyo	-	-
T (MPa)	Tensión de vértice	100,67	142,59
f (m)	Flecha	19,90	19,42

Nótese que se deben tomar los datos de tensión y flecha en la hipótesis en la que la tensión es más desfavorable (-15°C + H).

Tras calcular se comprueba que las tensiones en los puntos de engrape de los cables son $T_{unión} = 101,35$ MPa para los cables conductores y $T_{unión} = 143,48$ MPa para los cables de guarda.

A la vista de los datos, queda demostrado que la tensión en el punto de engrape difiere de la tensión de vértice apenas un 0,65%, por lo que se asumirá la simplificación $T_{unión} = T = T_{vértice}$. Aparte del poco error cometido, no hay que perder el foco en que se ha optado por un coeficiente de seguridad de $C_s = 3$ cuando la ITC LAT 07 [18] recomienda $C_s = 2,5$. Este aumento de la seguridad a la hora de realizar el tendido del cable permite realizar esta pequeña simplificación sin exponerse a riesgo alguno.

El último parámetro que resta por determinar es la longitud real del cable. Ésta ya se ha tenido que calcular en el apartado 2.1.1. a la hora de aplicar la ecuación de cambio de condiciones, sin embargo, se detalla de nuevo su cálculo en su apartado correspondiente.

$$L = \frac{2 \cdot T}{m \cdot w} \cdot \sinh \frac{a \cdot m \cdot w}{2 \cdot T}$$

Siendo:

L Longitud real de la catenaria formada por el cable.

⁸ En fuentes consultadas como los proyectos tipo de E.ON [4] o Iberdrola [12], se utilizan coeficientes de seguridad mayores a 3 para la hipótesis de -15°C + H, ya que de esta manera se aseguran de que la tensión del cable a 15°C sin sobrecargas no supere ni siquiera el 15% de la de rotura.

Se aplica la fórmula en todos los supuestos en los que se ha calculado la Ecuación de Cambio de Condiciones en el apartado anterior y se obtiene que esta toma el valor máximo de **L = 502,38 m para los cables conductores** y **L = 502,20 m para los cables de guarda**.

De la misma manera que antes, se va a aceptar la simplificación de que la longitud real del cable será igual a la longitud del vano: **L = a = 500 m**. Dicha simplificación permite facilitar los cálculos y el error cometido es pequeño. Sin embargo, a la hora de comprobar el apoyo para las distintas hipótesis de carga, no se deberá perder el foco en las simplificaciones aquí adoptadas y rechazar cualquier solución que, aun cumpliendo con las exigencias estructurales, lo haga de forma demasiado ajustada.

2.2. Cálculo Electromecánico de los Aisladores.

Los cálculos eléctricos escapan al alcance del proyecto y los aisladores a utilizar son fruto de la recomendación de fuentes externas [4]. No obstante, es necesario conocer la longitud de la cadena de aisladores para realizar el diseño del apoyo; por lo que se calculará el número de aisladores a emplear en cada cadena y la integridad de ésta ante los esfuerzos a los que estará sometida. Se realizan a continuación algunos cálculos sencillos que determinarán los parámetros necesarios.

Los parámetros intrínsecos de la línea que se deben tener en cuenta a la hora de seleccionar el aislamiento son:

Tabla 22 Voltajes de la línea.

Tensión	Valor
Tensión nominal (kV)	132
Tensión más elevada de la red (kV eficaces)	145
Tensión más elevada a frecuencia industrial (kV eficaces)	230
Tensión de ensayo a impulso tipo rayo (kV pico)	550

Lo primero a calcular es la longitud de cadena necesaria para soportar la tensión más elevada de la red para después comprobar si cumple con las sobretensiones a frecuencia industrial y de tipo rayo.

$$\text{Nivel de Aislamiento} = \frac{\text{Línea de Fuga} \cdot n}{U_{max}}$$

Siendo:

n Número de aisladores que conforman la cadena.

U_{max} Tensión más elevada de la red en kV eficaces.

El nivel de aislamiento requerido para una línea con nivel de contaminación II según la ITC LAT 07 [18] es una Línea de Fuga nominal mínima de **20 mm/kV**. Teniendo esto en cuenta y que la Línea de fuga = 315 mm para los aisladores recomendados (Tabla 8) se opera y se obtiene que la cadena de aisladores debe estar compuesta como mínimo por:

$$n = 9,21 \text{ aisladores} \rightarrow \mathbf{10 \text{ aisladores}}$$

Por lo tanto, si el paso de cada aislador es de 127 mm, la cadena de aisladores sin herrajes medirá, geoméricamente **1,27 m**.

El catálogo utilizado es el mismo que utiliza el proyecto tipo de E.ON [4], en éste se afirma que la tensión soportada de corta duración para frecuencia industrial de una cadena de 10 aisladores es de 400kV; y la tensión soportada para impulsos tipo rayo para esta misma cadena es

de 1000kV. Ambos valores son superiores a los requisitos de aislamiento reflejados por la ITC LAT 07 [18], por lo que este tipo de aisladores es válido.

También es necesario comprobar que la cadena no va a colapsar debido a las acciones que puedan generar tensión sobre ella. La cadena estará sometida a ciertas cargas normales que se listan a continuación:

Tabla 23 Cargas normales que actúan sobre la cadena de aisladores.

Elemento	Peso (N)
Peso del conductor	4788,5
Sobrecarga de hielo	4202,15
Sobrecarga de viento	5450
Peso de aisladores y herrajes	523,4 ⁹

Las sobrecargas de viento y hielo (apartado 3.1.2) no se aplican simultáneamente salvo en caso de línea especial, por lo que se optará por la fuerza resultante más desfavorable. En este caso, la resultante más desfavorable se obtiene escogiendo la carga de hielo y tiene un valor total de:

$$F_n = \text{Peso conductor} + \text{Hielo} + \text{Aisladores y Herrajes}$$

Operando resulta: $F_n = 9514,05 \text{ N}$.

La ITC [18] recomienda un coeficiente de seguridad ante rotura de la cadena de aisladores igual a 3. De esta manera, sabiendo que la carga de rotura electromecánica de los aisladores utilizados es de 100 kN (Tabla 8), el coeficiente de seguridad resultante es:

$$\frac{C_r}{F_n} = \frac{100}{9,514} = 10,51 \geq 3$$

Por otro lado, también se han de tener en cuenta las cadenas de aisladores sometidas a cargas anormales. Éstas se derivan de la rotura de alguno de los conductores y adoptan el valor de la máxima tensión a la que éstos están sometidos, es decir, su carga de rotura dividido entre 3 (coeficiente de seguridad empleado para calcular el esfuerzo más desfavorable de los conductores, apartado 2.1.1). De esta manera:

$$F_a = \frac{C_R}{3}$$

Siendo:

C_R Coeficiente de rotura del conductor (Tabla 6).

Operando se obtiene $F_a = 28,297 \text{ kN}$.

En líneas con cadenas de aislamiento de suspensión se puede reducir este esfuerzo hasta el 50% mediante la instalación de dispositivos adaptados para este fin, tal y como se comenta en detalle en el apartado 3.1.3.1.

Teniendo en cuenta lo dicho, el nuevo esfuerzo debido a cargas anormales es la mitad, $F_a = 14,149 \text{ kN}$, y el coeficiente de seguridad:

$$\frac{C_r}{F_a} = \frac{100}{14,149} = 7,07 \geq 3$$

⁹ Dato extraído al sumar los pesos de aisladores (Tabla 8) y herrajes (Tablas 9, 10, 11 y 12).

2.3. Cálculo mecánico de los herrajes.

Las cargas a las cuales se verán sometidos los herrajes son las mismas para las que se han comprobado los aisladores en el apartado anterior. Es necesario garantizar que ninguno de los herrajes romperá, cálculo para el cual la ITC LAT 07 [18] recomienda de nuevo un coeficiente de seguridad de 3. Sin embargo, no es necesario estudiar uno a uno los herrajes porque en las tablas del apartado 1.6.4 se recoge que la carga de rotura de los cuatro herrajes es igual o superior a la de los aisladores. Esto implica que, al tener igual o mayor carga de rotura y al estar sometidos a los mismos esfuerzos, puede asegurarse que si los aisladores no colapsan mecánicamente, los herrajes tampoco lo harán.

Por último, queda calcular la longitud de la cadena de aisladores, necesaria en futuras comprobaciones. Leyendo de la Tabla 8 hasta la Tabla 12 y observando sus respectivas figuras, se pueden obtener las longitudes de todos los elementos de la cadena, de esta manera la longitud total de la cadena de aisladores de suspensión es:

$$L = 1,554 \text{ m.}$$

2.4. Distancias de Seguridad.

La ITC LAT 07 [18] clasifica las distancias en dos tipos. Se puede hablar de **distancias internas**, las cuales son las distancias de diseño de la línea para que esta resista las sobretensiones explicitadas en el proyecto; y **distancias externas**, las cuales hacen referencia al espacio entre los conductores en tensión y los objetos próximos a la línea. Estas últimas son las que evitarán el daño por descarga eléctrica a operarios de mantenimiento y a personas que trabajen o habiten cerca de la línea.

Además, aparte de la clasificación previa, existen tres distancias fundamentales que servirán de base para después calcular y entender el resto de distancias de seguridad.

- D_{el} : Distancia de aislamiento en el aire mínima que previene descargas eléctricas entre conductores y partes a potencial de tierra en condiciones de explotación normal de la red. Puede ser una distancia interna cuando se mide de conductor a apoyo o externa si se hace de conductor a obstáculo externo a la línea.
- D_{pp} : Distancia que previene descargas eléctricas entre conductores durante sobretensiones como las ocasionadas por maniobras en la línea o descargas producidas por rayos. Esta es eminentemente una distancia interna.
- a_{som} : Valor mínimo de la distancia de descarga de la cadena de aisladores. Es la distancia más corta en línea recta entre las partes en tensión y las puestas a tierra. Básicamente es la distancia de la cadena de aisladores en suspensión, la cual en este caso es $a_{som} = 1,554$ m.

Normalmente, a la hora de calcular las distancias entre elementos, a las distancias externas se les añade una distancia adicional para prevenir el acercamiento de personas, animales u objetos.

La ITC LAT 07 [18] proporciona la Tabla 24 donde se ven los parámetros D_{el} y D_{pp} en función de la tensión más elevada de la red. Para una línea de tensión nominal de 132 kV, la instrucción recoge en su Tabla 1 que la tensión más elevada de la red será 145 kV.

La ITC [18] también sentencia que la probabilidad de descarga a través de la mínima distancia interna (a_{som}) debe ser mayor que la probabilidad de descarga a través de cualquier persona u objeto externo. Por esto, se debe cumplir:

$$1,1 \cdot a_{som} < D_{el} + D_{pp}$$

Lo cual se cumple, pues $1,710 \text{ m} < 2,6 \text{ m}$.

Tabla 24 Parámetros D_{el} y D_{pp} en función del voltaje de la línea [18].

Tensión más elevada de la red U_s (kV)	D_{el} (m)	D_{pp} (m)
3,6	0,08	0,10
7,2	0,09	0,10
12	0,12	0,15
17,5	0,16	0,20
24	0,22	0,25
30	0,27	0,33
36	0,35	0,40
52	0,60	0,70
72,5	0,70	0,80
123	1,00	1,15
145	1,20	1,40
170	1,30	1,50
245	1,70	2,00
420	2,80	3,20

Por último, antes de comenzar a calcular es necesario tener en cuenta que se van a hallar las distancias necesarias para caracterizar el diseño del apoyo. No se pierda el foco de que este proyecto versa acerca del cálculo estructural de los apoyos de alineación de la línea en cuestión, por lo que lo relativo al estudio del emplazamiento, así como las distancias requeridas a elementos externos a la línea como canales, sendas, cañadas... escapa al alcance de éste.

2.4.1. Distancias entre Conductores.

Debe ser tal que no haya riesgo alguno de cortocircuito entre fases teniendo en cuenta los posibles movimientos del cable producidos por el viento o efectos del hielo sobre ellos. Se trata de una distancia interna. La expresión a la que atiende la separación mínima entre conductores es:

$$D = K \cdot \sqrt{F + L} + K' \cdot D_{pp}$$

Siendo

- D Distancia mínima entre conductores.
- K Coeficiente que depende de la oscilación de los conductores (se verá a continuación).
- K' Coeficiente que depende de la tensión nominal de la línea. **K' = 0,75** para líneas de categoría no especial.
- F Flecha máxima en metros calculada en el apartado 2.1.1.
- L Longitud en metros de la cadena de suspensión de aisladores (aisladores + herrajes). **L = 1,554 m**.

Mención aparte merece el coeficiente K. Este coeficiente se entiende como la oscilación lateral que padece un conductor; dicho de manera sencilla, es lo que oscila el conductor de un lado a otro acercándose a otros conductores. Dicho coeficiente depende de las sobrecargas a las cuales está sometido el cable, siendo especialmente importante la sobrecarga de viento. La ITC LAT 07 [18] da diferentes valores a este en función del ángulo de oscilación de los conductores, el cual se definirá a continuación. La siguiente tabla muestra esos valores:

Tabla 25 Coeficiente de oscilación del cable [18].

Angulo de oscilación	Valores de K	
	Líneas de tensión nominal superior a 30 kV	Líneas de tensión nominal igual o inferior a 30 kV
Superior a 65°	0,7	0,65
Comprendido entre 40° y 65°	0,65	0,6
Inferior a 40°	0,6	0,55

Es preciso calcular pues el ángulo de oscilación, este se define como el ángulo que forma la cadena de aisladores desviada debido a la actuación de acciones externas. Dicho ángulo se calcula como el ángulo que forma la resultante de las fuerzas que actúan sobre el conductor y la cadena con la vertical, siendo $\alpha = 0^\circ$ para cargas verticales (como peso propio). Concretamente se debe calcular el ángulo de oscilación en las 3 hipótesis de flecha máxima vistas en el apartado 2.1.1 para líneas en zona B: $15^\circ\text{C} + \text{V}$, 50°C y $0^\circ\text{C} + \text{H}$. Es importante tener en cuenta la dirección de las diferentes cargas tal y como se vio en las Fig. 50 y 51. La expresión genérica para calcular α es:

$$\alpha = \arctg \frac{V + \frac{V_A}{2}}{p + \frac{p_A}{2} + H + C}$$

Siendo

Tabla 26 Valores para el cálculo de la desviación de cadenas.

Descripción		Valor	
V (N)	Sobrecarga de viento sobre los conductores.	5450 (sin hielo)	10905 (con hielo)
V _A (N)	Sobrecarga de viento sobre la cadena de aisladores.	226,7	
p (N)	Peso propio del conductor.	4788,5	
p _A (N)	Peso propio de la cadena de aisladores.	523,4	
H (N)	Sobrecarga de hielo sobre los conductores.	4202,15	
C (N)	Peso de los contrapesos	-	

Estos valores se extraen de los apartados 3.1.1.2, 3.1.2.2, 3.1.2.1 y 2.2.

Tabla 27 Ángulo de oscilación, coeficiente de oscilación, flecha y separación mínima entre conductores.

	α	K	F (m)	D (m)
+15°C + V	47,77°	0,65	20,53	4,11
+50°C	0°	0,6	21,15	3,91
0°C + H	0°	0,6	20,48	3,87

Resta hacer dos puntualizaciones acerca de los cálculos inmediatamente anteriores. La primera es que para llegar a la ecuación del cálculo de α se ha supuesto la cadena de aisladores como un cuerpo totalmente rígido, suposición que no es real. Sin embargo, los resultados obtenidos procediendo de esta manera son más desfavorables que considerando ésta como un elemento flexible, por lo que se queda del lado de la seguridad.

Añadir también que los valores de viento aquí tomados son muy extremos y la ITC LAT 07 [18] recomienda reducir a la mitad la carga de viento como posteriormente se explicará en el apartado 2.4.2. No obstante, se puede tomar una velocidad de viento de 120 km/h porque la

separación entre conductores que se requiere al hacerlo no es excesiva y no va a suponer una limitación a la hora de diseñar el apoyo.

Se concluye pues que la separación entre conductores, o la separación de los puntos de engrape de los conductores en la cruceta del apoyo tendrá como mínimo 4,11 metros.

2.4.2. Distancias entre conductores y partes puestas a tierra.

La distancia mínima entre conductores y partes puestas a tierra no será inferior a D_{ei} . Ha de hacerse la comprobación previa de que los cables de guarda, estando fijados más altos en el apoyo que los conductores, presentan una flecha menos a estos últimos para evitar posibles acercamientos peligrosos en el centro del vano (ver apartado 2.1.1). Añadir también que ésta es una distancia interna, por lo que no es necesario agregar ninguna distancia adicional a D_{ei} . Sin embargo, sí que hace falta tener en cuenta las posibles oscilaciones de los conductores.

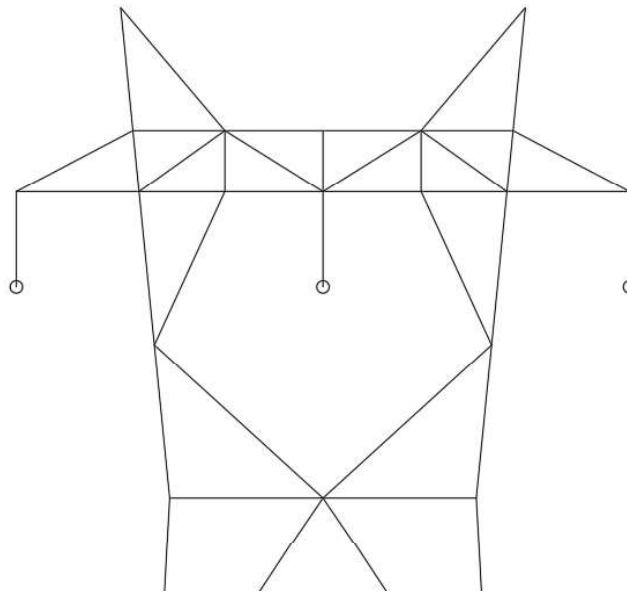


Fig. 52 Armado proyectado del apoyo.

En la figura anterior pueden verse los puntos de anclaje del cable al armazón de la torre. Imagínese ahora que dichos cables oscilan hacia los lados. Si dicha oscilación es grande se podría producir un acercamiento peligroso del conductor al apoyo y poner en tensión toda la torre, lo cual provocaría graves accidentes. Para evitar ello, la ITC LAT 07 [18] insta, en caso de cadenas de aisladores de suspensión, a calcular la situación de los conductores con la cadena de aisladores desviada por acción del viento, de manera que se compruebe que la distancia entre el conductor y el apoyo (o cualquier parte puesta a tierra) sea siempre superior a D_{ei} .

La hipótesis a aplicar es que el conductor está sometido a una carga de viento de velocidad de 60 km/h y a una temperatura de -10°C en zona B. La razón de esta atenuación de la carga de viento (no se cogen 120 km/h) es porque las rachas máximas de viento se van a dar en momentos muy puntuales y van a tener corta duración. Para desviar el cable y vencer la inercia de éste es necesario una racha de viento más sostenida en el tiempo, por lo que forzosamente, la intensidad de ésta será menor

Como puede verse en el apartado 2.1.1, se ha aplicado la ecuación de cambio de condiciones para este caso comprobando que la tensión que aparece en el cable en esta situación no es excesiva. Ahora resta calcular el ángulo de desviación del cable para ver la distancia que guarda el conductor con el apoyo.

Se modifica la expresión de α del apartado anterior de la siguiente manera:

$$\alpha = \arctg \frac{\frac{V + \frac{V_A}{2}}{2}}{p + \frac{p_A}{2} + H + C}$$

Con los datos de la Tabla 26, no habiendo ahora presencia de hielo, se comprueba que $\alpha = 28,85^\circ$ y la situación del conductor cuando la cadena de aisladores se desvía por la acción del viento es la mostrada en el esquema siguiente:

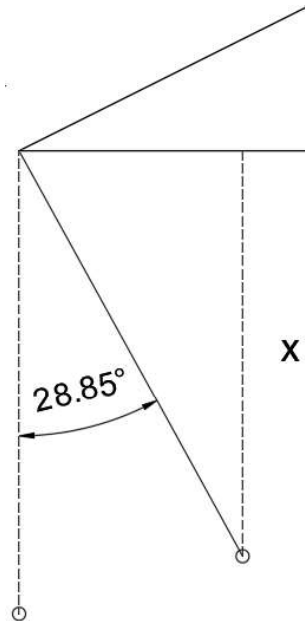


Fig. 53 Cadena de aisladores desviada.

Aplicando trigonometría:

$$x = L \cdot \text{Sen}(90^\circ - 28,85^\circ) = 1,36 \text{ m} > D_{el} = 1,20 \text{ m}$$

Siendo

L Longitud de la cadena de aisladores (aisladores + herrajes). **L = 1,554.**

Se ve que la longitud de cadena es correcta pues en la máxima desviación prevista para ésta se sigue respetando la distancia mínima entre conductores y partes puestas a tierra. En caso de considerarse que el resultado obtenido no es satisfactorio podría estudiarse el empleo de contrapesos que limitaran la oscilación del cable o la adición de herrajes que alargaran la cadena.

2.4.3. Distancias al terreno, caminos, sendas y cursos de agua no navegable.

En este apartado se determinará, la altura a la cual deben estar fijados los cables en el apoyo para cumplir con las distancias al suelo establecidas por la ITC LAT 07 [18] en los puntos más próximos al terreno de los cables.

En las condiciones más desfavorables, la flecha máxima de los conductores es 21,15 metros (ver apartado 2.1.1) y la Instrucción Técnica [18] impone que la distancia al suelo mínima será aquella que impida descargas de conductores a partes con tensión de tierra más una distancia adicional por tratarse de una distancia externa. De esta manera se define:

$$\text{Distancia} = D_{el} + D_{add} = 5,3 + D_{el}$$

Así pues, la distancia mínima de los conductores al suelo será de **6,5 m.**

Sumando esto a la flecha máxima obtenemos que la altura mínima a la que deberán estar fijados los cables es de 27,65 m. Y teniendo en cuenta que el cable no se une directamente al apoyo, sino que lo hace mediante una cadena de aisladores de suspensión, la distancia a la que deberá encontrarse la cruceta del apoyo del suelo será la anterior más la longitud de la cadena de aisladores, lo cual son **29,21 m**. Redondeando y con ánimo de establecer un pequeño margen de seguridad la altura de la cruceta de la torre se encontrará una distancia mínima del suelo de:

30 m.

Queda fuera del alcance de este proyecto, pero restaría estudiar la orografía del terreno con intención de comprobar si en algún punto a lo largo de la línea existiera terreno elevado entre apoyos que comprometiera la distancia de seguridad de los conductores al suelo.

2.4.4. Otras Distancias.

Existen más distancias y paralelismos regulados por la ITC LAT 07 [18] a la hora de emplazar la línea eléctrica de alta tensión que han de tenerse en cuenta. Estas se listan a continuación:

- Distancia a otras líneas eléctricas aéreas o líneas de telecomunicación (cruzamientos y paralelismos).
- Distancias a carreteras (cruzamientos y paralelismos).
- Distancias a ferrocarriles sin electrificar (cruzamientos y paralelismos).
- Distancias a ferrocarriles electrificados, tranvías y trolebuses (cruzamientos y paralelismos).
- Distancias a teleféricos y cables transportadores (cruzamientos y paralelismos).
- Distancias a ríos y canales navegables o flotables (cruzamientos y paralelismos).
- Paso por bosques, árboles, masas de arbolado, edificios, construcciones o zonas urbanas.
- Proximidad a aeropuertos, parque eólicos u obras.

Todas estas distancias no van a calcularse porque poco o nada aportan a la concepción del apoyo. Son cálculos más propios de un proyecto de línea eléctrica a la hora de emplazar y trazar esta, por lo que escapa al alcance del presente proyecto.

2.5. Situación de los cables de guarda.

Los cables de guarda son los encargados de proteger la línea de sobretensiones y de apantallar eléctricamente los cables conductores. Para que éstos puedan realizar eficazmente esta segunda misión, es necesario que estén situados de manera apropiada en el apoyo. Por lo tanto, se deberá tener en cuenta la posición relativa entre los conductores y los cables de tierra.

La ITC LAT 07 [18] recomienda en su apartado 2.1.7 que el ángulo que forma la vertical que pasa por el punto de unión del cable de guarda con la torre con la línea que une dicho punto con cualquier cable conductor no debe exceder los 35°. Existe una excepción cuando se trata de apoyos protegidos por dos cables de guarda, ya que los conductores que se encuentran entre ambos quedarán apantallados aunque no entren dentro de la zona triangular descrita. Esto se debe a que la zona de apantallamiento entre dos cables de guarda adopta la forma de un semicírculo de diámetro igual a la línea imaginaria que conecta ambos cables de tierra.

El armado que sustenta finalmente los cables conductores y de guarda deberá asegurar que los cables conductores queden dentro del área definida por las líneas punteadas de la Fig. 54.

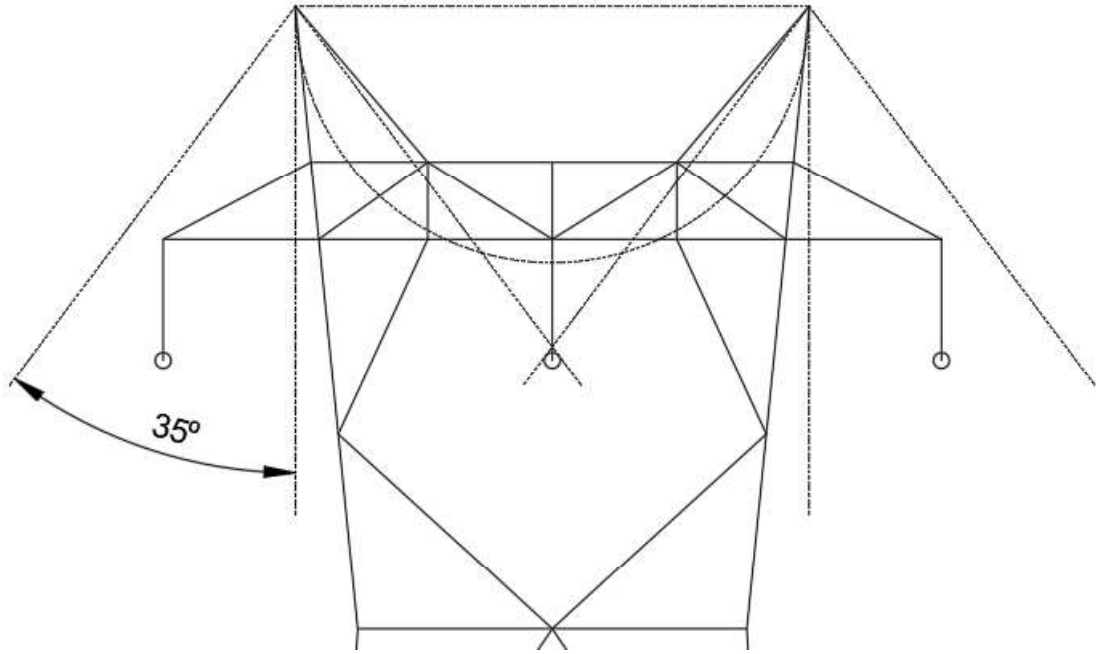


Fig. 54 Zona de apantallamiento efectiva de los cables de guarda.

El diseño actual es válido en cuanto a la ubicación de los cables de tierra.

Diseño de una torre en celosía de alta tensión de 35 m de altura con perfiles tubulares de acero.

3. ANEXO DE CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA.

3.1. Acciones.

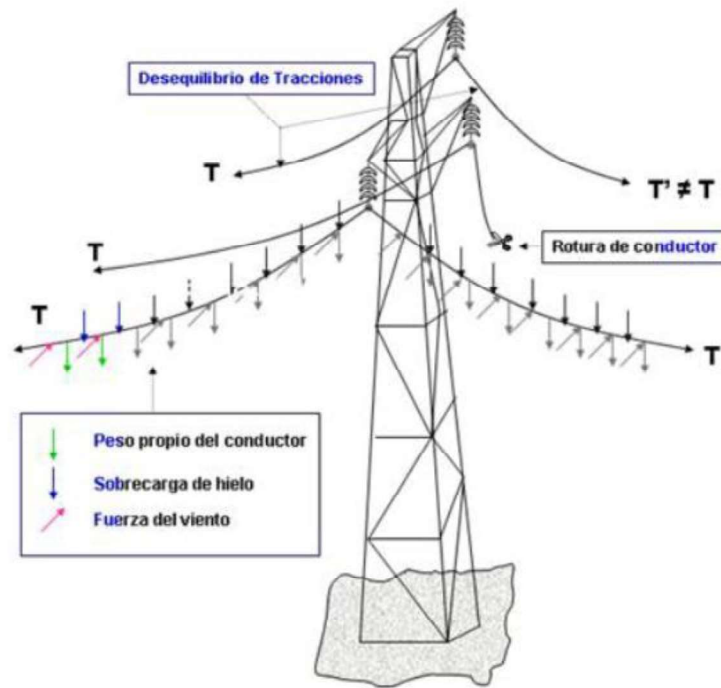


Fig. 55 Esquema de la actuación de fuerzas sobre un apoyo de línea aérea [10].

3.1.1. Cargas Permanentes.

Las cargas permanentes consideradas en este proyecto son las que se derivan del peso propio de los elementos estructurales y del cable.

3.1.1.1. Peso Propio.

El peso propio viene dado por el peso de los perfiles de acero que forman la celosía. Esta carga se encuentra repartida a lo largo de toda la estructura como el producto de la longitud de barras de acero por la masa por metro lineal del perfil de cada barra.

En el apartado 1.6.6.3 pueden verse los perfiles definitivos a emplear en el apoyo y en el apartado 3.3 el peso por unidad de longitud de éstos.

Dado que se trata de una carga difícil de caracterizar analíticamente, será el software informático el encargado de aplicarla a la estructura, referenciando únicamente en la Tabla 28 el peso total de la torre.

Tabla 28 Peso de la estructura con perfiles definitivos.

Perfil	Metros lineales (m)	Peso propio (kg/m)	Peso total (kg)
#40.3,2	56,48	3,61	203,89
#50.3,2	38,63	4,62	178,47
#60.3,2	47,51	5,62	267,01
#70.3,2	611,40	6,63	4053,58
#90.3,2	28,4	8,64	245,38
#110.3,2	132,45	10,6	1403,97
Total estructura	914,87	-	6352,30

3.1.1.2. Carga del Cable.

En las Tablas 6 y 7 pueden leerse los pesos propios de cada cable, lo cual, dado que el vano es de 500 m, genera una carga total de:

$$C = p \cdot a_v$$

Siendo:

- C Carga del cable.
- p Peso propio del cable.
- a_v Vano de viento o eolovano¹⁰.

Operando:

Conductores: **C = 4788,5 N.**

Cables de Guarda: **C = 4140 N.**

Para la validez del resultado anterior, la altura de los puntos de engrape de los cables en los apoyos previo y posterior al calculado debe ser la misma que la de éste. De lo contrario, el peso de los cables no se repartiría equitativamente entre los dos apoyos a los que está unido¹¹. Con ánimo de simplificar los cálculos y a falta de más datos de la línea, se supondrán los apoyos perfectamente alineados.

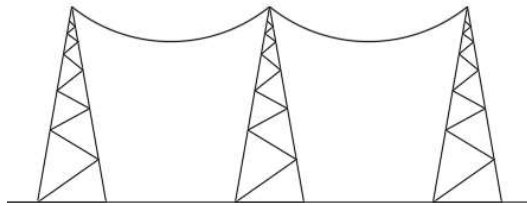


Fig. 56 Línea al mismo nivel.

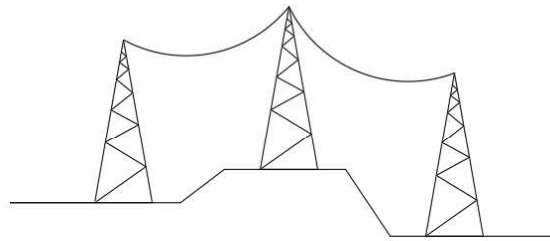


Fig. 57 Línea a distinto nivel.

3.1.2. Cargas Variables.

Las cargas variables consideradas en el presente proyecto serán las provocadas por los fenómenos de hielo y viento.

3.1.2.1. Hielo

El efecto del hielo se estudia como la formación de un manguito (Fig. 59) de un determinado volumen establecido por la ITC LAT 07 [18] alrededor del cable. En el caso de este proyecto, la torre está ubicada en zona B, es decir, entre 500 y 1000 m de altitud; por lo que la instrucción impone un peso por formación de hielo de:

$$H = 0,18 \cdot \sqrt{d} \cdot a_v$$

Siendo:

¹⁰ A efectos prácticos, en este proyecto, la longitud del vano es equivalente a la longitud del eolovano (designación utilizada por la ITC LAT 07 [18]). La longitud del vano es la longitud sobre la que está tendido un cable en concreto, mientras que la longitud del eolovano es la semisuma de las longitudes de los dos vanos adyacentes a un apoyo. Como en el caso que aquí ocupa se considera al apoyo flanqueado por dos vanos iguales y de 500 m, ambos conceptos son equivalentes.

¹¹ Concepto de gravivano. Hace referencia a la longitud de cable tributaria para cada apoyo a los lados del vano sobre el que se sustenta éste. Es un concepto aplicado para vanos cuyos apoyos colindantes se encuentran a diferente nivel, por lo que no volverá a aparecer durante el resto del trabajo.

- H Carga de hielo en daN.
- d Diámetro del conductor en milímetros, extraído de las Tablas 6 y 7.
- a_v Vano de viento o eolovano.

Operando:

Conductores: **H = 4202,15 N.**

Cables de Guarda: **H = 3818,38 N.**

3.1.2.2. Viento.

La carga de viento se considera una carga variable que actúa horizontal y perpendicularmente sobre los distintos elementos de la instalación.

Atendiendo a la ubicación de la torre, el Instituto para la diversificación y ahorro de la energía muestra que las rachas máximas medias de viento tienen lugar en la estación de invierno.

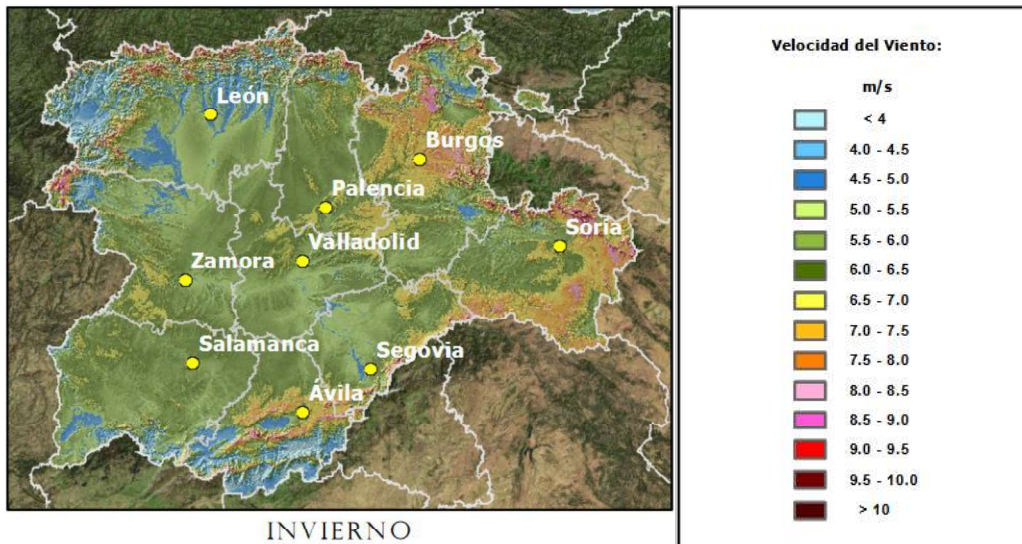


Fig. 58 Mapa de Viento en invierno en Castilla y León. [20]

Además, la Agencia Estatal de Meteorología aporta datos diarios sobre la velocidad del viento, pudiendo verse que en días muy puntuales se supera el umbral de 96km/h [25] en la ubicación de la línea (máximo umbral de velocidad de viento referenciado por el organismo).

La ITC LAT 07 [18] recomienda unos valores de cálculo de 120 km/h (33,33 m/s) para líneas aéreas de alta tensión y 140 km/h para líneas especiales. Dado que la línea en cuestión es de la primera categoría, se tomará el valor de **120km/h**. A la vista de los datos aportados por AEMET, esta velocidad del viento no es escasa en la ubicación de la torre por lo que no es necesario tomar una velocidad mayor.

La citada instrucción diferencia también entre los distintos elementos de la torre a la hora de analizar la actuación del viento, por lo que se desglosará el efecto de este uno por uno.

- Fuerzas del Viento Sobre los Conductores.

$$q = 50 \cdot \left(\frac{v_v}{120}\right)^2 = 50 \cdot \left(\frac{120}{120}\right)^2 = 50 \frac{daN}{m^2} = 500 \frac{N}{m^2}$$

Para cables con $d > 16mm$.

$$V_C = q \cdot d \cdot a_v$$

Siendo:

- V_C Fuerza horizontal del viento sobre los cables.
- q Presión del viento.
- d Diámetro del conductor extraído de las Tablas 6 y 7.

Operando:

$$\text{Conductores: } V_C = 5450 \text{ N.}$$

$$\text{Cables de Guarda: } V_C = 4500 \text{ N.}$$

La ITC [18] no contempla posibles efectos pantalla al viento entre cables, es decir, el efecto del viento sobre cada uno no se ve atenuado por la proximidad de cables cercanos.

- Fuerzas del Viento Sobre los Conductores en presencia de Hielo¹².

Cuando se considere simultaneidad entre efectos de viento y de hielo el diámetro del conductor se ve afectado por un manguito de hielo. Esto provoca que el área de acción del viento aumente debido al aumento de grosor de cable tal y como muestra el siguiente esquema:

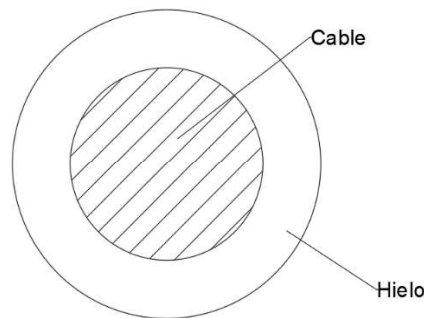


Fig. 59 Esquema de un Cable Recubierto por un Manguito de Hielo.

El cálculo ahora es análogo al anterior, únicamente variará el diámetro del conductor.

Sabemos que el peso ejercido por el hielo en el eolovano correspondiente del apoyo es de 4202,15 N para conductores y 3818,38 N para cables de guarda (Apartado 3.1.2.1) y el peso específico del hielo (γ_h) que recomienda utilizar la ITC [18] es de 7500 N/m³. De esta manera podemos calcular el volumen del hielo formado en el eolovano y de ahí el aumento de sección de ambos cables:

$$V_h = \frac{H}{\gamma_h}$$

$$S_h = \frac{V_h}{a_v}$$

$$S_{cable} = \frac{D_{cable}^2 \cdot \pi}{4}$$

¹² Como se verá más adelante en el apartado 3.2, esta carga no se utilizará en el cálculo del apoyo que aquí se trata debido a la naturaleza de éste. La hipótesis combinada de viento y hielo sólo es aplicable a apoyos de categoría especial, mientras que el calculado en este proyecto es de primera categoría.

$$S_{tot} = S_h + S_{cable}$$

$$D_{tot} = \sqrt{S_{tot} \cdot \frac{4}{\pi}}$$

Siendo:

Tabla 29 Valores para el cálculo de las fuerzas del viento sobre los conductores en presencia de hielo.

	Descripción	Conductores	Guarda
H (N)	Carga de hielo	4202,15	3818,38
V _h (m ³)	Volumen de hielo a lo largo de todo el cable	0,5603	0,5092
S _h (mm ²)	Superficie de la corona circular formada por el hielo	1120,6	1018,3
D _{cable} (mm)	Diámetro del cable (Tablas 6 y 7)	21,8	18,0
S _{cable} (mm ²)	Superficie aparente del cable ¹³	373,25	254,47
S _{tot} (mm ²)	Superficie del conjunto cable más corona circular de hielo	1493,86	1272,70
D _{tot} (mm)	Diámetro del conjunto cable más corona circular de hielo	43,62	40,26

Se repite ahora el cálculo de la fuerza horizontal que ejerce el viento sobre el cable con el efecto del hielo agregado:

$$V_{C+H} = q \cdot D_{tot} \cdot a_v$$

Operando:

$$\text{Conductores: } V_{C+H} = \mathbf{10905 \text{ N.}}$$

$$\text{Cables de Guarda: } V_{C+H} = \mathbf{10065 \text{ N.}}$$

- Fuerzas del Viento Sobre las Cadenas de Aisladores.

La ITC LAT 07 [18] propone que para el cálculo de la fuerza que ejerce el viento sobre las cadenas de aisladores se utilice como área de incidencia la propia de estos elementos proyectada horizontalmente en un plano vertical. Sin embargo, debido a la complejidad morfológica de estos, se ha optado por realizar una simplificación que admite que el área de incidencia del viento será un rectángulo de lados D y P (ver Fig. 19 y Tabla 8). Dicho área es mayor que la real del proyectada, por lo que permite quedar del lado de la seguridad.

$$q = 70 \cdot \left(\frac{v_v}{120}\right)^2 = 70 \cdot \left(\frac{120}{120}\right)^2 = 70 \frac{daN}{m^2} = 700 \frac{N}{m^2}$$

$$V_A = q \cdot A_i \cdot n \approx q \cdot D \cdot P \cdot n$$

Siendo:

A_i Área de la cadena de aisladores proyectada sobre un plano vertical.

D Diámetro máximo nominal de la parte aislante.

¹³ Es necesario distinguir sección efectiva de sección aparente. El dato que viene en las Tablas 6 y 7 es la sección efectiva, eliminando huecos vacíos que pudiera haber dentro del cable. La sección aparente surge de operar $(d^2 \cdot \pi) / 4$, la cual es la sección geométrica que se tendría si el cable fuese macizo. Es esta última la que se tiene en cuenta a la hora de calcular la carga de viento sobre el cable.

- P Paso nominal.
 n Número de aisladores en la cadena (n = 10, apartado 2.2).

Operando:

$$V_A = 226,7 \text{ N.}$$

- Fuerza del Viento Sobre los Apoyos en Celosía.

$$q = 170 \cdot \left(\frac{v_v}{120}\right)^2 = 170 \cdot \left(\frac{120}{120}\right)^2 = 170 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2} = 1700 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Según actúe la carga en dirección longitudinal o transversal de la línea aérea de alta tensión, el área expuesta al viento que presente la estructura (Fig. 60 y 61) será distinta. De este modo, la fuerza resultante que ejerce el viento sobre la celosía según la ITC [18] responde a la expresión siguiente:

$$F_v = q \cdot A_T = \text{Resultante}$$

Siendo:

- A_T Área del apoyo expuesta al viento proyectada sobre un plano perpendicular a la acción del viento.

El cálculo de la resultante de viento que actúa sobre el apoyo en celosía depende de la geometría de éste y del perfil utilizado en sus barras. Hay que tener en cuenta que cuanto mayor sea el perfil, más resistente será la torre ante las acciones externas, pero mayor será la acción de viento sobre la celosía.

En vistas de lo anterior, es fácil percatarse de que la acción del viento sobre la celosía será una carga que habrá que calcular iterativamente a medida que aumente el canto de los perfiles empleados. Si así se reflejara en este documento, aparecerían excesivas e innecesarias cargas de viento diferentes, por lo que se mostrarán aquí únicamente las que actúan sobre la torre con los perfiles del predimensionado (apartado 3.5.2) y los definitivos (apartado 1.6.6.3)

Tabla 30 Área expuesta al viento con los perfiles calculados en el predimensionado.

Dirección	Perfil	Canto (m)	Longitud barras (m)	Área expuesta (m ²)	Área expuesta total (m ²)
Transversal	#70.3,2	0,07	163,14	11,4198	12,5834
	#50.3,2	0,05	20,07	1,0036	
	#40.3,2	0,04	4,00	0,1600	
Longitudinal	#70.3,2	0,07	207,96	14,5572	16,9788
	#50.3,2	0,05	30,50	1,5250	
	#40.3,2	0,04	22,41	0,8966	

Tabla 31 Área expuesta al viento con los perfiles definitivos.

Dirección	Perfil	Canto (m)	Longitud (m)	Área expuesta (m ²)	Área expuesta total (m ²)
Transversal	#110.3,2	0,11	66,08	7,2692	15,4343
	#90.3,2	0,09	2,00	0,1800	
	#70.3,2	0,07	97,06	6,7939	
	#60.3,2	0,06	10,77	0,6462	
	#50.3,2	0,05	9,30	0,4650	
	#40.3,2	0,04	2,00	0,0800	
Longitudinal	#110.3,2	0,11	66,14	7,2757	20,3639
	#90.3,2	0,09	12,2	1,0980	
	#70.3,2	0,07	141,82	9,9272	
	#60.3,2	0,06	12,94	0,7762	
	#50.3,2	0,05	17,56	0,8782	
	#40.3,2	0,04	10,21	0,4086	

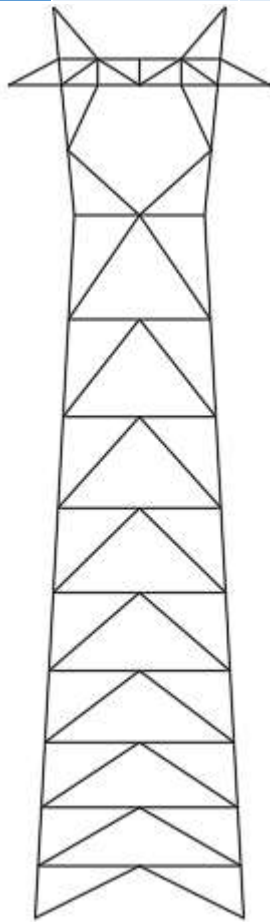


Fig. 60 Área expuesta al viento en dirección longitudinal.

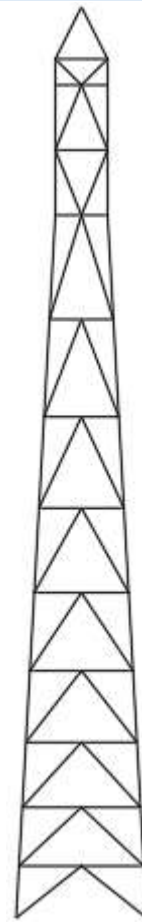


Fig. 61 Área expuesta al viento en dirección transversal.

Operando:

Viento transversal perfil predimensionado: $F_v = 21391,55 \text{ N}$.

Viento longitudinal perfil predimensionado: $F_v = 28863,98 \text{ N}$.

Viento transversal perfil definitivo: $F_v = 26238,31 \text{ N}$.

Viento longitudinal perfil definitivo: $F_v = 34618,63 \text{ N}$.

Se desprecian posibles efectos pantalla de unas barras a otras, ya que los huecos en la estructura ocupan un porcentaje muy considerable de ésta. Por esta misma razón no se tendrá en cuenta el efecto de succión que pueda producir el viento sobre la estructura.

La instrucción aporta los datos de la velocidad del viento y las expresiones para calcular la fuerza resultante que este ejercerá sobre la estructura, sin embargo, no hace mención a la repartición de ésta a lo largo de las barras. Una primera aproximación podría ser la de considerar el viento uniformemente distribuido por toda la estructura, sin embargo, dicha aproximación distaría enormemente de la realidad, ya que el viento obedece la ley potencial de Hellman (Fig. 62) en su variación de la velocidad con la altura. Para alcanzar una solución de compromiso entre fidelidad a la realidad y sencillez de cálculo, se ha optado por variar la carga de viento de forma lineal con la altura. Esto quiere decir que la fuerza que ejercerá el viento sobre la celosía a ras de suelo será nula e irá aumentando con la altura, describiendo una distribución de carga triangular tal y como se aprecia en la Fig. 63. Por último, hay que tener cuidado con que la resultante de la carga triangular descrita sea igual a la calculada anteriormente en este mismo subapartado para respetar las instrucciones de la ITC [18].

Procediendo de esta manera, el problema ahora consiste en calcular la ecuación de la recta que describe la carga triangular. Ésta tiene forma:

$$F'_v = m \cdot h + n$$

Siendo:

- F'_v Fuerza que ejerce el viento en cada punto.
- m Pendiente de la ecuación de la recta.
- h Altura.
- n Término independiente de la ecuación de la recta.

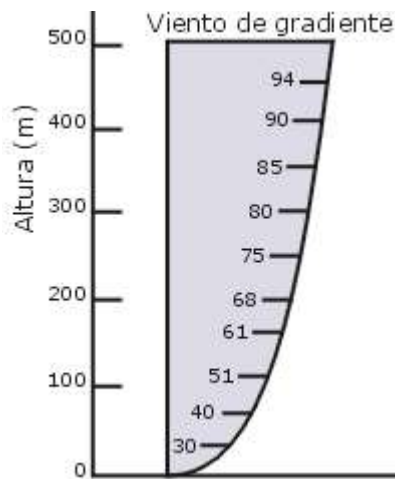


Fig. 62 Ley de Hellmann.

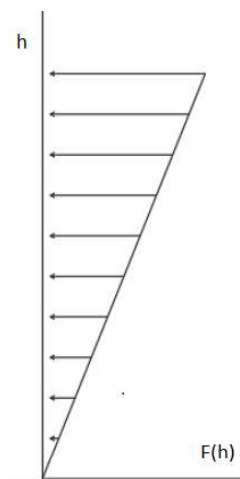


Fig. 63 Distribución lineal.

Siendo $n = 0$ debido a que la velocidad del viento a la altura del terreno es nula por principios fluidomecánicos de rozamiento, queda como única incógnita la pendiente de la recta. Sabiendo que el área bajo la función es igual a la resultante de la fuerza del viento calculada anteriormente con la expresión de la ITC [18] se procede:

$$F_v = \text{Resultante} = \int_0^{35} F'_v \cdot dh = \int_0^{35} m \cdot h \cdot dh$$

Dónde el límite superior 35 hace referencia a la altura del apoyo.

Resolviendo la ecuación, se obtiene que la pendiente de la recta en cada caso vale:

Resultante del viento transversal predimensionado: $m = 34,925 \text{ N/m}^2$.

Resultante del viento longitudinal predimensionado: $m = 47,125 \text{ N/m}^2$.

Resultante del viento transversal definitivo: $m = 42,838 \text{ N/m}^2$.

Resultante del viento longitudinal definitivo: $m = 56,520 \text{ N/m}^2$.

Por lo que la fuerza del viento sobre la estructura en celosía en función de la altura para el cálculo a realizar en este proyecto responderá a siguiente expresión:

$$F'_v = m \cdot h$$

Donde m toma los diferentes valores calculados anteriormente.

La expresión anterior proporciona una distribución continua de viento, pero el software utilizado para el análisis de la estructura no maneja este tipo de datos. La solución por la que se opta es la de discretizar la carga de viento dividiéndola en escalones aplicados sobre la estructura tal y como ilustra la Fig. 64.

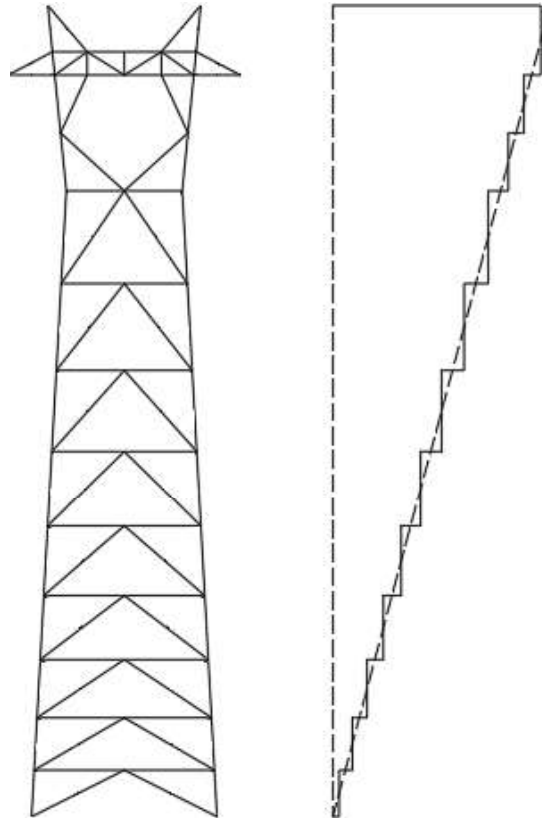


Fig. 64 Discretización de la acción de viento sobre la celosía.

Se ha dividido el apoyo en 13 paños de viento diferentes sobre los cuales actúa una carga de viento uniforme fruto de la expresión:

$$F_{vu} = m \cdot \frac{(h_{i+1} + h_i)}{2} \cdot (h_{i+1} - h_i)$$

Siendo:

F_{vu} Fuerza resultante sobre cada paño.

h_i Altura inferior del paño en cuestión.

Aplicando la expresión para cada uno de los paños obtenemos las Tablas 32 y 33, en las cuales se reflejan las cargas de viento a distribuir uniformemente por cada uno de los paños de la celosía en los casos de viento transversal y longitudinal.¹⁴

Tabla 32 Fuerzas resultantes en cada paño de la carga de viento en dirección transversal sobre la celosía.

Paño	Altura inferior (m)	Altura superior (m)	Longitud del paño (m)	Punto medio (m)	Resultante sobre el paño (N)
1	0,00	2,00	2,00	1,000	85,68
2	2,00	4,25	2,25	3,125	301,21
3	4,25	6,75	2,50	5,500	589,02
4	6,75	9,50	2,75	8,125	957,16
5	9,50	12,50	3,00	11,000	1413,66
6	12,50	15,75	3,25	14,125	1966,53
7	15,75	19,25	3,50	17,500	2623,83
8	19,25	23,00	3,75	21,125	3393,58
9	23,00	27,00	4,00	25,000	4283,81
10	27,00	29,50	2,50	28,250	3025,44
11	29,50	32,00	2,50	30,750	3293,18
12	32,00	33,00	1,00	32,500	1392,24
13	33,00	35,00	2,00	34,000	2912,99
Fuerza total = Resultante					26238,31

Tabla 33 Fuerzas resultantes en cada paño de la carga de viento en dirección longitudinal sobre la celosía.

Paño	Altura inicio (m)	Altura fin (m)	Longitud del paño (m)	Punto medio (m)	Resultante sobre el paño (N)
1	0,00	2,00	2,00	1,000	113,04
2	2,00	4,25	2,25	3,125	397,41
3	4,25	6,75	2,50	5,500	777,15
4	6,75	9,50	2,75	8,125	1262,87
5	9,50	12,50	3,00	11,000	1865,17
6	12,50	15,75	3,25	14,125	2594,63
7	15,75	19,25	3,50	17,500	3461,86
8	19,25	23,00	3,75	21,125	4477,46
9	23,00	27,00	4,00	25,000	5652,02
10	27,00	29,50	2,50	28,250	3991,74
11	29,50	32,00	2,50	30,750	4344,99
12	32,00	33,00	1,00	32,500	1836,91
13	33,00	35,00	2,00	34,000	3843,37
Fuerza total = Resultante					34618,63

Puede comprobarse que la suma de todas las fuerzas de viento a aplicar sobre cada paño coincide con el valor de la resultante de viento que actúa sobre la estructura recomendada por la ITC LAT 07 [18].

$$F_1 + F_2 + F_3 + \dots + F_{13} = q \cdot A_T = \text{Resultante}$$

¹⁴ Las Tablas 32 y 33 se han calculado directamente para la fuerza de viento con el perfil definitivo extraído del apartado 1.6.6.3, no se calculan también las fuerzas de viento en los paños para los perfiles de predimensionado para no abrumar al lector con cálculos repetidos.

3.1.3. Accidentales.

Las acciones accidentales que se van a tratar en este proyecto serán aquellas que la ITC LAT 07 [18] considera en sus hipótesis de carga recomendadas como “anormales”. Estas son las acciones derivadas de desequilibrios y de la rotura de conductores y cables de tierra. Asimismo, se comentará brevemente la acción de sismo, considerada también como accidental. Por otro lado, los esfuerzos derivados de fenómenos de impacto o incendio quedan fuera del alcance del proyecto.

3.1.3.1. Desequilibrios.

La ITC LAT 07 [18] recomienda para esta carga utilizar un 15% de la tracción unilateral de cada cable conductor y de tierra por unirse los cables al apoyo mediante cadenas de suspensión. Esta carga va aplicada en dirección horizontal en el punto de fijación de los cables en el apoyo.

Teóricamente, las tracciones ejercidas por los cables deberían estar equilibradas, por lo que éstos únicamente transmitirían su peso como una fuerza vertical al punto de anclaje. Sin embargo, pueden darse fenómenos como deshielo irregular en los cables a ambos lados del apoyo o bien la posada de aves sobre los cables de guarda; por lo que habrá que prever un cierto esfuerzo horizontal longitudinal a los cables por parte de estos.

La hipótesis de cálculo de la ITC que recoge la situación de desequilibrio del apoyo (3ª hipótesis) contempla también sobrecarga de hielo simultánea. Tal y como señala el pie de página de la Tabla 7 del apartado 3.5.3 de la ITC LAT 07 [18] (Tabla 35 de este documento) la tensión a considerar los cables será la propia de la situación de -15°C con sobrecarga de hielo (apartado 2.1.1). En esta situación, la tensión de los cables conductores será **T = 100,67 MPa** y la de los cables de guarda **T = 142,59 MPa**. Multiplicando por la sección del cable correspondiente se obtendrá la fuerza que estos ejercen sobre el apoyo en situación de equilibrio. De esta manera la expresión para calcular la fuerza de desequilibrio es:

$$D = 0,15 \cdot T \cdot S$$

Siendo:

Tabla 34 Valores para el cálculo de la fuerza de desequilibrio.

	Descripción	Conductores	Guarda
D (N)	Carga de desequilibrio del apoyo	-	-
T (MPa)	Tensión del cable	100,67	142,59
S (mm ²)	Sección de cable	281,1	180

Operando:

Conductores: **D = 4244,75 N.**

Cables de Guarda: **D = 3849,93 N.**

3.1.3.2. Rotura de Cable.

La ITC LAT 07 [18] impone, para el cálculo, considerar la rotura de uno o varios conductores de una sola fase o cable de tierra por apoyo. En el caso que aquí ocupa esto se traduce en la rotura de únicamente un cable conductor o un cable de tierra, ya que contamos con un único cable conductor por fase, siempre buscando la condición más desfavorable para el apoyo.

En líneas con cadenas de aislamiento de suspensión se puede reducir este esfuerzo hasta el 50% si se instalan dispositivos adaptados para este fin. En este proyecto se supondrán instalados para rebajar las exigencias sobre la estructura. Esto es debido a que la rotura de uno de los conductores en líneas de un solo cable por fase y cadenas de aislamiento de suspensión es especialmente crítica. La cadena de aisladores que trabajaba en posición vertical sometida a las

cargas propias de los diferentes pesos, pasa a trabajar en posición sensiblemente horizontal (similar a la de una cadena de amarre) al romperse uno de los conductores que llegan a ella. En esta nueva situación, si no está prevista para soportar el nuevo esfuerzo, podría romperse y desencadenar un posible efecto “dominó”. Es por ello por lo que se instalan dispositivos encargados de atenuar el esfuerzo al que se ve sometida la cadena en caso de que esto ocurra.

Para modelar esta situación en SAP2000 se aplicará la tracción de vértice correspondiente del cable conductor o de guarda roto en el punto de engrape de éste con el apoyo en el sentido del cable que permanece intacto. Esto se hará así porque en la situación previa a la rotura (Fig. 65), el apoyo está equilibrado, es decir, ambos cables conductores o de guarda situados a cada lado del apoyo y engrapados en el mismo punto traccionan longitudinalmente la torre con una fuerza de igual magnitud y dirección, pero de sentido contrario. Al romper uno de estos cables (Fig. 66), la tracción del otro ya no se ve anulada por el cable roto por lo que toda ella se descarga sobre el apoyo, el cual ha de ser capaz de resistirla.

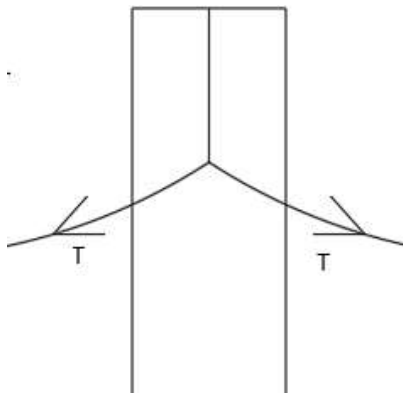


Fig. 65 Fuerzas de los cables equilibradas (componente horizontal se anula).

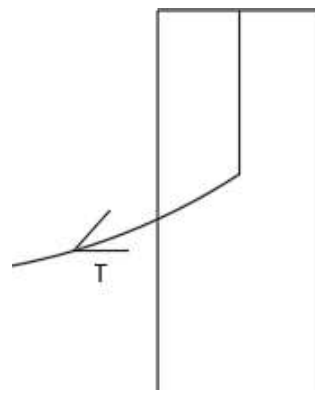


Fig. 66 Situación de rotura de cable.

Al igual que en el caso de desequilibrios, la hipótesis de cálculo de la ITC que recoge la situación de rotura de cable (4ª hipótesis) contempla también sobrecarga de hielo, por lo que la tensión a la cual se encontrarán los cables será la propia de la situación de -15°C con sobrecarga de hielo (ver apartado 2.1.1). En esta situación, la tensión de los cables conductores será $T = 100,67 \text{ MPa}$ y la de los cables de guarda $T = 142,59 \text{ MPa}$. Multiplicando ambos valores por la sección de sus respectivos cables que aparece en las Tablas 6 y 7 se obtiene que la tracción que ejerce cada cable es:

Conductores: $R = 28298,34 \text{ N}$.

Cables de guarda: $R = 25666,20 \text{ N}$.

Reduciendo los esfuerzos anteriores al 50% queda que el esfuerzo final a contemplar es:

Conductores: $R' = 14149,17 \text{ N}$.

Cables de guarda: $R' = 12833,10 \text{ N}$.

3.1.3.3. Sismo.

El emplazamiento en el cual se encuentra situado el apoyo tiene una muy baja actividad sísmica según el Instituto Geográfico Nacional [19] tal y como puede apreciarse en la Fig. 67, la cual representa la peligrosidad sísmica en el territorio nacional en el año 2015.

En vistas de la Fig. 67 se puede intuir la no necesidad de efectuar ningún cálculo para caracterizar la acción sísmica, sin embargo, esto se va a justificar mediante la NCSE-02 [21].

La línea eléctrica está situada en su totalidad en Castilla y León. En el anejo 1 de la NCSE-02, esta comunidad no aparece en el listado de comunidades y municipios con aceleración sísmica básica (a_b) mayor o igual a $0,04 \cdot g$, por lo que se entiende que este valor será menor. Por otro lado, pese a considerar la norma una línea de distribución como una construcción de importancia especial, específica en su apartado 1.2.3. lo siguiente: “la norma no será de aplicación en edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica sea inferior a $0,04 \cdot g$, siendo g la aceleración de la gravedad”.

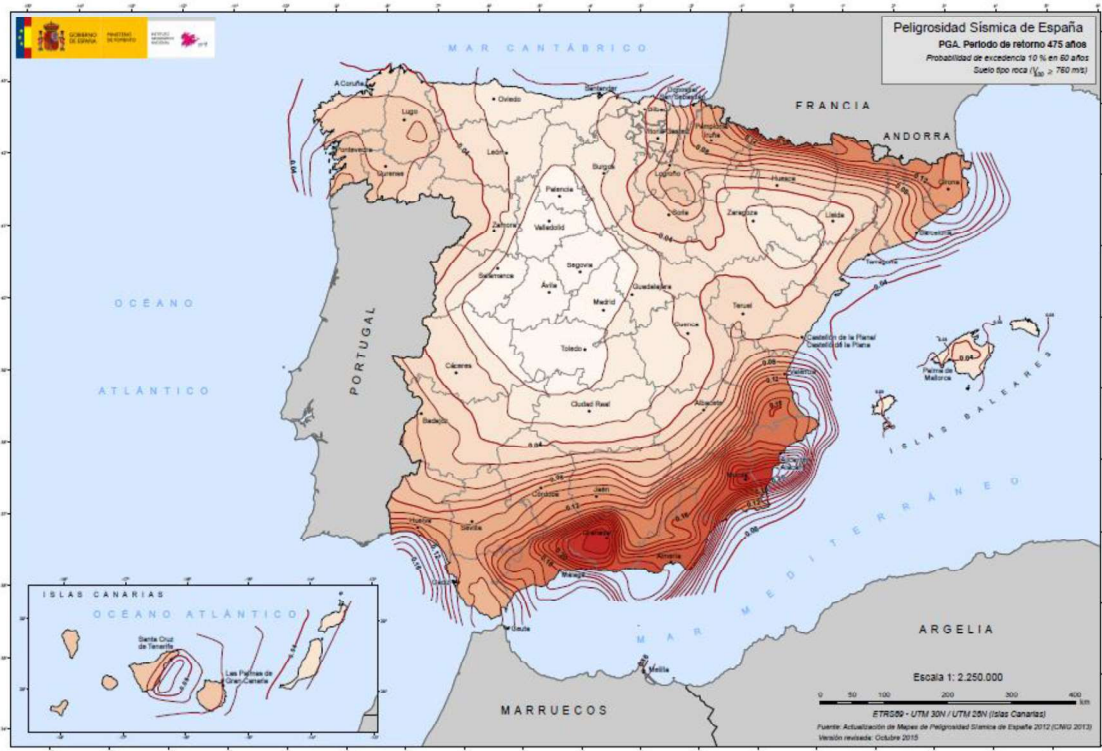


Fig. 67 Peligrosidad sísmica en España [19].

Debido a esta consideración, el cálculo de la acción sísmica no va a formar parte de este proyecto, ya que tendrá una baja repercusión sobre el apoyo comparado con otras acciones.

3.2. Hipótesis de Carga.

Las hipótesis de carga a emplear para el cálculo de la estructura en celosía vienen dadas por la ITC LAT 07 [18] en función de la zona de hielo en la que se encuentre el apoyo, del tipo de cadenas que emplee y de la tipología de ésta (alineación, ángulo, anclaje...).

En el caso que aquí se estudia se trata de un apoyo de alineación situado en zona B con cadenas de aisladores de suspensión, por lo que, según la instrucción, las hipótesis a utilizar son las remarcadas en la Tabla 35.

Para apoyos de alineación con cadenas de suspensión, como es el caso, se consideran hipótesis normales la 1ª y 2ª e hipótesis anormales 3ª y 4ª. Esto tendrá influencia directa en los coeficientes de seguridad a aplicar.

La columna “Tipo de Esfuerzo” indica la dirección de los esfuerzos, significando V esfuerzo vertical, T esfuerzo transversal y L esfuerzo longitudinal.

La 2ª hipótesis de carga está dividida en 2 pero, tal y como afirma el pie de página, la hipótesis de viento + hielo es de exclusiva aplicación para apoyos de categoría especial, por lo que no se contempla en este trabajo.

Tabla 35 Hipótesis de carga para el cálculo del apoyo según la ITC LAT 07 [18]¹⁵.

Apoyos de líneas situadas en zonas B y C (I)

TIPO DE APOYO	TIPO DE ESFUERZO	1.ª HIPÓTESIS (Viento)	2.ª HIPÓTESIS		3.ª HIPÓTESIS (Desequilibrio de tracciones)	4.ª HIPÓTESIS (Rotura de conductores)
			(Hielo)	(Hielo+Viento)		
Suspensión de Alineación	V	Cargas permanentes (apdo. 3.1.1) considerando los conductores y cables de tierra sometidos a una sobrecarga de viento (apdo. 3.1.2) correspondiente a una velocidad mínima de 120 ó 140 km/h según la categoría de la línea.	Cargas permanentes (apdo. 3.1.1) considerando los conductores y cables de tierra sometidos a la sobrecarga de hielo mínima (apdo. 3.1.3).	Cargas permanentes (apdo. 3.1.1) considerando los conductores y cables de tierra sometidos a la sobrecarga de viento mínima correspondiente a 60 km/h (apdo. 3.1.2)	Cargas permanentes (apdo. 3.1.1) considerando los conductores y cables de tierra sometidos a la sobrecarga de hielo mínima (apdo. 3.1.3).	
	T	Esfuerzo del viento (apdo. 3.1.2) correspondiente a una velocidad mínima de 120 ó 140 km/h según la categoría de la línea, sobre: - Conductores y cables de tierra. - Apoyo.	No se aplica.	Esfuerzo del viento (apdo. 3.1.2) para una velocidad mínima de 60 km/h y sobrecarga de hielo (apdo. 3.1.3) sobre: - Conductores y cables de tierra. - Apoyo.	No se aplica.	
	L	No aplica.		Desequilibrio de tracciones (apdo. 3.1.4.1)		Rotura de conductores y cables de tierra (apdo. 3.1.5.1.)

Para la determinación de las tensiones de los conductores y cables de tierra se considerará:

1.ª Hipótesis: Sometidos a una sobrecarga de viento (apdo. 3.1.2) correspondiente a una velocidad mínima de 120 ó 140 km/h según la categoría de la línea y a la temperatura de -10 °C en zona B y -15 °C en zona C.
Resto hipótesis: Sometidos a una sobrecarga de hielo mínima (apdo. 3.1.3) y a la temperatura de -15 °C en zona B y -20 °C en zona C. En las líneas de categoría especial, además de la sobrecarga de hielo, se considerarán los conductores y cables de tierra sometidos a una sobrecarga de viento mínima correspondiente a 60 km/h (apdo. 3.1.2). La 2ª Hipótesis (Hielo+Viento) será de aplicación exclusiva para las líneas de categoría especial.

Puede observarse en la tabla anterior que se habla de “peso de los conductores y cables de tierra sometidos a una sobrecarga de viento/hielo correspondiente a una velocidad mínima de 120 km/h”. Esta acción como tal no se ha visto en el apartado 3.1 debido a que su cálculo sólo tiene sentido en líneas cuyos apoyos continuos se encuentran a diferente nivel¹⁶. En el caso que aquí ocupa, como se ha considerado que todos los apoyos se encuentran idealmente alineados, no se va a prestar atención a esta puntualización y dicho peso de los cables será el considerado en el apartado 3.1.1.2.

A continuación, se va a desglosar la Tabla 35 traduciéndola al contexto de este proyecto para su mejor comprensión con la intención de conformar un prontuario al cual acudir cuando se realice el modelado y simulación por ordenador.

- Hipótesis 1 (viento).

La hipótesis 1ª o hipótesis de viento se va a tratar de una forma ligeramente distinta a cómo se hace en la ITC LAT 07 [18]. En la ITC se considera únicamente al viento actuando en dirección transversal a la línea, es decir, atacando al apoyo “de lado”. En esta situación el apoyo sufre la acción de viento sobre los cables, cadenas de aisladores y barras que conforman la estructura en celosía. Sin embargo, lo que no contempla la ITC es al viento soplando longitudinalmente a la línea. Esto supondría que la acción no actuaría sobre los cables, pero sí de una forma más acusada sobre la estructura en celosía, ya que ésta presenta más superficie tributaria cuando el viento actúa “de cara”. Por criterio del proyectista se dividirá la hipótesis 1ª en dos subhipótesis, 1ªx y 1ªy. La hipótesis 1ªx será aquella que describe la ITC (Tablas 36 y 37) y la 1ªy será aquella en la que el viento actúa en dirección longitudinal a la línea (Tablas 38 y 39).

¹⁵ Tener en cuenta que los apartados referenciados en la tabla son los apartados de la propia ITC [18] y no de este documento.

¹⁶ En realidad, lo más normal es que en las líneas de alta tensión, los apoyos (y concretamente los puntos de engrape de los conductores) no estén perfectamente al mismo nivel. En ese caso, al no ser simétrico el tendido del cable a lo largo del vano, se produce un reparto desigual del peso del cable en presencia de viento o hielo, lo cual se ha de tener en cuenta a la hora de analizar las cargas permanentes que actúan sobre el apoyo (concepto de gravivano).

Tabla 36 Acciones de la hipótesis de carga 1x I.

Acciones	Permanentes	Variables
Verticales	-Peso propio del apoyo. -Peso propio de conductores y cables de guarda sometidos a sobrecarga de viento de 120 km/h. -Peso propio de aisladores y herrajes.	-
Horizontales	-	-Acción de viento de 120 km/h sobre cables, aisladores y apoyo sin presencia de hielo.
Longitudinales	-	-

Tabla 37 Acciones de la hipótesis de carga 1x II.

Acción	Punto de aplicación	Valor (N)
Peso propio del apoyo	A lo largo de todas las barras del apoyo.	¹⁷
Peso propio de conductores sometidos a sobrecarga de viento de 120 km/h	Unión conductores-apoyo.	4788,5
Peso propio de cables de guarda sometidos a sobrecarga de viento de 120 km/h	Unión cables de tierra-apoyo.	4140
Peso propio de aisladores y herrajes	Unión conductores-apoyo.	523,4
Acción de viento sobre conductores sin presencia de hielo	Unión conductores-apoyo.	5450
Acción de viento sobre cables de tierra sin presencia de hielo	Unión cables de tierra-apoyo.	4500
Acción de viento sobre los aisladores	Unión conductores-apoyo.	226,7
Acción de viento sobre el apoyo	A lo largo de todas las barras del apoyo	¹⁸

Tabla 38 Acciones de la hipótesis de carga 1y I.

Acciones	Permanentes	Variables
Verticales	-Peso propio del apoyo. -Peso propio de conductores y cables de guarda sometidos a sobrecarga de viento de 120 km/h. -Peso propio de aisladores y herrajes.	-
Horizontales	-	-
Longitudinales	-	-Acción de viento de 120 km/h sobre aisladores y apoyo sin presencia de hielo.

¹⁷ Lo calculará SAP2000 a partir del material y el perfil asignado a las barras.

¹⁸ Se verá con más detalle en el apartado 3.5.3.

Tabla 39 Acciones de la hipótesis de carga 1y II.

Acción	Punto de aplicación	Valor (N)
Peso propio del apoyo	A lo largo de todas las barras del apoyo.	-
Peso propio de conductores sometidos a sobrecarga de viento de 120 km/h	Unión conductores-apoyo.	4788,5
Peso propio de cables de guarda sometidos a sobrecarga de viento de 120 km/h	Unión cables de tierra-apoyo.	4140
Peso propio de aisladores y herrajes	Unión conductores-apoyo.	523,4
Acción de viento sobre los aisladores	Unión conductores-apoyo.	226,7
Acción de viento sobre el apoyo	A lo largo de todas las barras del apoyo	-

- Hipótesis 2 (hielo).

Tabla 40 Acciones de la hipótesis de carga 2 I.

Acciones	Permanentes	Variables
Verticales	-Peso propio del apoyo. -Peso propio de conductores y cables de guarda sometidos a sobrecarga de hielo. -Peso propio de aisladores y herrajes.	-Acción de hielo sobre conductores y cables de tierra.
Horizontales	-	-
Longitudinales	-	-

Tabla 41 Acciones de la hipótesis de carga 2 II.

Acción	Punto de aplicación	Valor (N)
Peso propio del apoyo	A lo largo de todas las barras del apoyo	-
Peso propio de conductores sometidos a sobrecarga de hielo	Unión conductores-apoyo.	4788,5
Peso propio de cables de guarda sometidos a sobrecarga de hielo	Unión cables de tierra-apoyo.	4140
Peso propio de aisladores y herrajes	Unión conductores-apoyo.	523,4
Acción de hielo sobre conductores	Unión conductores-apoyo.	4202,15
Acción de hielo sobre cables de tierra	Unión cables de tierra-apoyo.	3818,38

- Hipótesis 3 (desequilibrio).

Tabla 42 Acciones de la hipótesis de carga 3 I.

Acciones	Permanentes	Variables	Accidentales
Verticales	-Peso propio apoyo. -Peso propio de conductores y cables de guarda sometidos a sobrecarga de hielo. -Peso propio de aisladores y herrajes	-Acción de hielo sobre conductores y cables de tierra.	-
Horizontales	-	-	-
Longitudinales	-	-	Desequilibrio de tracciones.

Tabla 43 Acciones de la hipótesis de carga 3 II.

Acción	Punto de aplicación	Valor (N)
Peso propio del apoyo	A lo largo de todas las barras del apoyo	-
Peso propio de conductores sometidos a sobrecarga de hielo	Unión conductores-apoyo.	4788,5
Peso propio de cables de guarda sometidos a sobrecarga de hielo	Unión cables de tierra-apoyo.	4140
Peso propio de aisladores y herrajes	Unión conductores-apoyo.	523,4
Acción de hielo sobre conductores	Unión conductores-apoyo.	4202,15
Acción de hielo sobre cables de tierra	Unión cables de tierra-apoyo.	3818,38
Desequilibrio en un cable conductor	Unión conductores-apoyo.	4244,75
Desequilibrio en un cable de tierra	Unión cables de tierra-apoyo.	3849,93

Debe estudiarse la configuración de cables desequilibrados más desfavorable. Esta situación puede darse, cuando todos los cables se encuentran traccionando el apoyo en el mismo sentido o bien puede darse cuando traccionan los de un lado de la torre en uno y los del otro en el contrario. En el apartado 3.5.3 se contemplan varios casos para determinar la peor situación.

- Hipótesis 4 (rotura de cable).

Tabla 44 Acciones de la hipótesis de carga 4 I.

Acciones	Permanentes	Variables	Accidentales
Verticales	-Peso propio del apoyo. -Peso propio de conductores y cables de guarda sometidos a sobrecarga de hielo. -Peso propio de aisladores y herrajes	-Acción de hielo sobre conductores y cables de tierra.	-
Horizontales	-	-	-
Longitudinales	-	-	Rotura de conductores y cables de tierra.

Tabla 45 Acciones de la hipótesis de carga 4 II.

Acción	Punto de aplicación	Valor (N)
Peso propio del apoyo	A lo largo de todas las barras del apoyo	-
Peso propio de conductores sometidos a sobrecarga de hielo	Unión conductores-apoyo.	4788,5
Peso propio de cables de guarda sometidos a sobrecarga de hielo	Unión cables de tierra-apoyo.	4140
Peso propio de aisladores y herrajes	Unión conductores-apoyo.	523,4
Acción de hielo sobre conductores	Unión conductores-apoyo.	4202,15
Acción de hielo sobre cables de tierra	Unión cables de tierra-apoyo.	3818,38
Rotura de un cable conductor	Unión conductores-apoyo.	14149,17
Rotura de un cable de tierra	Unión cables de tierra-apoyo.	12833,10

Se comprobará el efecto de la rotura de cada cable que llega al apoyo para comprobar que éste cumple en cualquier situación.

Se ha de tener en cuenta que hay un cable roto, por lo que no se contabilizará el peso propio de este o la sobrecarga de hielo sobre él.

3.3. Materiales y Secciones.

El apoyo se construirá mediante perfiles tubulares cuadrados de acero acabados en caliente de acero S275, regulados por la norma UNE-EN 10210 y extraídos del catálogo comercial del Grupo Condesa [11].

Las características básicas del acero a emplear (cuya justificación se detalla a continuación) aportadas por el CTE [2] en su DB SE-A y la EAE [23] se recogen en la Tabla 46.

Tabla 46 Características del acero S275 [2][23].

Propiedad	Valor
Tensión de límite elástico (f_y) (MPa)	275
Tensión de límite de rotura (f_u) (MPa)	$430 < f_u < 580$
Módulo de elasticidad (E) (MPa)	210000
Módulo de rigidez (G) (MPa)	81000
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3
Coefficiente de dilatación térmica (α) ($^{\circ}\text{C}^{-1}$)	$1,2 \cdot 10^{-5}$
Densidad (ρ) (kg/m^3)	7850

Tabla 47 Catálogo comercial perfiles tubulares cuadrados laminados en caliente de Condesa [11].

DIMENSION ESPECIFICA DE LADOS		ESPESOR ESPECIFICO	MASA LINEAL	AREA DE LA SECCION TRANSVERSAL	MOMENTO DE INERCIA		RADIO DE GIRO		MÓDULO ELÁSTICO		MÓDULO PLÁSTICO		MOMENTO DE INERCIA DE TORSIÓN	MÓDULO DE TORSIÓN	SUPERFICIE LATERAL POR UNIDAD DE LARGO	LARGO NOMINAL POR TONELADA	AREA SUPERFICIE EXTERIOR POR METRO
B	B	T	M	A	I _{xx}	I _{yy}	i _{xx}	i _{yy}	W _{elxx}	W _{ely}	W _{plx}	W _{ply}	I _t	C _t	A _s	m	A _{av}
mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm ³	cm ³	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm ³	m ² /m	m	m ²
40	40	3,2	3,61	4,60	10,2	10,2	1,49	1,49	5,11	5,11	6,28	6,28	16,5	7,42	0,152	277	330
40	40	4	4,39	5,59	11,8	11,8	1,45	1,45	5,91	5,91	7,44	7,44	19,5	8,53	0,150	228	268
40	40	5	5,28	6,73	13,4	13,4	1,41	1,41	6,68	6,68	8,66	8,66	22,5	9,59	0,147	189	219
40	40	6,3	6,33	8,07	14,7	14,7	1,35	1,35	7,34	7,34	9,90	9,90	25,3	10,5	0,144	158	178
50	50	3,2	4,62	5,88	21,2	21,2	1,90	1,90	8,49	8,49	10,2	10,2	33,8	12,4	0,192	217	326
50	50	4	5,64	7,19	25,0	25,0	1,86	1,86	10,0	10,0	12,3	12,3	40,4	14,5	0,190	177	264
50	50	5	6,85	8,73	28,9	28,9	1,82	1,82	11,6	11,6	14,5	14,5	47,5	16,7	0,187	146	214
50	50	6,3	8,31	10,6	32,8	32,8	1,76	1,76	13,1	13,1	17,0	17,0	55,1	18,8	0,184	120	174
50	50	8	10,0	12,8	36,0	36,0	1,68	1,68	14,4	14,4	19,5	19,5	62,1	20,5	0,179	99,9	141
50	50	10	11,7	14,9	37,6	37,6	1,59	1,59	15,0	15,0	21,4	21,4	66,2	21,3	0,174	85,3	117
60	60	3,2	5,62	7,16	38,2	38,2	2,31	2,31	12,7	12,7	15,2	15,2	60,2	18,6	0,232	178	324
60	60	4	6,90	8,79	45,4	45,4	2,27	2,27	15,1	15,1	18,3	18,3	72,5	22,0	0,230	145	261
60	60	5	8,42	10,7	53,3	53,3	2,23	2,23	17,8	17,8	21,9	21,9	86,4	25,7	0,227	119	212
60	60	6,3	10,3	13,1	61,6	61,6	2,17	2,17	20,5	20,5	26,0	26,0	102	29,6	0,224	97,2	171
60	60	8	12,5	16,0	69,7	69,7	2,09	2,09	23,2	23,2	30,4	30,4	118	33,3	0,219	79,9	138
60	60	10	14,9	18,9	75,5	75,5	2,00	2,00	25,2	25,2	34,4	34,4	131	35,9	0,214	67,3	113
70	70	3,2	6,63	8,44	62,3	62,3	2,72	2,72	17,8	17,8	21,0	21,0	97,6	26,1	0,272	151	322
70	70	4	8,15	10,4	74,7	74,7	2,68	2,68	21,3	21,3	25,5	25,5	118	31,2	0,270	123	260
70	70	5	9,99	12,7	88,5	88,5	2,64	2,64	25,3	25,3	30,8	30,8	142	36,8	0,267	100	210
70	70	6,3	12,3	15,6	104	104	2,58	2,58	29,7	29,7	36,9	36,9	169	42,9	0,264	81,5	169
70	70	8	15,0	19,2	120	120	2,50	2,50	34,2	34,2	43,8	43,8	200	49,2	0,259	66,5	135
70	70	10	18,0	22,9	133	133	2,41	2,41	38,0	38,0	50,3	50,3	227	54,3	0,254	55,6	111
70	70	12,5	21,3	27,1	142	142	2,29	2,29	40,6	40,6	56,3	56,3	248	57,7	0,248	47,1	91,5
80	80	3,2	7,63	9,72	95,0	95,0	3,13	3,13	23,7	23,7	27,9	27,9	148	34,9	0,312	131	321
80	80	4	9,41	12,0	114	114	3,09	3,09	28,6	28,6	34,0	34,0	180	41,9	0,310	106	258
80	80	5	11,6	14,7	137	137	3,05	3,05	34,2	34,2	41,1	41,1	217	49,8	0,307	86,5	208
80	80	6,3	14,2	18,1	162	162	2,99	2,99	40,5	40,5	49,7	49,7	261	58,7	0,304	70,2	167
80	80	8	17,5	22,4	189	189	2,91	2,91	47,3	47,3	59,5	59,5	312	68,2	0,299	57,0	134
80	80	10	21,1	26,9	214	214	2,82	2,82	53,5	53,5	69,3	69,3	360	76,7	0,294	47,3	109
80	80	12,5	25,2	32,1	234	234	2,70	2,70	58,6	58,6	78,9	78,9	403	83,6	0,288	39,7	89,7
90	90	3,2	8,64	11,0	137	137	3,53	3,53	30,5	30,5	35,7	35,7	213	45,0	0,352	116	320
90	90	4	10,7	13,6	166	166	3,50	3,50	37,0	37,0	43,6	43,6	260	54,2	0,350	93,7	257
90	90	5	13,1	16,7	200	200	3,45	3,45	44,4	44,4	53,0	53,0	315	64,8	0,347	76,1	207
90	90	6,3	16,2	20,7	238	238	3,40	3,40	53,0	53,0	64,3	64,3	382	77,0	0,344	61,6	166
90	90	8	20,1	25,6	281	281	3,32	3,32	62,6	62,6	77,6	77,6	459	90,5	0,339	49,9	133
90	90	10	24,3	30,9	322	322	3,23	3,23	71,6	71,6	91,3	91,3	536	103	0,334	41,2	108
90	90	12,5	29,1	37,1	359	359	3,11	3,11	79,8	79,8	105	105	611	114	0,328	34,4	88,4
90	90	14,2	32,1	40,9	376	376	3,03	3,03	83,6	83,6	113	113	649	119	0,323	31,2	79,1
100	100	3,2	9,64	12,3	191	191	3,94	3,94	38,2	38,2	44,4	44,4	295	56,3	0,392	104	319
100	100	4	11,9	15,2	232	232	3,91	3,91	46,4	46,4	54,1	54,1	361	68,2	0,390	83,9	257
100	100	5	14,7	18,7	279	279	3,86	3,86	55,9	55,9	66,4	66,4	439	81,8	0,387	68,0	207
100	100	6,3	18,2	23,2	336	336	3,80	3,80	67,1	67,1	80,9	80,9	534	97,8	0,384	54,9	166
100	100	8	22,6	28,8	400	400	3,73	3,73	79,9	79,9	98,2	98,2	646	116	0,379	44,3	132
100	100	10	27,4	34,9	462	462	3,64	3,64	92,4	92,4	116	116	761	133	0,374	36,5	107
100	100	12,5	33,0	42,1	522	522	3,52	3,52	104	104	135	135	878	150	0,368	30,3	87,4
100	100	14,2	36,6	46,6	553	553	3,44	3,44	111	111	146	146	941	158	0,363	27,4	78,0
110	110	3,2	10,6	13,6	257	257	4,35	4,35	46,7	46,7	54,1	54,1	396	68,9	0,432	93,9	318
110	110	4	13,2	16,8	313	313	4,32	4,32	56,8	56,8	66,5	66,5	485	83,7	0,430	75,9	256
110	110	5	16,3	20,7	378	378	4,27	4,27	68,8	68,8	81,2	81,2	592	101	0,427	61,4	206
110	110	6,3	20,2	25,7	456	456	4,21	4,21	83,0	83,0	99,3	99,3	722	121	0,424	49,6	165
110	110	8	25,1	32,0	547	547	4,14	4,14	99,4	99,4	121	121	878	144	0,419	39,9	131
110	110	10	30,6	38,9	637	637	4,05	4,05	116	116	144	144	1.041	168	0,414	32,7	106
110	110	12,5	37,0	47,1	728	728	3,93	3,93	132	132	169	169	1.212	190	0,408	27,1	86,6
110	110	14,2	41,0	52,3	776	776	3,85	3,85	141	141	184	184	1.310	202	0,403	24,4	77,2

Se va a realizar un análisis elástico lineal sobre la estructura, por lo que, para evitar la posibilidad de aparición de inestabilidades locales se trabajará con secciones de clase 3.

El material a utilizar deberá garantizar que la sección utilizada no sea de clase 4. Actualmente es más común el empleo de aceros S355 para este tipo de perfiles, no obstante, se comprobará el espesor mínimo en función del lado del perfil para los aceros S275 y S355 con el fin de elegir el más conveniente.

El CTE [2] indica en su DB SE-A en la tabla 5.3 que el límite que ha de garantizar una sección tubular cuadrada para que no sea considerada de clase 4 es:

$$\frac{l}{e} \leq \frac{42 \cdot \varepsilon}{0,67 + 0,33 \cdot \psi}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$-1 \leq \psi \leq 1$$

Siendo:

- l Lado o canto del perfil.
- e Espesor del perfil (uniforme en este caso).

ψ indica el grado de compresión y flexión al cual está sometida la barra. Dado que en el modelo se tendrán muchas barras distintas, se va a tomar $\psi = 1$ (compresión simple) por ser caso más restrictivo.

Se incluyen a continuación la Tabla 48 con el espesor mínimo que garantiza secciones de clase 3 en función del lado del perfil y del acero de este:

Tabla 48 Espesores mínimos que garantizan sección de clase 3.

Canto del perfil (mm)	S275	S355
40	1,03	1,17
50	1,29	1,46
60	1,55	1,76
70	1,80	2,05
80	2,06	2,34
90	2,32	2,63
100	2,58	2,93
110	2,83	(3,22)
120	3,09	3,51
130	(3,35)	3,80
140	3,61	4,10
150	3,86	4,39

Como puede verse en la tabla, el mínimo espesor del catálogo (3,2 mm) deja de ser válido para perfiles de canto 130 mm en caso de acero S275 y 110 mm para acero S355.

En este proyecto se va a optar por la utilización de acero S275, pues no se descarta alcanzar perfiles #110.x y no se quiere desechar posibles opciones de barras ligeras con una inercia considerable por la posibilidad de que se produzcan abolladuras locales.

A la hora de aumentar el perfil en las comprobaciones del apartado 3.6 se deberá tener en cuenta no utilizar perfiles pertenecientes a la clase 4.

3.4. Coeficientes de Seguridad.

La ITC LAT 07 [18] habla en su apartado 3.5.4 de los coeficientes de seguridad a utilizar en las comprobaciones estructurales, sin embargo, tan sólo menciona los coeficientes de reducción de material, sin comentar nada de la mayoración de cargas.

El coeficiente de seguridad recomendado por la ITC para elementos estructurales metálicos respecto al límite de fluencia no será inferior a 1,5 para las hipótesis normales y 1,2 para las hipótesis anormales. Nótese que es un coeficiente muy elevado en comparación con los manejados por el Código Técnico de Edificación [2], por lo que lleva a sospechar que la Instrucción Técnica no mayorará las acciones porque la seguridad que se derivaría de ello ya está incluida en los coeficientes que atañen al material. Sin embargo, y por criterio del proyectista, sí que se emplearán coeficientes de seguridad que mayorarán las acciones para ciertas comprobaciones estructurales.

Con el fin de armonizar la normativa de la ITC LAT 07 [18] con la del CTE [2], se identificará la “hipótesis normal” de la ITC con la “situación persistente o transitoria” del CTE, y la “hipótesis anormal” de la ITC con la “situación extraordinaria o accidental” del CTE.

En este supuesto, el coeficiente de seguridad γ tomará el valor 1,35 para cargas permanentes y 1,5 para cargas variables (de acuerdo con el CTE) en hipótesis de carga normales; y valdrá la unidad en hipótesis de carga anormales. Las acciones accidentales, sólo presentes en hipótesis de carga anormales, tomarán un coeficiente γ igual a la unidad.

Tabla 49 Coeficientes de seguridad para el cálculo estructural.

	Mayoración de acciones			Reducción del Material
	Permanentes	Variables	Accidentales	
Hipótesis normal	1,35	1,5	-	1,5
Hipótesis anormal	1	1	1	1,2

3.5. Modelado por Ordenador.

3.5.1. Modelado del apoyo.

El diseño de la torre en celosía se ha dibujado mediante la herramienta AutoCad (Autodesk, versión 2018), pero el cálculo de la estructura se realizará con SAP 2000 (CSI España, versión 15.0), Cype 3D (Cype ingenieros S.A., versión 2017.m), Cype Connect (Cype ingenieros S.A., versión 2017.m) y Microsoft Excel (Microsoft, versión 2016).

De ahora en adelante se deberá tener en cuenta que las direcciones de actuación de las cargas denominadas **vertical**, **transversal** y **longitudinal**; pasan a llamarse **Z**, **X** e **Y** respectivamente.

Antes de ejecutar el programa para que calcule la estructura es necesario realizar ciertas asignaciones y modificaciones en ésta.

- División de las barras en grupos:

No es lógico que todas las barras de la estructura tengan el mismo perfil, ni cambiar éste en todas ellas si alguna no cumple especificaciones. Tampoco es viable analizar todas las barras una por una y asignar el perfil óptimo a cada una. La solución de compromiso que se adopta es la división del apoyo en grupos de barras de características similares atendiendo a sus longitudes, situación en la torre y esfuerzos que pudieran soportar. De esta manera surgen 8 grupos de barras diferentes vistos a continuación. El fuste o torre del apoyo está compuesta por 3 grupos mientras que el armado está compuesto por 5.

Tabla 50 Grupos de barras del modelo.

	Grupo	n° de barras	Numeración barras
Grupos del fuste	Principal	48	1:48
	Montantes torre	72	49:120
	Arriostramiento torre	108	121:228
Grupos del armado	Arriostramiento armado 1	16	229:244
	Montantes armado 1	18	245:262
	Montantes armado 2	19	263:281
	Arriostramiento armado 2	18	282:299
	Voladizos	32	300:315

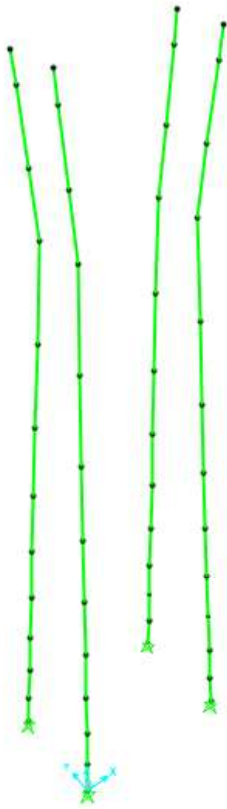


Fig. 68 Grupo Principales.

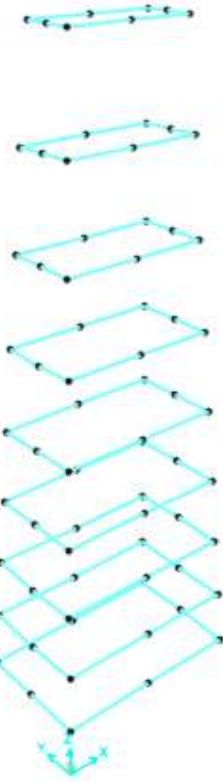


Fig. 69 Grupo Montantes Torre.

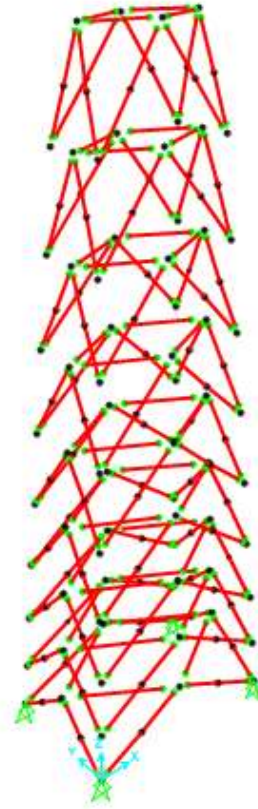


Fig. 70 Grupo Arriostramiento Torre.

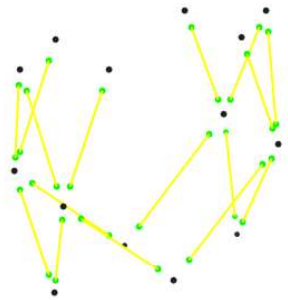


Fig. 71 Grupo Arriostramiento Armado 1.

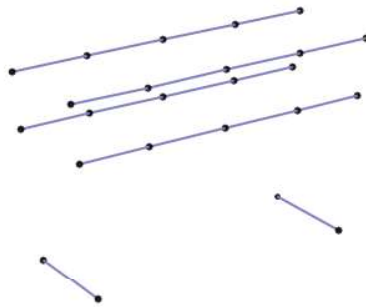


Fig. 72 Grupo Montantes Armado 1.

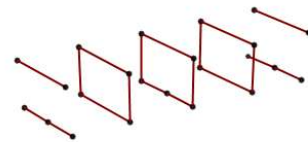


Fig. 73 Grupo Montantes Armado 2.

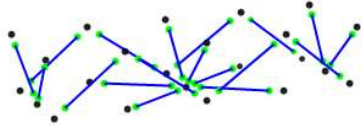


Fig. 74 Grupo Arriostramiento Armado 2.

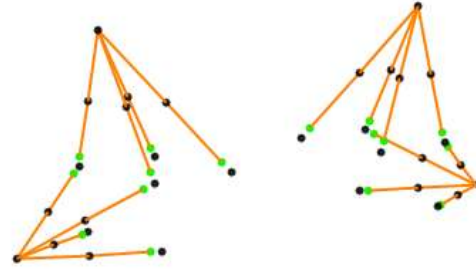


Fig. 75 Grupo Voladizos.

- Articulación de uniones.

Las uniones de ciertas barras con sus vecinas se realizarán mediante soldadura. Se estudia una estructura en celosía, por lo que se entiende que las barras trabajan principalmente bajo esfuerzo axial. Debido a esto y a la diferencia de rigideces entre barras en algunas uniones, se modelarán como articulaciones las conexiones en inicio y fin de barra en los grupos de arriostramiento.

Así pues, el modelo estará compuesto por un núcleo rígido formado mediante uniones rígidas (Fig. 76) al cual se conectan el resto de barras mediante uniones articuladas formando el apoyo en celosía completo.



Fig. 76 Núcleo rígido del apoyo.

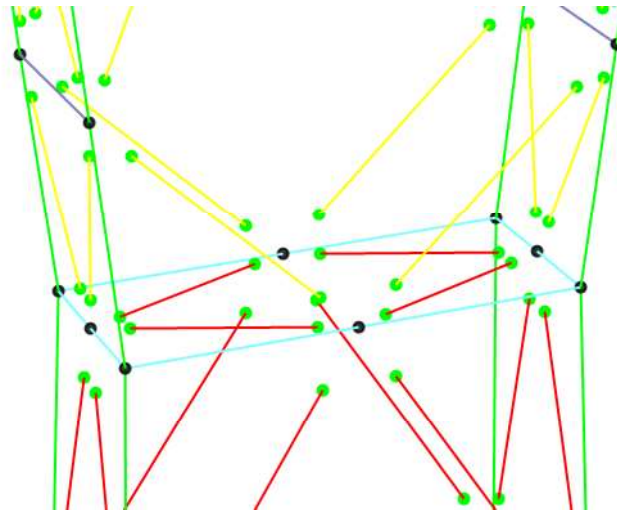


Fig. 77 Detalle ejemplo de articulaciones en el modelo de SAP.

Como puede verse, los únicos grupos de barras que presentan uniones fijas son los grupos principal, montantes de la torre, montantes del armado 1 y montantes del armado 2. El resto de grupos irán articulados en sus uniones a otras barras en el modelo de SAP.

Existe, no obstante, una salvedad al caso de uniones rígidas, ya que los extremos de las barras del grupo voladizos que sujetan los cables conductores laterales y los cables de guarda se entenderán como una unión rígida a efectos de cálculo como puede verse en la figura siguiente.

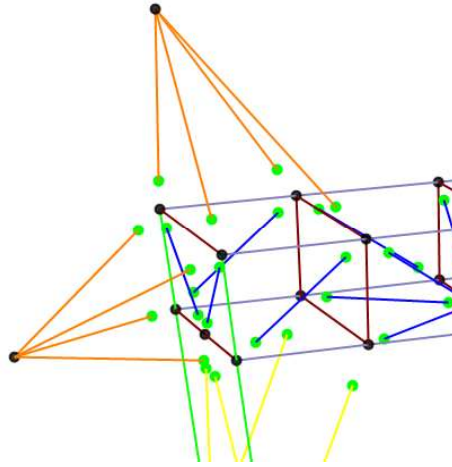


Fig. 78 Voladizos del apoyo.

- Restricciones.

La torre tendrá impedida la traslación en las 3 direcciones en sus 4 apoyos con el terreno formándose así una restricción articulada a efectos de cálculo.

- Secciones.

Las secciones de barra con las que analizar el modelo en primera instancia se determinarán más adelante en el apartado 3.5.2. Las secciones definitivas de las barras del apoyo que cumplan con todas las especificaciones se muestran en el apartado 1.6.6.3.

Con todo lo visto anteriormente, el modelo final adopta, en el entorno de trabajo de SAP2000, el aspecto siguiente:

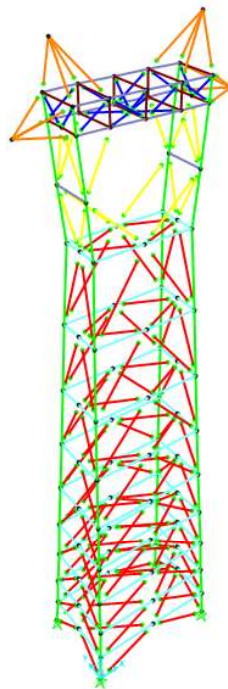


Tabla 51 Modelo del apoyo final en SAP2000.

3.5.2. Predimensionado.

Para ejecutar el programa SAP2000 y que analice la estructura, en primera instancia es necesario dotar a las barras de un perfil inicial. Una de las posibles opciones sería asignar el perfil más pequeño del catálogo a todas las barras para, a continuación, ir aumentando éste en aquellos grupos en los que no se cumplan especificaciones. Sin embargo, este método haría aumentar demasiado el tiempo de trabajo ya que se parte de un perfil demasiado pequeño que obligaría a realizar un mayor número de iteraciones hasta alcanzar el perfil definitivo.

En su lugar, se ha decidido predimensionar por esbeltez mecánica, es decir, dotar a cada grupo de barras de una sección suficiente para garantizar el cumplimiento de las exigencias de esbeltez (longitud / radio de giro) que impone la ITC LAT 07 [18]. Estas exigencias se recogen en la Tabla 52 y son relativas a la función que desempeña cada barra en la estructura.

Tabla 52 Exigencias de esbeltez de la ITC LAT 07 [18].

Esbeltez mecánica máxima	
Montantes	150
Celosías	200
Rellenos	250

Dado que en la ITC no aporta más detalles acerca de qué barras considerar rellenos, montantes o celosías, estas etiquetas se asignarán a criterio del proyectista. Con esto, los grupos de barras que forman el núcleo rígido se entenderán como montantes y el resto de barras celosías (no se considerarán rellenos por las bajas exigencias de esbeltez que presentan); con la única excepción del grupo “voladizos”, al cual se le exigirá también una esbeltez propia de montante (más restrictiva).

Tabla 53 Característica de cada grupo de barras para el predimensionado.

Grupos de barras del modelo	
Montantes	Principales Montantes torre Montantes armado 1 Montantes armado 2 Voladizos
Celosías	Arriostramiento torre Arriostramiento armado 1 Arriostramiento armado 2

Para calcular la esbeltez de las barras se necesita conocer la longitud de pandeo de éstas, por lo que es necesario disponer de la β de pandeo para cada caso. El CTE [2], en su DB SE-A 6.3.2.4, sentencia “En celosías espaciales formadas por perfiles huecos atornillados en sus extremos se tomará como longitud de pandeo la distancia entre ejes de nudos para cualquier barra”. En el presente caso las uniones son soldadas en lugar de atornilladas, sin embargo, a efectos prácticos, la rigidez de las uniones depende de cómo estén ejecutadas éstas más que del tipo que sean, por lo que se puede seguir dando como válida la recomendación del CTE para el presente caso.

Existe la duda en cuanto a la traslacionalidad de las barras. Al tratarse de una estructura en celosía en 3 dimensiones se podría pensar que todas las barras se encuentran perfectamente arriostradas, por lo que $\beta \leq 1$. Sin embargo, al tratarse de una estructura con arriostramientos en altura, se pone en duda esa intraslacionalidad, por lo que $\beta \geq 1$.

Para adoptar una solución de compromiso entre ambas situaciones y simplificar el cálculo se adoptará lo prescrito por el CTE [2], reservándose el proyectista el derecho a aumentar la β de pandeo en los casos que se considere necesario. Además, los elevados coeficientes de seguridad

que entran en juego en el cálculo derivados de la armonización de normativas visto en el apartado 3.4 palía el efecto de quedar del lado de la inseguridad en el caso de que alguna barra sea traslacional.

En la Tabla 54 puede verse el perfil más ligero necesario para cumplir con las exigencias de esbeltez en el caso más desfavorable para cada grupo de barras.

Tabla 54 Predimensionado a esbeltez.

Grupo	Longitud máxima	β	¿Arriostrado?	L. Pandeo	Esbeltez máxima	Perfil
Principal	4.01	1	No	4.01	150	#70.3,2
Mon. Torre	7.78	1	Sí, centro	3.89	150	#70.3,2
Arr. Torre	4.84	1	No	4.84	200	#70.3,2
Arr. Arm. 1	3.72	1	No	3.72	200	#50.3,2
Mon. Arm. 1	2.00	1	No	2.00	150	#40.3,2
Mon. Arm. 2	2.00	1	No	2.00	150	#40.3,2
Arr. Arm. 2	1.89	1	No	1.89	200	#40.3,2
Voladizos	2.81	1	No	2.81	150	#50.3,2

En este punto ya se dispone de unos perfiles iniciales que asignarles a las barras del modelo para poder lanzar éste en SAP2000. Nótese que todos los perfiles surgidos del predimensionado tienen el mismo espesor, esto se debe a que los perfiles de igual canto presentan mayor radio de giro cuanto menor es su espesor.

3.5.3. Modelado de las Cargas.

El último paso antes de poder lanzar el modelo en SAP2000 es la definición de las cargas que se deberán contemplar en el análisis.

El software obliga a definir 3 elementos antes de obtener las combinaciones de carga plenamente funcionales para lanzar el modelo y analizar los resultados. Hay pues que definir los patrones de carga (load patterns), los casos de carga (load cases) y las combinaciones de carga (load combinations). Se obviaré la definición de los “casos de carga” puesto que en el modelo con el que se está trabajando sólo sirven para especificar que la acción en cuestión es estática y lineal. Esto les ocurrirá a todas las acciones del modelo, por lo que no requiere mayor explicación.

Los patrones de carga son las acciones que actuarán sobre la estructura definidas aisladamente. Estos se recogen en la Tabla 55.

Tabla 55 Patrones de carga SAP2000.

Designación	Descripción
PESO CELOSÍA	Carga a lo largo todas las barras de la estructura en sentido -Z. Definida automáticamente por SAP2000 a partir del material y del perfil de cada barra.
PESO CONDUCTOR	4877,5 N en sentido -Z en los nodos 1, 2 y 3 ¹⁹ .
PESO GUARDA	4140 N en sentido -Z en los nodos 4 y 5.
PESO AISLADORES	523,4 N en sentido -Z en los nodos 1, 2 y 3.
VIENTO +X CONDUCTOR	5450 N en sentido +X en los nodos 1, 2 y 3.

¹⁹ Los nodos 1 y 3 son los puntos del modelo donde vienen unidas las cadenas de aisladores de los conductores laterales con el apoyo, el nodo 2 es lo propio para el conductor central y los nodos 4 y 5 son los puntos de unión de los cables de guarda con el apoyo.

VIENTO +X GUARDA	4500 N en sentido +X en los nodos 4 y 5.
VIENTO +X AISLADOR	226,7 N en sentido +X en los nodos 1, 2 y 3.
VIENTO +X CELOSÍA	-
VIENTO +Y AISLADOR	226,7 N en sentido +Y en los nodos 1, 2 y 3.
VIENTO +Y CELOSÍA	-
HIELO CONDUCTOR	4202,15 N en sentido -Z en los nodos 1, 2 y 3.
HIELO GUARDA	3818,38 N en sentido -Z en los nodos 4 y 5.
DESEQUILIBRIO TOTAL	4244,75 en sentido +Y en los nodos 1, 2 y 3. 3849,93 en sentido +Y en los nodos 4 y 5.
DESEQUILIBRIO TORSOR 1	4244,75 en sentido +Y en el nodo 1. 3849,93 en sentido +Y en el nodo 4.
DESEQUILIBRIO TORSOR 2	4244,75 en sentido +Y en los nodos 1 y 2. 3849,93 en sentido +Y en el nodo 4.
DESEQUILIBRIO TORSOR 3	4244,75 en sentido +Y en el nodo 1. 4244,75 en sentido -Y en el nodo 3. 3849,93 en sentido +Y en el nodo 4. 3849,93 en sentido -Y en el nodo 5.
DESEQUILIBRIO TORSOR 4	4244,75 en sentido +Y en los nodos 1 y 2. 4244,75 en sentido -Y en el nodo 3. 3849,93 en sentido +Y en el nodo 4. 3849,93 en sentido -Y en el nodo 5.
ROTURA CONDUCTOR 1	14149,17 N en sentido +Y en el nodo 1. 4495,33 N en sentido +Z en el nodo 1. ²⁰
ROTURA CONDUCTOR 2	14149,17 N en sentido +Y en el nodo 2. 4495,33 N en sentido +Z en el nodo 2.
ROTURA GUARDA 1	12833,1 N en sentido +Y en el nodo 4. 3979,19 N en sentido +Z en el nodo 4.

Aparecen diversas casuísticas de desequilibrio de cables para cumplir con la recomendación de la ITC [18] de comprobar el posible efecto torsor que pudiera aparecer sobre el apoyo en esta hipótesis de carga.

En la Tabla 55 no aparecen recogidas las cargas de viento sobre la celosía por requerir éstas una definición más laboriosa. En el apartado 3.1.2.2 se ha calculado la fuerza resultante que actúa sobre cada paño de la estructura en celosía, sólo resta distribuirla y modelarla en SAP2000. Para ello, ya que el software utilizado no tiene la opción de definir paños de viento en el modelo, se dibujarán superficies ficticias en cada uno de los paños y se aplicará sobre ellas una carga superficial uniformemente distribuida de manera que su resultante sea la calculada en el apartado 3.1.2.2. Las superficies a definir son las que se pueden ver en la Fig. 79 y es necesario hacer hincapié en que éstas no deben tener ningún efecto sobre el cálculo, ya que su único cometido es el de distribuir el viento sobre las barras de cada paño de la celosía.

²⁰ La acción ascendente (+Z) en los casos de rotura del conductor tiene como fin compensar media carga de hielo más media carga de peso del cable que ya no actúan sobre la estructura por haberse roto éste. Esto se ha hecho así porque la acción de rotura actuará combinada con permanentes y hielo, por lo que, en lugar de crear varias cargas de hielo distintas para cada caso de rotura se ha decidido que la propia carga de rotura compense el hielo y el peso del cable roto.

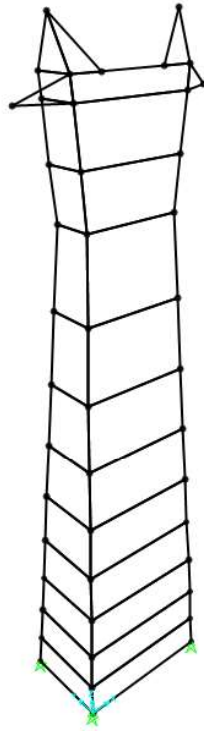


Fig. 79 Superficies ficticias para la distribución del viento sobre la estructura en SAP 2000.

La fuerza que actuará sobre cada superficie será:

$$F_{modelo} = \frac{F_{vu}}{\text{área superficie}}$$

De esta manera, y para el perfil de barra definitivo²¹, la fuerza a modelar en SAP 2000 en cada paño es la que se recoge en las Tablas 56 y 57.

Tabla 56 Fuerzas superficiales de viento en SAP2000 en el patrón de carga VIENTO +X CELOSÍA.

Paño	Área ²² (m ²)	Resultante paño (N)	Carga superficial (N/m ²)
1	9,778	85,68	8,76
2	10,469	301,21	28,77
3	10,972	589,02	53,68
4	11,267	957,16	84,85
5	11,333	1413,66	124,73
6	11,149	1966,53	176,38
7	10,694	2623,83	245,35
8	9,948	3393,58	341,14
9	8,889	4283,81	481,93
10	5,000	3025,44	605,09
11	5,000	3293,18	658,64
12	2,000	1392,24	696,12
13	2,000	2912,99	1456,49

²¹ Recordar que la fuerza del viento sobre la celosía se ha de calcular iterativamente pues aumenta a medida que aumenta el canto del perfil. Las fuerzas que se recogen en las Tablas 56 y 57 son aquellas correspondientes al perfil definitivo (apartado 1.6.6.3) con el que el apoyo cumple especificaciones.

²² El área del que aquí se habla no es la superficie real que suman todas las barras expuestas al viento en cada paño, sino el área geométrica de la superficie ficticia dibujada en SAP2000.

Tabla 57 Fuerzas superficiales de viento en SAP2000 en el patrón de carga VIENTO +Y CELOSÍA.

Paño	Área (m ²)	Resultante paño (N)	Carga superficial (N/m ²)
1	15,778	113,04	7,16
2	17,219	397,41	23,08
3	18,472	777,15	42,07
4	19,517	1262,87	64,71
5	20,333	1865,17	91,73
6	20,899	2594,63	124,15
7	21,194	3461,86	163,34
8	21,198	4477,46	211,22
9	20,889	5652,02	270,58
10	13,125	3991,74	304,13
11	14,375	4344,99	302,26
12	8,100	1836,91	226,78
13	3,000	3843,37	1281,12

A continuación, se combinan linealmente y ponderan los patrones de carga anteriores para dar forma a las combinaciones de carga. Estas combinaciones son aquellas bajo las cuales se comprobará que el apoyo cumple con los requisitos establecidos por la normativa. Las combinaciones de carga definidas en el modelo se recogen en la tabla siguiente

Tabla 58 Combinaciones de carga en el modelo de SAP2000.

Combinación de carga	Patrones de carga y ponderaciones
INT 1ªVIENTO +X	VIENTO +X CONDUCTOR VIENTO +X GUARDA VIENTO +X AISLADOR VIENTO +X CELOSÍA
INT 1ªVIENTO +Y	VIENTO +Y AISLADOR VIENTO +Y CELOSÍA
INT 2ªHIELO	HIELO CONDUCTOR HIELO GUARDA
INT 3ªDESEQUILIBRIO TOTAL	INT 2ªHIELO ²³ DESEQUILIBRIO TOTAL
INT 3ª DESEQUILIBRIO TORSOR 1	INT 2ª HIELO DESEQUILIBRIO TORSOR 1
INT 3ª DESEQUILIBRIO TORSOR 2	INT 2ªHIELO DESEQUILIBRIO TORSOR 2
INT 3ª DESEQUILIBRIO TORSOR 3	INT 2ªHIELO DESEQUILIBRIO TORSOR 3
INT 3ª DESEQUILIBRIO TORSOR 4	INT 2ªHIELO DESEQUILIBRIO TORSOR 4
INT 4ªROTURA CONDUCTOR 1	INT 2ªHIELO ROTURA CONDUCTOR 1
INT 4ªROTURA CONDUCTOR 2	INT 2ªHIELO ROTURA CONDUCTOR 2
INT 4ªROTURA GUARDA 1	INT 2ªHIELO ROTURA GUARDA 1
ELS APARIENCIA	PESO CELOSÍA PESO CONDUCTOR PESO GUARDA PESO AISLADOR

²³ Para ahorrar trabajo, en las hipótesis en las cuales haya que incluir carga de hielo, ésta se introducirá directamente como combinación.

ELU 1ªVIENTO +X	$1,35 \cdot (\text{PESO CELOSÍA})$ $1,35 \cdot (\text{PESO CONDUCTOR})$ $1,35 \cdot (\text{PESO GUARDA})$ $1,35 \cdot (\text{PESO AISLADOR})$ $1,5 \cdot (\text{VIENTO +X CONDUCTOR})$ $1,5 \cdot (\text{VIENTO +X GUARDA})$ $1,5 \cdot (\text{VIENTO +X AISLADOR})$ $1,5 \cdot (\text{VIENTO +X CELOSÍA})$
ELU 1ªVIENTO +Y	$1,35 \cdot (\text{PESO CELOSÍA})$ $1,35 \cdot (\text{PESO CONDUCTOR})$ $1,35 \cdot (\text{PESO GUARDA})$ $1,35 \cdot (\text{PESO AISLADOR})$ $1,5 \cdot (\text{VIENTO +Y AISLADOR})$ $1,5 \cdot (\text{VIENTO +Y CELOSÍA})$
ELU 2ªHIELO	$1,35 \cdot (\text{PESO CELOSÍA})$ $1,35 \cdot (\text{PESO CONDUCTOR})$ $1,35 \cdot (\text{PESO GUARDA})$ $1,35 \cdot (\text{PESO AISLADOR})$ $1,5 \cdot (\text{HIELO CONDUCTOR})$ $1,5 \cdot (\text{HIELO GUARDA})$
2ªHIELO (SIN MAYORAR) ²⁴	PESO CELOSÍA PESO CONDUCTOR PESO GUARDA PESO AISLADOR HIELO CONDUCTOR HIELO GUARDA
ELU 3ªDESEQUILIBRIO TOTAL	2ªHIELO (SIN MAYORAR) DESEQUILIBRIO TOTAL
ELU 3ª DESEQUILIBRIO TORSOR 1	2ªHIELO (SIN MAYORAR) DESEQUILIBRIO TORSOR 1
ELU 3ª DESEQUILIBRIO TORSOR 2	2ªHIELO (SIN MAYORAR) DESEQUILIBRIO TORSOR 2
ELU 3ª DESEQUILIBRIO TORSOR 3	2ªHIELO (SIN MAYORAR) DESEQUILIBRIO TORSOR 3
ELU 3ª DESEQUILIBRIO TORSOR 4	2ªHIELO (SIN MAYORAR) DESEQUILIBRIO TORSOR 4
ELU 4ªROTURA CONDUCTOR 1	2ªHIELO (SIN MAYORAR) ROTURA CONDUCTOR 1
ELU 4ªROTURA CONDUCTOR 2	2ªHIELO (SIN MAYORAR) ROTURA CONDUCTOR 2
ELU 4ªROTURA GUARDA 1	2ªHIELO (SIN MAYORAR) ROTURA GUARDA 1

3.6. Comprobaciones Estructurales.

La ITC LAT 07 [18] no recoge información acerca de las comprobaciones a realizar sobre la estructura, por lo que se realizarán las verificaciones de ELS deformación y ELU resistencia y pandeo que recoge el Código Técnico de la Edificación [2]

²⁴ Esta hipótesis existe simplemente para que sea más cómodo definir las hipótesis de carga de ELU desequilibrio y rotura, no se va a tener en cuenta para comprobaciones posteriores de la estructura.

3.6.1. ELS Deformación.

La comprobación del Estado Límite de Servicio de deformación recoge los criterios de integridad de los elementos constructivos, confort de los usuarios y apariencia de la obra. En el proyecto de línea aérea de alta tensión tan sólo tiene aplicación el criterio de apariencia, puesto que no existen elementos constructivos que vean puesta en peligro su integridad a causa de las deformaciones por flecha activa del apoyo, ni es aplicable el criterio de confort por no haber usuarios en la torre.

Sin embargo, sí que se desea salvaguardar la integridad de los elementos eléctricos y electrónicos que llevará acoplada la estructura del apoyo, y cuya definición queda fuera del alcance este proyecto. Dado que no se conoce exactamente la naturaleza de la aparamenta eléctrica que irá acoplada a la torre, se establecerá un criterio de integridad de estos elementos por parte del proyectista el cual limite las deformaciones causadas por flecha activa en la estructura que pudieran interferir con su correcto funcionamiento.

De esta manera se comprobará la flecha activa de la estructura mediante criterio propio y la flecha bajo cargas cuasipermanentes bajo el criterio de apariencia del Estado Límite de Servicio de deformaciones recogido en el CTE [2].

La limitación para el criterio de integridad de los elementos eléctricos será de $L/500$ al desplome de la estructura y $L/300$ a la flecha de las barras bajo cargas en valor característico que provoquen flecha activa (combinaciones de carga precedidas de las letras INT²⁵ en la Tabla 58).

La limitación para el criterio de apariencia del ELS de deformaciones será $L/250$, tanto para flecha como para desplome, bajo cargas cuasipermanentes²⁶ en valor característico (combinaciones de carga precedidas de las letras ELS en la Tabla 58).

A continuación, se describen las situaciones de mayor deformación del apoyo y se aplican las comprobaciones pertinentes a cada una de ellas.

- Desplome global bajo el criterio de integridad de los elementos eléctricos.

No se analiza apariencia en el desplome porque no hay cargas en la combinación cuasipermanente que provoquen un desplazamiento horizontal de la estructura.

Se limita el desplome de la estructura a un valor relativo de $1/500$ sobre la altura total. Esto quiere decir que el máximo movimiento horizontal permitido para todos los puntos de ésta será de **70 mm**.

Analizando la actuación de las combinaciones de carga sobre la celosía puede llegarse a la conclusión de que el desplazamiento más importante de la estructura (Fig. 80) se da en el punto de unión de los cables de guarda con el apoyo cuando ésta se encuentra sometida a la hipótesis de ELS 3ª DESEQUILIBRIO TOTAL. Se comprueba si dicho desplazamiento cumple con el criterio empleado:

$$118,64 \text{ mm} > 70 \text{ mm} \rightarrow \text{No cumple}$$

En esta situación es necesario aumentar el perfil de algún grupo de barras al inmediatamente superior en términos de masa respetando el radio de giro mínimo calculado en el apartado 3.5.2. Se opta por aumentar el perfil del grupo “Principal”, ya que se puede intuir que es

²⁵ Flecha activa es aquella producida por las cargas una vez ha concluido la obra y la estructura se encuentra en servicio. Se entenderá el peso de los cables y los aisladores como parte de la estructura, por lo que la flecha producida por estos no se considerará activa.

²⁶ No aparecerán en las combinaciones de ELS las cargas de viento, hielo o accidentales.

el que más influencia tiene sobre el desplome. Se actualiza la carga de viento sobre la celosía y se comprueba de nuevo iterativamente hasta alcanzar el perfil que cumpla.

$$\#110.3,2 \quad 64,66 \text{ mm} < 70 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Luego el perfil del grupo de barras “Principal” que cumple esta exigencia es el **#110.3,2**.

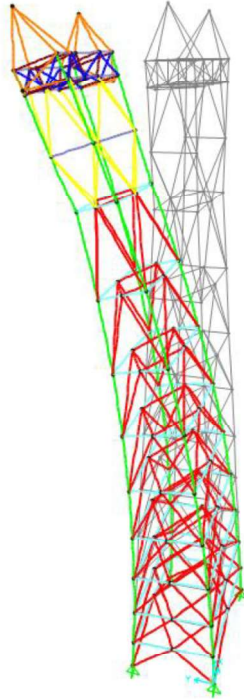


Fig. 80 Desplome escalado del apoyo ante la combinación de carga INT 3ª DESEQUILIBRIO TOTAL.

- Flecha de los voladizos bajo los criterios de integridad de los elementos eléctricos y apariencia.

Otro lugar a tener en cuenta las posibles deformaciones que pudieran aparecer es en los voladizos que sostienen los cables a causa de cargas de hielo (integridad) o al peso propio de los conductores (apariencia).

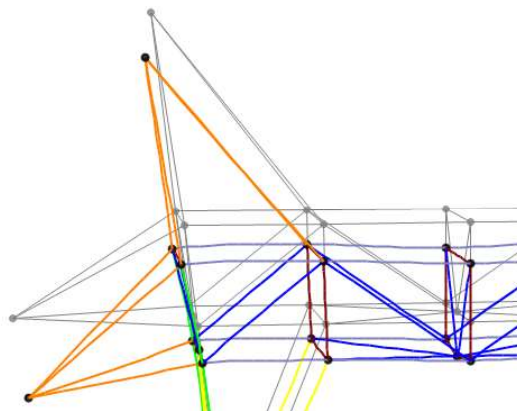


Fig. 81 Flecha de los voladizos de los conductores bajo la hipótesis ELS 2ª HIELO.

Para el criterio de integridad de los elementos eléctricos se limita el valor de flecha máxima relativa a 1/300. Esto, importado a la estructura en cuestión indica que la flecha del extremo del voladizo no puede ser mayor que **6,67 mm**.

Se comprueba que la flecha activa es máxima para la combinación INT 2ªHIELO, siendo su valor:

$$0,6585 \text{ mm} < 6,67 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple.}$$

Para el criterio de apariencia el CTE [2] recomienda un valor de flecha máxima relativa de 1/250, lo cual indica que la flecha del extremo del voladizo no puede ser mayor que **8 mm**.

Se comprueba la flecha máxima en la única combinación que recoge el estado de cargas cuasipermanente para la comprobación del ELS de deformaciones, ELS APARIENCIA, y se comprueba:

$$0,8422 \text{ mm} < 8 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple.}$$

- Flecha de los montantes del armado a integridad de los elementos eléctricos.

El último caso de deformaciones a comprobar tiene lugar en los montantes del armado al romperse el conductor central. Cuando esto ocurre, se produce una tracción por parte del conductor que permanece intacto que provoca la deformación mostrada en la Fig. 82. En esta situación, la flecha del montante perteneciente al grupo “montantes armado 1” es más que notoria, por lo que se estudiarán los movimientos de las barras de los grupos de montantes del armado bajo la combinación de carga ELS 4ªROTURA CONDUCTOR 2.

Se analizan estas barras bajo el criterio de integridad de los elementos eléctricos y no de apariencia porque las deformaciones más pronunciadas tienen lugar cuando se rompe el conductor. Ésta es una acción que sólo tiene cabida a la hora de analizar la flecha activa de una barra, y no la flecha que se da en situación cuasipermanente.

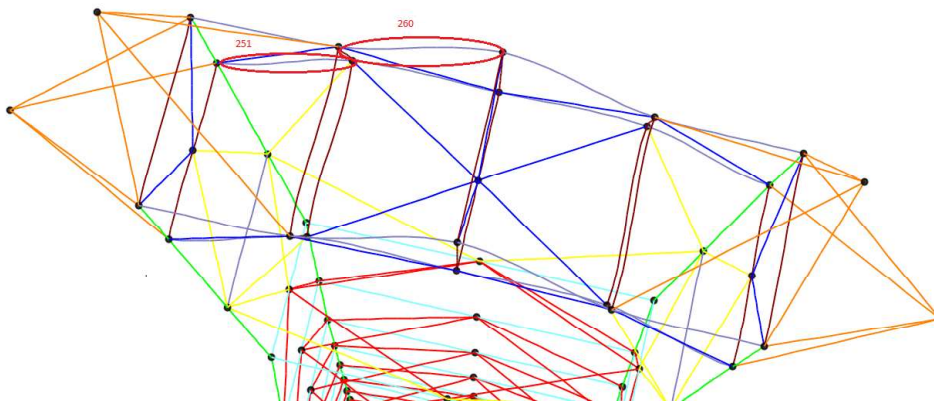


Fig. 82 Flecha de los montantes del armado bajo la hipótesis de ELS 4ª ROTURA CONDUCTOR 2

Puede observarse en la imagen anterior que los montantes del grupo 1 se dividen en 4 tramos de 1,4 y 1,6 metros. Para quedar de lado de la seguridad y ser coherentes con los cálculos realizados en el apartado 3.5.2, no se tomará el montante como una barra única, sino que se estudiará como 4 barras independientes. Se analizará la flecha máxima en las barras laterales del montante (251) y las barras centrales de este, (260).

Igual que en el caso anterior, se impone por criterio del proyectista una flecha relativa máxima de 1/300; por lo que, teniendo en cuenta las longitudes de las barras que se van a estudiar, se determina que la flecha máxima que podrán presentar éstas es de **4,67 mm** para la barra 251 y

5,33 mm para la 260. Se calcula a continuación cual es el perfil de menor peso que cumple con el criterio²⁷.

Tabla 59 Comprobación bajo el criterio de integridad de los montantes del armado.

Perfil	Flecha barra 251 (mm)	Flecha barra 260 (mm)
#40.3,2	17,27	15,34
#40.4	15,99	14,16
#50.3,2	12,17	10,38
#60.3,2	8,90	7,19
#70.3,2	6,80	5,16 (cumple)
#80.3,2	5,41	
#90.3,2	4,46 (cumple)	

El perfil del grupo de barras “Montantes armado 1” que cumple esta exigencia es el **#90.3,2**.

3.6.2. ELU Resistencia.

Para la comprobación del Estado Límite Último a resistencia de las barras se analizará el apoyo bajo las combinaciones de carga de la Tabla 58 precedidas de las siglas ELU.

Se analizarán las barras suponiendo que todas ellas presentan axil, cortante y flector, por lo que se estudiará la influencia del segundo. No existirá interacción del cortante si se cumple la expresión siguiente dada por el CTE [2] en su apartado 6.2.8.

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot A_V \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$A_V = 2 \cdot l \cdot e$$

Siendo:

- V_{Ed} Valor de cálculo del cortante más elevado en la sección estudiada.
- A_V Área resistente a cortante de la sección cuadrada.
- f_{yd} Límite elástico del material reducido mediante el coeficiente de seguridad correspondiente.
- l Lado del perfil.
- e Espesor del perfil.

La comprobación a realizar será la recomendada por el CTE [2] DB SE-A en su apartado 6.2.8 mostrada a continuación:

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Siendo:

- N_{Ed} Valor de cálculo del axil en la sección estudiada.
- A Área del perfil.

²⁷ No se aumenta el perfil al de mayor peso inmediatamente superior del catálogo puesto que si la inercia del nuevo perfil es menor que la del que ya se tenía sabemos que el nuevo no va a cumplir. Por ejemplo, se calcula con #60.3,2, no cumple; el siguiente perfil con mayor peso es el #50.4, pero su inercia es menor al #60.3,2, por lo que se sabe de antemano que tampoco cumplirá.

$M_{y-z,Ed}$ Valor de cálculo de los momentos flectores en la sección estudiada.

W_{el} Módulo elástico del perfil.

La comprobación del ELU se realizará para la barra más solicitada de cada uno de los 10 grupos.

En primera instancia se analizará si los perfiles surgidos del predimensionado cumplen con la normativa; de no hacerlo, se modificará el perfil a aquel que tenga una sección inmediatamente superior del catálogo (siempre teniendo en cuenta que se debe respetar el radio de giro mínimo que se ha calculado en el predimensionado).

En las tablas siguientes de este apartado se detalla el cálculo de esta comprobación para cada uno de los grupos. Los esfuerzos indicados en las tablas son los correspondientes a la sección más solicitada de la barra, extraídos directamente de los diagramas de SAP 2000. Nótese que para el cálculo no es necesario conocer el signo de los esfuerzos a los que está sometida cada barra, por lo que se reflejan aquí en valor absoluto; sin embargo, puede consultarse dicho signo en los diagramas adjuntos tras cada tabla.

Tabla 60 ELU Resistencia grupo Principal.

Grupo	Principal
Perfil	#110.3,2
Barra más solicitada ²⁸	2
Combinación de carga	ELU 1 ^a VIENTO +X
Axil (N)	159560,3
Cortante y (N) ²⁹	5,64
Cortante z (N)	9,62
Flector y (N·m)	15,411
Flector z (N·m)	33,627
¿Interacción del cortante?	No
ELU Resistencia	0,6457
¿Cumple?	Sí

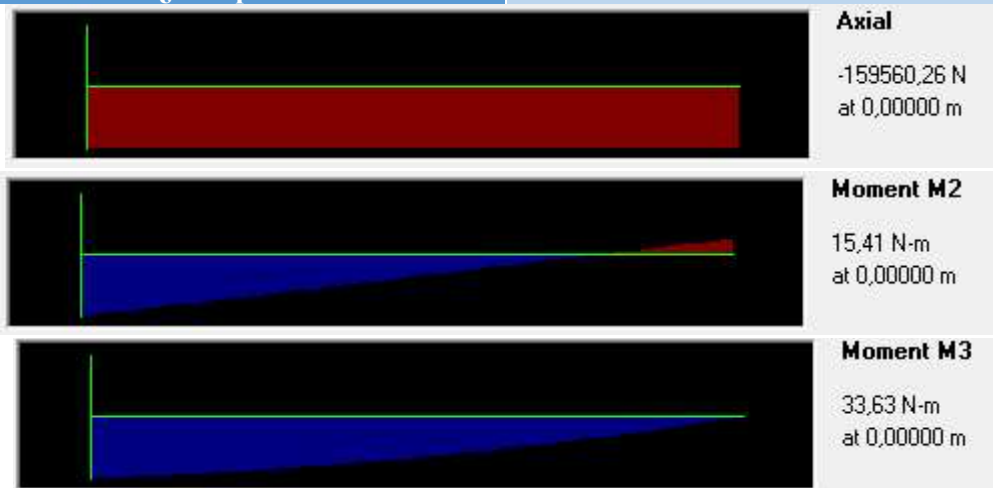


Fig. 83 Axil, momento en Y y momento en Z de la barra 2 bajo la combinación ELU 1^aVIENTO +X.

²⁸ Numeración surgida del modelo en SAP2000. Se ha de tener en cuenta que al tener el modelo 2 ejes de simetría, habrá barras igual de solicitadas que la reflejada en la tabla, sin embargo, por simplificar se indicará sólo una.

²⁹ Ejes y-z referidos a los ejes locales de cada barra definidos por SAP2000.

Tabla 61 ELU Resistencia grupo Montantes Torre.

Grupo	Montantes Torre
Perfil	#70.3,2
Barra más solicitada	109
Combinación de carga	ELU 1ªVIENTO +Y
Axil (N)	6542,6
Cortante y (N)	208,31
Cortante z (N)	1322,55
Flector y (N·m)	1419,856
Flector z (N·m)	167,579
¿Interacción del cortante?	No
ELU Resistencia	0,5287
¿Cumple?	Sí

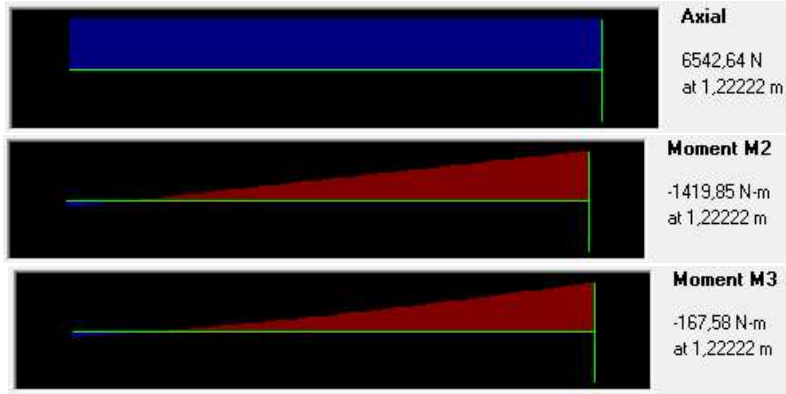


Fig. 84 Axil, momento en Y y momento en Z de la barra 109 bajo la combinación ELU 1ªVIENTO +Y.

Tabla 62 ELU Resistencia grupo Arriostramiento Torre.

Grupo	Arriostramiento Torre
Perfil	#70.3,2
Barra más solicitada	217
Combinación de carga	ELU 1ªVIENTO +Y
Axil (N)	2949,5
Cortante y (N)	0,9
Cortante z (N)	23,31
Flector y (N·m)	1714,492
Flector z (N·m)	262,448
¿Interacción del cortante?	No
ELU Resistencia	0,6249
¿Cumple?	Sí

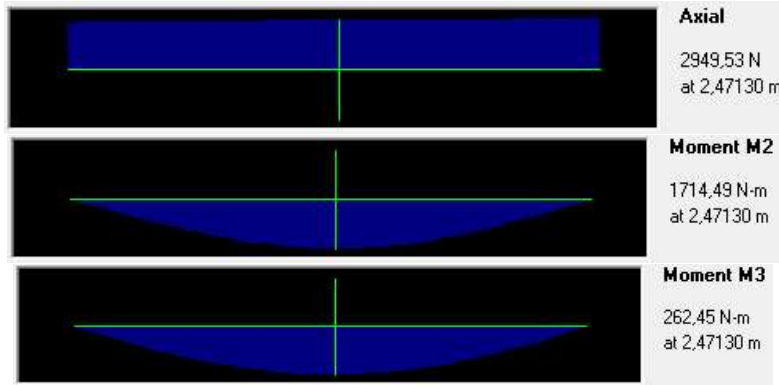


Fig. 85 Axil, momento en Y y momento en Z de la barra 217 bajo la combinación ELU 1ªVIENTO +Y.

Tabla 63 ELU Resistencia grupo Arriostramiento Armado 1.

Grupo	Arriostramiento Armado 1
Perfil	#50.3,2
Barra más solicitada	229
Combinación de carga	ELU 1ªVIENTO +Y
Axil (N)	4425,4
Cortante y (N)	5,24
Cortante z (N)	4,08
Flector y (N·m)	904,435
Flector z (N·m)	79,227
¿Interacción del cortante?	No
ELU Resistencia	0,6730
¿Cumple?	Sí

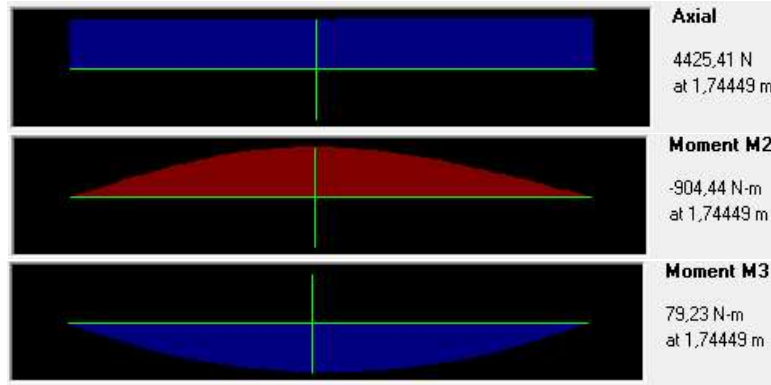


Fig. 86 Axil, momento en Y y momento en Z de la barra 229 bajo la combinación ELU 1ªVIENTO +Y.

Tabla 64 ELU Resistencia grupo Montantes Armado 1.

Grupo	Montantes Armado 1
Perfil	#90.3,2
Barra más solicitada	260
Combinación de carga	ELU 4ªROTURA CONDUCTOR 2
Axil (N)	13607,9
Cortante y (N)	97,27
Cortante z (N)	1355,21
Flector y (N·m)	1382,706
Flector z (N·m)	64,002
¿Interacción del cortante?	No
ELU Resistencia	0,2610
¿Cumple?	Sí



Fig. 87 Axil, momento en Y y momento en Z de la barra 260 bajo la combinación ELU 4ªROTURA CONDUCTOR 2.

Tabla 65 ELU Resistencia grupo Montantes Armado 2.

Grupo	Montantes Armado 2
Perfil	#40.3,2
Barra más solicitada	263
Combinación de carga	ELU 1 ^a VIENTO +X
Axil (N)	5065,7
Cortante y (N)	105,38
Cortante z (N)	1448,97
Flector y (N·m)	603,671
Flector z (N·m)	59,374
¿Interacción del cortante?	No
ELU Resistencia	0,7678
¿Cumple?	Sí


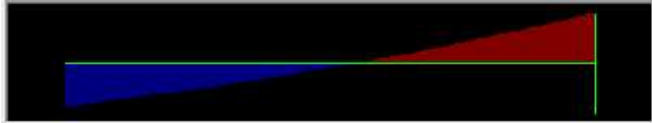
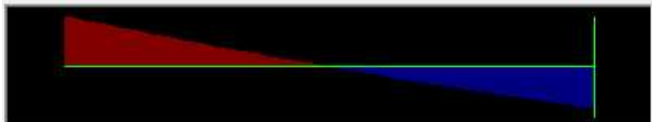
	Axial 5065,74 N at 1,00000 m
	Moment M2 -603,67 N-m at 1,00000 m
	Moment M3 59,37 N-m at 1,00000 m

Fig. 88 Axil, momento en Y y momento en Z de la barra 263 bajo la combinación ELU 1^aVIENTO +X.

Tabla 66 ELU Resistencia grupo Arriostramiento Armado 2.

Grupo	Arriostramiento Armado 2
Perfil	#40.3,2
Barra más solicitada	288
Combinación de carga	ELU 1 ^a VIENTO +X
Axil (N)	31108,1
Cortante y (N)	0,80
Cortante z (N)	0,00
Flector y (N·m)	0,000
Flector z (N·m)	18,463
¿Interacción del cortante?	No
ELU Resistencia	0,3886
¿Cumple?	Sí




	Axial 31108,08 N at 0,96265 m
	Moment M2 0,00 N-m at 0,96265 m
	Moment M3 18,46 N-m at 0,96265 m

Fig. 89 Axil, momento en Y y momento en Z de la barra 288 bajo la combinación ELU 1^aVIENTO +X.

Tabla 67 ELU Resistencia grupo Voladizos.

Grupo	Voladizos
Perfil	#50,3,2
Barra más solicitada	309
Combinación de carga	ELU 1ªVIENTO +Y
Axil (N)	3372,0
Cortante y (N)	5,34
Cortante z (N)	4,62
Flector y (N·m)	313,051
Flector z (N·m)	166,891
¿Interacción del cortante?	No
ELU Resistencia	0,3396
¿Cumple?	Sí

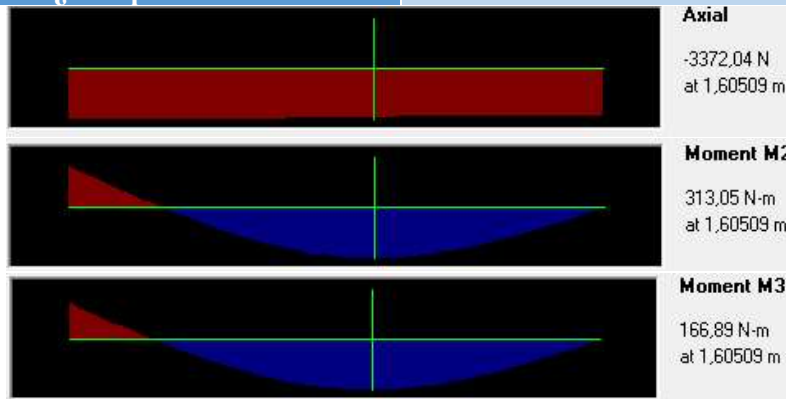


Fig. 90 Axil, momento en Y y momento en Z de la barra 309 bajo la combinación ELU 1ªVIENTO +Y.

3.6.3. ELU Pandeo.

Para la comprobación del Estado Límite Último a pandeo de las barras se analizará el apoyo bajo las combinaciones de carga de la Tabla 58 precedidas de las siglas ELU.

La comprobación a realizar será la recomendada por el CTE [2] DB SE-A en su apartado 6.3.4.2 mostrada a continuación:

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

Escapando al alcance del apartado el estudio del pandeo por torsión y leyendo la tabla 6.8 del documento básico SE-A del CTE [2], la expresión anterior puede reducirse a:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + 0,8 \cdot k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$k_{y-z} = 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_{y-z} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_{y-z} \cdot A \cdot f_{yd}} \quad \text{siendo} \quad \bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z \leq 1$$

Siendo:

χ_y, χ_z Coeficientes de reducción por pandeo.

k_y, k_z Coeficientes de interacción axil-momento (CTE DB SE-A tabla 6.9).

c_{my}, c_{mz} Coeficientes de momento equivalente (CTE DB SE-A tabla 6.10).

No se aporta una expresión concreta para el cálculo de los coeficientes c_{my} , c_{mz} puesto que su valor depende de la forma del diagrama de flectores. Esto se puede contrastar en la bibliografía de este documento [2].

Para el cálculo de los coeficientes de reducción por pandeo es necesario conocer la curva de pandeo de la sección con la que se trabaja. Al tratarse de perfiles tubulares cuadrados conformados en caliente, la curva de pandeo para ambos ejes locales de la barra es la “a” (tabla 6.2 del DB SE-A del CTE [2]), por lo que se tomará $\alpha^{30} = 0,21$ para el cálculo de χ .

Para este mismo fin es necesario conocer la esbeltez límite. La expresión y valor de ésta se indican a continuación:

$$\lambda_{lim} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{f_y}}$$

Siendo:

E Módulo de Young del material.

f_y Límite elástico del material.

Para un acero S275, la esbeltez límite vale $\lambda_{lim} = 86,8147$.

Debe comprobarse, por criterio del CTE [2] en su DB SE-A 6.3.2.1, que la esbeltez reducida ($\bar{\lambda}$) no es mayor a 2 para montantes y 3 para diagonales sometidos a compresión. En este caso se realizará la misma división de barras que la vista en la Tabla 53, siendo los montantes, montantes; y las celosías, diagonales. Se comprueba para las esbelteces máximas que pueden presentar estos grupos de barras:

Tabla 68 Comprobación de la esbeltez reducida a compresión [2].

	λ_{max}	λ_{lim}	$\bar{\lambda}_{max}$	Limitación	¿Cumple?
Montantes	150	86,8147	1,728	$\bar{\lambda} \leq 2$	Siempre
Diagonales	200	86,8147	2,304	$\bar{\lambda} \leq 3$	Siempre

La decisión de qué barra de cada grupo comprobar a ELU pandeo no es tan inmediata como lo era para ELU resistencia. En el apartado anterior, para el cumplimiento o no del estado límite último, influían únicamente el nivel de esfuerzos sobre la barra y el perfil de ésta. Sin embargo, para pandeo, influyen más variables como la longitud de la barra, la forma del diagrama de flectores, la esbeltez, etc. Debido a la imposibilidad de analizar todas las barras del modelo, se establecerá el criterio de analizar 3 barras de cada grupo: la barra más solicitada (idéntico al apartado anterior siempre que el axil que actúe sobre ella sea de compresión), la barra de mayor longitud y la barra sometida a un mayor axil de compresión. Se asumirá que la sección más solicitada a la comprobación del ELU de pandeo se encuentra entre las 3 barras analizadas y se reflejará en las tablas siguientes la barra de la terna más desfavorable para cada grupo.

Al igual que para ELU resistencia, en caso de que el perfil actual no cumpliera con las especificaciones, se modificará a aquel que tenga una sección inmediatamente superior del catálogo (siempre teniendo en cuenta que se debe respetar el radio de giro mínimo que se ha calculado en el predimensionado).

En las tablas siguientes de este apartado se detalla el cálculo de esta comprobación para cada uno de los grupos. Los esfuerzos indicados en las tablas son los correspondientes a la sección

³⁰ Precaución, el α al que aquí se hace referencia es el coeficiente de imperfección, no el α_{y-z} de la expresión de ELU pandeo.

más solicitada de la barra, extraídos directamente de los diagramas SAP 2000. Téngase en cuenta que, salvo indicación explícita, los axiles que aparecen en las tablas son de compresión.

Tabla 69 ELU Pandeo grupo Principal.

Grupo	Principal	
Perfil	#110.3,2	
Criterio	Barra más solicitada – Barra con mayor axil de compresión	
Barra analizada	2	
Longitud (m)	2,006	
Combinación de carga	ELU 1ªVIENTO +X	
Axil (N)	159560,3	
Flector y (N·m)	15,411	
Flector z (N·m)	33,627	
Eje	y	z
β	1	1
Longitud de pandeo (m)	2,006	2,006
Esbeltez mecánica (λ)	46,119	46,119
Esbeltez reducida ($\bar{\lambda}$)	0,5312	0,5312
χ	0,9143	0,9143
k	1,2231	1,2231
c_m	0,6000	0,6000
ELU Pandeo	0,7041	0,7039
¿Cumple?	Sí	Sí

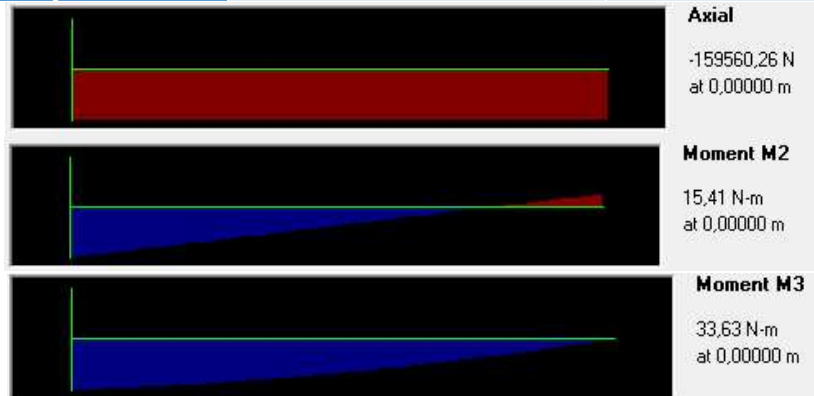


Fig. 91 Axil, momento en Y y momento en Z de la barra 2 bajo la combinación ELU 1ªVIENTO +X.

Tabla 70 ELU Pandeo grupo Montantes torre.

Grupo	Montantes Torre	
Perfil	#70.3,2	
Criterio	Barra más solicitada	
Barra analizada	107	
Longitud (m)	1,222	
Combinación de carga	ELU 1ªVIENTO +Y	
Axil (N)	4478,7	
Flector y (N·m)	1407,243	
Flector z (N·m)	167,811	
Eje	y	z
β	1	1
Longitud de pandeo (m)	1,222	1,222
Esbeltez mecánica (λ)	44,935	44,935
Esbeltez reducida ($\bar{\lambda}$)	0,5176	0,5176

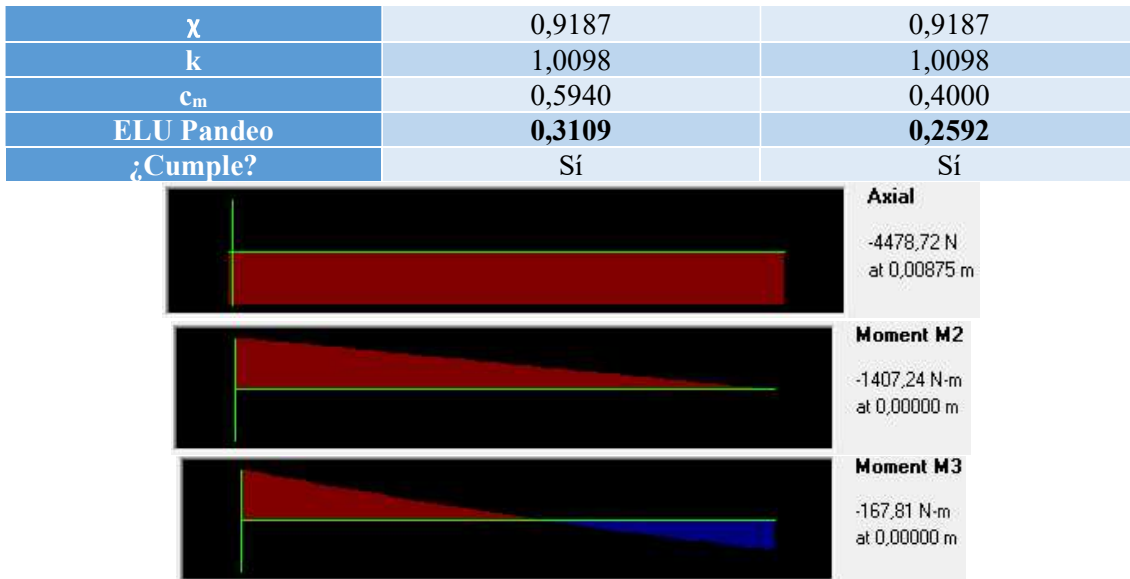


Fig. 92 Axil, momento en Y y momento en Z de la barra 107 bajo la combinación ELU 1ªVIENTO +Y.

Tabla 71 ELU Pandeo grupo Arriostramiento torre.

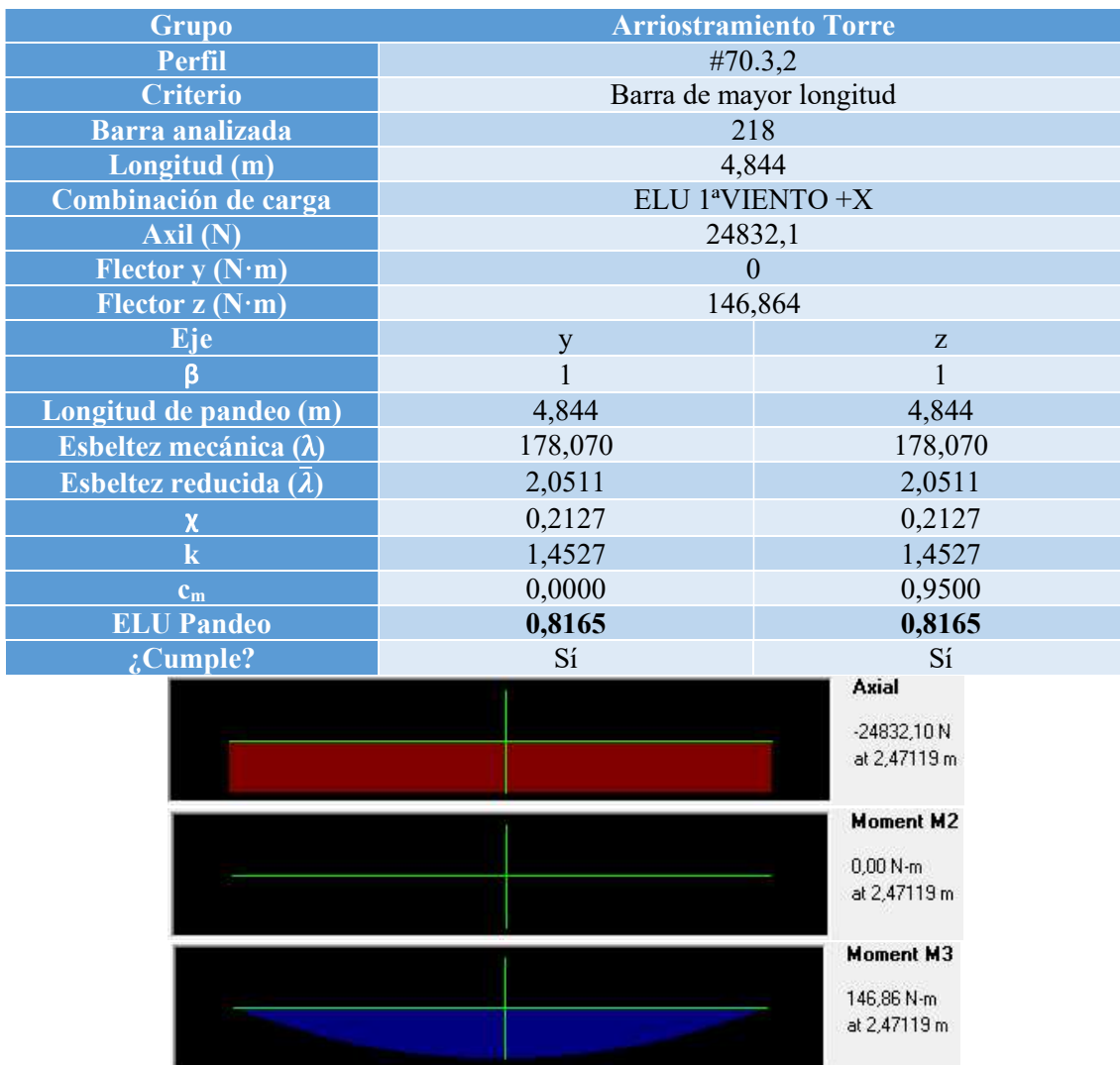


Fig. 93 Axil, momento en Y y momento en Z de la barra 218 bajo la combinación ELU 1ªVIENTO +X.

Tabla 72 ELU Pandeo grupo Arriostramiento armado 1.

Grupo	Arriostramiento armado 1			
Perfil	#50.3,2		#60.3,2	
Criterio	Barra de mayor longitud		Barra de mayor longitud	
Barra analizada	229		229	
Longitud (m)	3,717		3,717	
Combinación de carga	ELU 1 ^a VIENTO +X		ELU 1 ^a VIENTO +X	
Axil (N)	23721,9		23799,9	
Flector y (N·m)	0		0	
Flector z (N·m)	79,492		96,478	
Eje	y	z	y	z
β	1	1	1	1
Longitud de pandeo (m)	3,717	3,717	3,717	3,717
Esbeltez mecánica (λ)	195,605	195,605	160,89	160,89
Esbeltez reducida ($\bar{\lambda}$)	2,2531	2,2531	1,8532	1,8532
χ	0,1785	0,1785	0,2563	0,2563
k	1,7396	1,7396	1,4244	1,4244
c_m	0,0000	0,9500	0,0000	0,95
ELU Pandeo	1,3170	1,3170	0,7634	0,7634
¿Cumple?	No	No	Sí	Sí

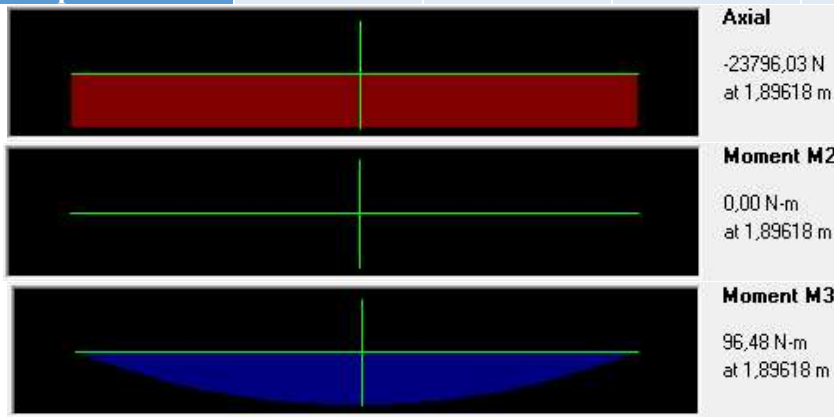


Fig. 94 Axil, momento en Y y momento en Z de la barra 229 bajo la combinación ELU 1^aVIENTO +X.

Tabla 73 ELU Pandeo grupo Montantes armado 1.

Grupo	Montantes armado 1	
Perfil	#90.3,2	
Criterio	Barra más solicitada – Barra con mayor axil de compresión	
Barra analizada	249	
Longitud (m)	1,600	
Combinación de carga	ELU 1 ^a VIENTO +X	
Axil (N)	26152,6	
Flector y (N·m)	6,165	
Flector z (N·m)	604,190	
Eje	y	z
β	1	1
Longitud de pandeo (m)	1,600	1,600
Esbeltez mecánica (λ)	45,326	45,326
Esbeltez reducida ($\bar{\lambda}$)	0,5221	0,5221
χ	0,9173	0,9173
k	1,0443	1,0443

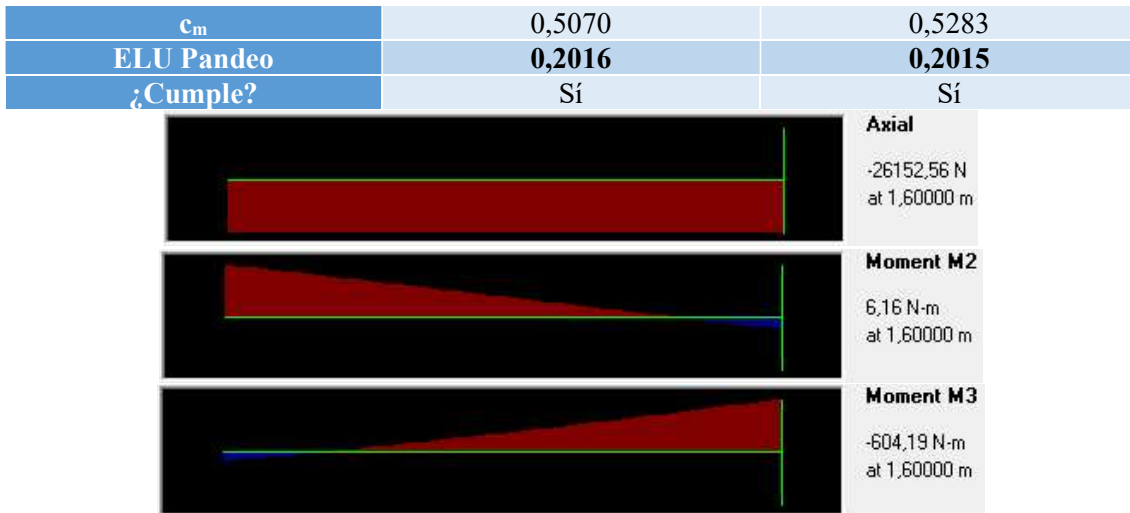


Fig. 95 Axil, momento en Y y momento en Z de la barra 249 bajo la combinación ELU 1ªVIENTO +X.

Tabla 74 ELU Pandeo grupo Montantes armado 2.

Grupo		Montantes armado 2	
Perfil	#40.3,2		
Criterio	Barra más solicitada – Barra de mayor longitud		
Barra analizada	277		
Longitud (m)	2,000		
Combinación de carga	ELU 1ªVIENTO +X		
Axil (N)	2193,3		
Flector y (N·m)	360,112		
Flector z (N·m)	15,452		
Eje	Y	z	
β	1	1	
Longitud de pandeo (m)	2	2	
Esbeltez mecánica (λ)	134,228	134,228	
Esbeltez reducida ($\bar{\lambda}$)	1,5462	1,5462	
χ	0,3536	0,3536	
k	1,0441	1,0441	
c_m	0,6328	0,5666	
ELU Pandeo	0,3373	0,2865	
¿Cumple?	Sí	Sí	



Fig. 96 Axil, momento en Y y momento en Z de la barra 277 bajo la combinación ELU 1ªVIENTO +X.

Tabla 75 ELU Pandeo grupo Arriostramiento armado 2.

Grupo		Arriostramiento armado 2	
Perfil	#40.3,2		
Criterio	Barra de mayor longitud		
Barra analizada	287		
Longitud (m)	1,887		
Combinación de carga	ELU 1ªVIENTO +X		
Axil (N)	23244,4		
Flector y (N·m)	0		
Flector z (N·m)	18,463		
Eje	Y	z	
β	1	1	
Longitud de pandeo (m)	1,887	1,887	
Esbeltez mecánica (λ)	126,631	126,631	
Esbeltez reducida ($\bar{\lambda}$)	1,4586	1,4586	
χ	0,3904	0,3904	
k	1,4236	1,4236	
c_m	0,0000	0,9500	
ELU Pandeo	0,7326	0,7326	
¿Cumple?	Sí	Sí	

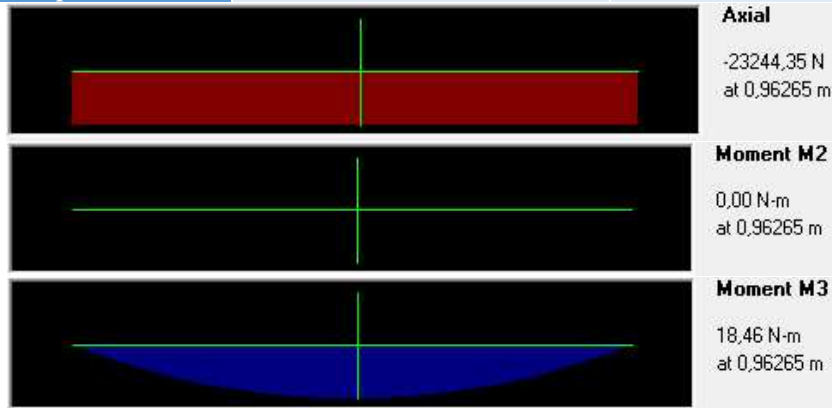


Fig. 97 Axil, momento en Y y momento en Z de la barra 287 bajo la combinación ELU 1ªVIENTO +X.

Tabla 76 ELU Pandeo grupo Voladizos.

Grupo		Voladizos	
Perfil	#50.3,2		
Criterio	Barra más solicitada - Barra de mayor longitud		
Barra analizada	309		
Longitud (m)	2,809		
Combinación de carga	ELU 1ªVIENTO +Y		
Axil (N)	3372,0		
Flector y (N·m)	313,051		
Flector z (N·m)	166,891		
Eje	Y	z	
β	1	1	
Longitud de pandeo (m)	2,809	2,809	
Esbeltez mecánica (λ)	147,837	147,837	
Esbeltez reducida ($\bar{\lambda}$)	1,7029	1,7029	
χ	0,2985	0,2985	
k	1,0629	1,0629	

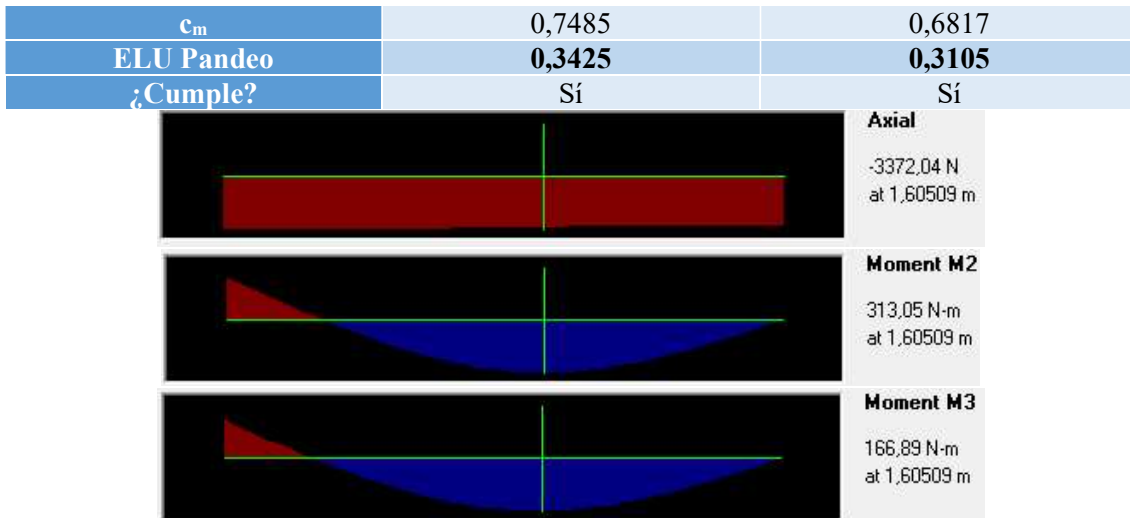


Fig. 98 Axil, momento en Y y momento en Z de la barra 309 bajo la combinación ELU 1ºVIENTO +Y.

3.7. Cimentación.

3.7.1. Coeficientes de seguridad para cimentación.

La ITC LAT 07 [18] recomienda, en su apartado 3.6 los coeficientes de seguridad a aplicar en función de la comprobación a realizar. Concretamente especifica unos coeficientes de 1,5 para hipótesis normales (viento y hielo) y 1,2 para hipótesis anormales (desequilibrios y rotura); para las comprobaciones de vuelco, arranque de zapata y adherencia de placa a la zapata. Debido a que en el presente proyecto se van a realizar más comprobaciones a la cimentación que las que refleja la ITC, estos coeficientes de seguridad se extenderán a todas ellas.

En el apartado 3.4 se ha hablado de los coeficientes de mayoración de cargas recomendados por el CTE [2] y los coeficientes de minoración del material dados por la ITC [18]. Se comentó también que los coeficientes de minoración del material eran muy elevados, pero se asumían como válidos por criterio del proyectista para quedar del lado de la seguridad. En este apartado, la ITC no aporta como tal, coeficientes de seguridad para la reducción de resistencia de los materiales; sino que únicamente hace referencia a un coeficiente de seguridad global de cumplimiento de la comprobación (1,5 ó 1,2). Como se entiende conveniente trabajar con resistencias de cálculo reducidas para aportar seguridad a la cimentación, se emplearán para ello los coeficientes de reducción del material recogidos en el CTE [2]. Se resume la decisión adoptada en la tabla siguiente:

Tabla 77 Coeficientes de seguridad para cimentación.

Tipo de coeficiente de seguridad	Valores
Mayoración de cargas	Igual que en el apartado 3.4 (Tabla 49)
Minoración del material	Recomendados por el CTE [2] (Tabla 78)
Cumplimiento de comprobación	Global apartado de cimentación: 1,5 ó 1,2

Los coeficientes de la tabla anterior pueden ser alterados en comprobaciones puntuales si se explicita en el presente documento.

De esta manera se dispondrá de un coeficiente de mayoración de cargas igual que para el cálculo realizado hasta ahora, un coeficiente de minoración del material más laxo que en apartados anteriores pero que se verá complementado por un coeficiente de seguridad de cumplimiento de cada una de las comprobaciones.

El nuevo coeficiente de cumplimiento de comprobación quiere decir que:

$$(1,5 \text{ ó } 1,2) \cdot E_d \leq R_d$$

Siendo:

E_d Valor de cálculo de una acción cualquiera.

R_d Valor resistente de cálculo del material que recibe la acción anterior.

A continuación, se resumen en la Tabla 78 los materiales y características de estos empleados en cada elemento del anclaje.

Tabla 78 Características de interés de los materiales de la cimentación.

Elemento	Placa	Cartelas	Pernos y armadura	Zapata
Material	Acero S275	Acero S275	Acero B500S ³¹	Hormigón HA-25
Límite elástico (MPa)	$f_y = 275$	$f_y = 275$	$f_{yb} = 500$	-
Coef. Seguridad	$\gamma_{M0} = 1,05$	$\gamma_{M0} = 1,05$	$\gamma_{M0} = 1,15$	-
Límite elástico reducido (MPa)	$f_{yd} = 261,90$	$f_{yd} = 261,90$	$f_{yd} = 434,78$	-
Límite de rotura (MPa)	-	-	$f_{ub} = 550$	$f_{ck} = 25$
Coef. Seguridad límite de rotura	-	-	$\gamma_{M2} = 1,25$	$\gamma_H = 1,5$
Límite de rotura reducido (MPa)	-	-	$f_{ud} = 440$	$f_{cd} = 16,67$

El material del hormigón de limpieza será HL-15 dado que no es necesario que presente una resistencia tan elevada como el hormigón de la zapata. Debido a que no se va a realizar ninguna comprobación sobre éste, no se incluyen sus características en la Tabla 78.

3.7.2. Reacciones de la cimentación.

Las reacciones del terreno se extraen directamente de SAP2000. Estas reacciones se derivan de las combinaciones de cálculo para ELU detalladas en la Tabla 58. Para no reflejar excesivos valores en tablas, se han escogido los esfuerzos más importantes que aparecen en la unión de la torre con el suelo. Concretamente, se muestran en la Tabla 79 las reacciones con mayor axil de compresión, mayor axil de tracción y mayor cortante de entre toda la combinatoria de hipótesis de cálculo y puntos de apoyo de la torre.

Tabla 79 Reacciones más importantes en las uniones al terreno de la torre.

	Hipótesis	Axil (N)	Cortante x (N)	Cortante y (N)
Mayor compresión	ELU 1ºVIENTO +X	167547,7	-22384,01	9950,11
Mayor tracción	ELU 1ºVIENTO +X	-108434,1	16875,1	5579,43
Mayor cortante	ELU 1ºVIENTO +X	167547,7	-22384,01	9950,11

Los signos están extraídos directamente del sistema de coordenadas global de SAP2000 (Fig. 99). Esto provoca que un axil negativo indique tracción y un axil positivo, compresión sobre la placa y la zapata. La causa es que lo que se muestra en la tabla no es el esfuerzo que recibe la zapata en sí, sino la reacción que ejerce la cimentación al recibir las solicitaciones por parte de la torre. De esta manera, cuando la estructura presiona contra el terreno (fuerza en dirección -Z, “hacia abajo”), este genera una fuerza igual y de sentido contrario a la recibida, por lo que aparece un signo positivo cuando la zapata está siendo comprimida.

³¹ Se entiende que al estar constituidos los pernos por un acero para hormigón, éstos serán barras corrugadas.

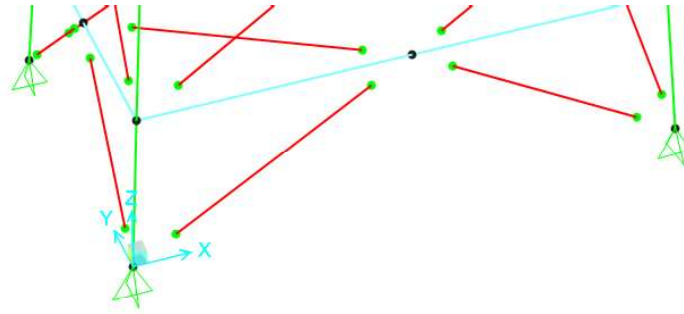


Fig. 99 Sistema de coordenadas SAP2000.

Como puede observarse, las reacciones que más castigan la cimentación tienen todas lugar en la hipótesis de viento transversal a la línea, coincidiendo el nodo que presenta mayor fuerza de compresión sobre la cimentación con el de mayor cortante. Esto reducirá el número de comprobaciones necesarias y además, el coeficiente de seguridad de cumplimiento será **1,5** en todos los casos siguientes, desechando el 1,2 (únicamente hipótesis de viento).

No es necesario indicar en el nodo que se ejerce la sollicitación puesto que la torre posee dos planos de simetría. Esto quiere decir que, según sople el viento en un sentido u otro, al final, todas las placas y zapatas se verán sometidas a los mismos esfuerzos de manera alternativa.

3.7.3. Cálculo de la placa de anclaje.

Los aspectos a determinar en este apartado son las dimensiones de la placa de anclaje; la utilización o no de cartelas y la definición de éstas; y el número, diámetro y longitud de los pernos roscados a colocar en la placa.

Para ello, se comprobará el cálculo de la unión de la basa de soporte a cuatro comprobaciones diferentes recogidas en el Código técnico de edificación [2]. Estas son: ELU de agotamiento del apoyo, ELU de agotamiento de la placa a flexión, ELU de agotamiento de pernos y ELU de anclaje de los pernos al hormigón.

- ELU de agotamiento del apoyo.

Esta comprobación tiene como objetivo determinar que la zapata de hormigón no va a colapsar ante los esfuerzos provenientes de la torre. Para el cálculo de este apartado, se tomará la situación de mayor compresión de la Tabla 79.

La unión entre placa y zapata se hace directamente sobre el vierteaguas, sin capa de mortero intermedia, por lo que la resistencia de cálculo será la del hormigón (f_{cd}), obviando cálculo alguno de la resistencia de unión (f_{jd}). Es decir, $f_{cd} = f_{jd}$.

Se ha de definir ahora el área portante de la placa (Fig. 100), lo cual, según el CTE [2], es la zona efectiva de la placa de transmisión de esfuerzos a la zapata de hormigón. Para calcular esta área se le suma a la sección del perfil que se une con la placa el área derivada de la anchura suplementaria del apoyo definida en el código técnico como:

$$c = e \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{3 \cdot f_{jd}}}$$

Siendo:

- e Espesor de la placa.

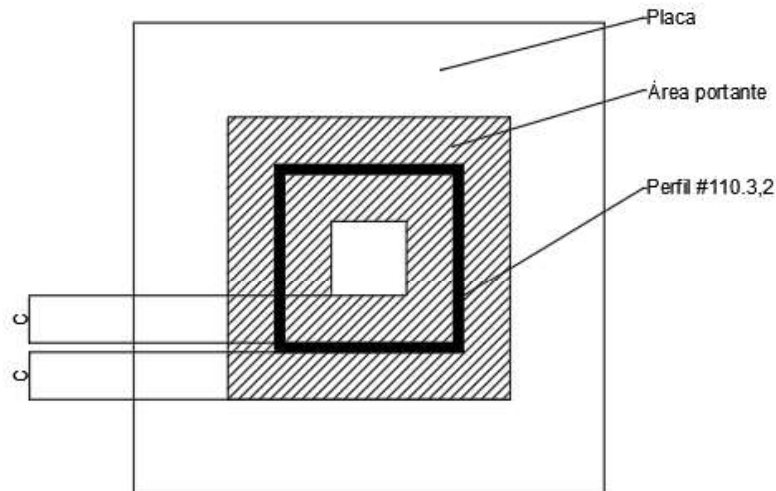


Fig. 100 Morfología del área portante de la placa (imagen no a escala).

Teniendo en cuenta las dimensiones vistas en la figura anterior, se define el área portante como:

$$A_p = (110 + 2 \cdot c)^2 - (110 - 2 \cdot 3,2 - 2 \cdot c)^2 \quad \text{si} \quad c \leq 51,8 \text{ mm}$$

$$A_p = (110 + 2 \cdot c)^2 \quad \text{si} \quad c \geq 51,8 \text{ mm}$$

Para que el apoyo no se agote se calculará el área portante (A_p) necesaria ante el mayor esfuerzo de compresión que se da en la base. No aparece momento flector, por lo que no es necesario calcular ninguna línea neutra para definir el área de compresiones y se entenderá que toda la placa trabaja a compresión. De esta manera, el área portante necesaria surge de la inecuación:

$$1,5 \cdot \frac{N_{Ed}}{A_p} \leq f_{jd}$$

Despejando y sustituyendo se obtiene que el área portante deberá ser mayor o igual a **15079,29 mm²**. Para conseguir este valor se requiere una anchura suplementaria del apoyo $c = 16,049 \text{ mm}$, lo cual supone un espesor de placa de $e = 7,01 \text{ mm}$.

Se ve que el espesor de la placa no es excesivo por motivos de manejabilidad y posible exfoliación [1], por lo que no es necesario el uso de cartelas para reducir éste.

Normalizando se concluye que la placa de anclaje de acero S275 tendrá **8 milímetros** de espesor y no dispondrá de cartelas de rigidización³².

Por último, $c < 51,8 \text{ mm}$ y por lo tanto el área portante forma la corona cuadrada vista en la Fig. 100. Dicho área tiene un lado igual al lado del perfil más dos veces el valor de $c = 18,31 \text{ mm}$, al ser el espesor de placa 8 mm . El área portante es cuadrada y tiene de lado $146,62 \text{ mm}$.

A priori, una placa de dimensiones $\neq 150.150.8$ sería suficiente para evitar fabricar una basa de resalto corto. Sin embargo, antes de dar por válido este resultado, es necesario comprobar que se cumplen las distancias mínimas obligatorias de la tabla 58.4.a de la Instrucción de Acero Estructural [23]. En dicha tabla se impone como distancia mínima obligatoria desde el eje del agujero al borde de placa $1,2 \cdot d$, y como distancia mínima entre ejes de agujeros, $2,4 \cdot d$; siendo d

³² Además, las cartelas impedirían la articulación de la unión.

el diámetro del agujero (= diámetro del perno). Tomando estas distancias mínimas en el diseño se presenta la situación de la Fig. 101 en la cual se puede apreciar el lado mínimo de la placa en el caso de que se aproximaran lo máximo posible los pernos al perfil de la torre.

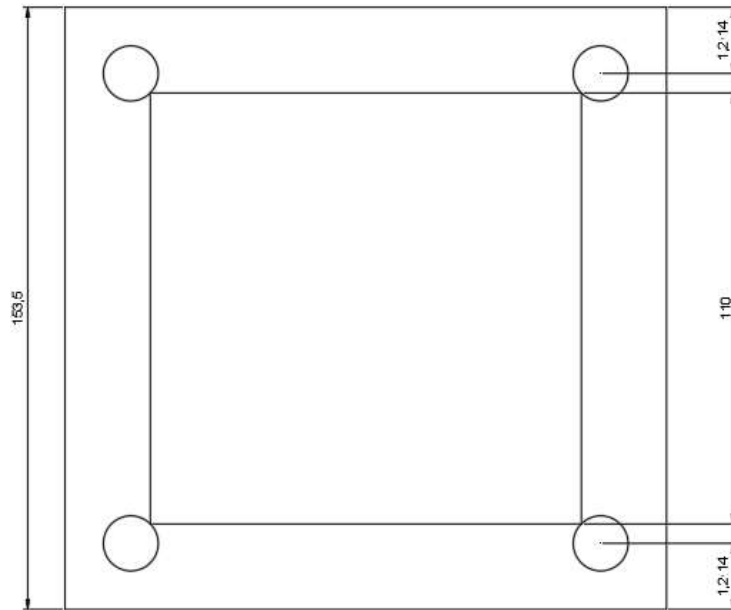


Fig. 101 Distancias mínimas de la placa de anclaje.

Se pretende disponer de una placa de anclaje con el menor vuelo posible, pero se debe de dejar algo de espacio para facilitar el montaje de los pernos; por lo que, con ánimo de que no contacten estos con el perfil, se optará por una placa de 160 mm de lado. Finalmente, la placa final a presupuestar será:

≠160.160.8

- ELU agotamiento de la placa a flexión.

La presente comprobación no es necesaria ya que en el apoyo analizado no existe momento flector ni se dispone de cartelas de rigidización.

- ELU de agotamiento de los pernos.

Se analizará el agotamiento de los pernos que anclan la placa a la zapata de hormigón bajo los supuestos de máxima tracción, máximo cortante y la interacción entre ambos. Esto supone que se realizarán dos comprobaciones: Interacción axil y cortante en la hipótesis de máxima tracción e interacción de axil y cortante en la hipótesis de máximo cortante (también máxima compresión).

El área de acero resistente de los pernos se define tal y como se puede ver en las expresiones siguientes:

$$A_s = n_\phi \cdot A_{r\phi}$$

$$A_{r\phi} = 0,8 \cdot A_\phi$$

$$A_\phi = \frac{\phi^2 \cdot \pi}{4}$$

Siendo:

A_s Área de acero resistente de los pernos.

Φ Diámetro nominal de un perno.

A_Φ Área nominal de un perno.

$A_{r\Phi}$ Área nominal de un perno roscado

Se calculará pues, el área de acero necesaria para prevenir el fallo y, a partir de las ecuaciones anteriores, se extraerá el número de pernos necesarios y el diámetro óptimo de estos.

Según la comprobación recomendada por el CTE [2], han de cumplirse 3 condiciones para determinar que los pernos no se romperán bajo una carga compuesta de axil y cortante:

La primera, sentencia que el esfuerzo de tracción (T_d) será menor que la resistencia de tracción de los pernos ($F_{t,Rd}$) con un coeficiente de seguridad de 1,5 (apartado 3.7.1):

$$1,5 \cdot T_d \leq F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

Calculando en la situación de máxima tracción (Tabla 79) se obtiene que el área de acero mínima necesaria para cumplir con la comprobación es $A_s = 410,74 \text{ mm}^2$

La segunda comprobación es a cortante, y obliga a que el esfuerzo de cortadura (V_d) sea, menor que la resistencia a cortadura de la unión ($F_{v,Rd}$) con un coeficiente de seguridad de 1,5 (apartado 3.7.1):

$$1,5 \cdot V_d \leq F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_t \cdot F_{vb,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{Ed} + n_t \cdot \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$
$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003 \cdot f_{yb} \text{ (MPa)}$$

Siendo:

$C_{f,d}$ Coeficiente de rozamiento acero-mortero. Valor 0,3 al ser la zapata de hormigón.

n_t Número total de pernos en la base.

Antes de proseguir, las expresiones anteriores se basan en la idea de que el esfuerzo de cortadura es resistido por dos elementos en la placa de anclaje: los propios pernos ($F_{vb,Rd}$) y la fuerza de rozamiento que ejerce la placa con el hormigón de la zapata ($F_{f,Rd}$). Esta última resistencia es mayor cuanto mayor sea el axil de compresión que actúa sobre el apoyo, y nula si el axil es de tracción (fuerza de arrancamiento). Es esta tesitura, se ve en la Tabla 79 que el mayor cortante se da en la hipótesis de mayor compresión, mientras que en la hipótesis de mayor tracción existe también un cortante considerable que no se verá resistido por las fuerzas de rozamiento. Es pues lógico afirmar que no se puede deducir cuál de las dos situaciones será más desfavorable, por lo que se comprobarán ambas.

Aparecen dos incógnitas en las expresiones anteriores (n_t y A_s), por lo que habrá que suponer una de ellas. Se impondrá que $n_t = 4$ por ser una solución habitual con un bajo número de pernos y se calculará el área necesaria de acero que deberán tener éstos. En caso de que el área necesaria fuera excesiva y que, por lo tanto, los pernos tuvieran un diámetro exagerado, se aumentaría el número de éstos hasta llegar a un resultado complaciente.

- Situación de mayor cortante: Área de acero mínima necesaria para cumplir especificaciones $A_s = -32,70 \text{ mm}^2$. El resultado negativo no es posible físicamente y lo que indica es que, dado a la mayor magnitud del axil frente al cortante, es suficiente

con únicamente la fuerza de rozamiento entre la placa y la zapata para resistir el esfuerzo cortante. En este caso se optaría por los pernos más pequeños del catálogo.

- Situación de mayor tracción. Área de acero mínima necesaria para cumplir especificaciones $A_s = 49,59 \text{ mm}^2$.

Para resistir el esfuerzo cortante, los pernos, necesitan tener un área de acero mínima $A_s = 49,59 \text{ mm}^2$. No es un valor elevado, por lo que se acepta la suposición de roscar únicamente 4 pernos a la placa. Además, la comprobación a tracción es más restrictiva, por lo que, de momento, esa será la situación de diseño.

La tercera comprobación analiza la interacción entre los esfuerzos de tracción y cortadura. Se estudia aquí la reacción de mayor tracción de la Tabla 79 exclusivamente, y se insta a cumplir la expresión del CTE [2] con un margen de seguridad de 1,5 (apartado 3.7.1):

$$1,5 \cdot \left(\frac{V_d}{F_{v,Rd}} + \frac{T_d}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \right) \leq 1$$

De la misma manera que antes, se supone $n_t = 4$ para calcular el área de acero necesaria. Aglomerando las expresiones ya vistas y despejando, se concluye que el A_s mínima necesaria para satisfacer esta comprobación es $A_s = 342,99 \text{ mm}^2$.

Aunque resulte contraintuitivo, el valor de área requerida en esta última comprobación a tracción y cortante es menor que el área requerida al actuar únicamente tracción. Esto se debe a que la tracción presente en el apoyo es de un orden de magnitud superior que el cortante y, al estar en esta expresión la resistencia a tracción ponderada por 1,4, se relajan las exigencias de área en los tornillos.

Finalmente, de los 3 casos se toma el más restrictivo, por lo que $A_s = 410,74 \text{ mm}^2$, lo cual, aceptando que se atornillan únicamente 4 pernos a la placa, se resuelve la unión con **4 pernos de 12,78 mm** de diámetro. Normalizando:

$$n_\phi = 4$$

$$\Phi = 14 \text{ mm}$$

- ELU de anclaje de los pernos en el hormigón.

Se determinará la longitud de anclaje necesaria (l_a) de los pernos para que no se produzca el arrancamiento de éstos debido a las fuerzas de tracción que pudieran aparecer sobre los apoyos de la torre. Lo que se pretende en este apartado es determinar una longitud de perno roscado tal que se produzca el colapso del acero a la vez que tendría lugar el arrancamiento de éste.

Se da por supuesta la buena adherencia entre los pernos y el hormigón por estar éstos orientados a 90° con la horizontal (posición I, EHE 08 [22]).

La longitud de anclaje necesaria de las barras se calculará para la situación de mayor tracción, ya que éstas no se verán comprimidas cuando actúe esfuerzo de compresión sobre la placa.

La Instrucción de Hormigón Estructural [22] define la longitud básica de anclaje (l_b) para barras corrugadas en su apartado 69.5.1.2 de la siguiente manera:

$$l_b = \max\left(m \cdot \phi^2, \frac{f_{yb}}{20} \cdot \phi\right)$$

Siendo:

m Coeficiente basado en la experimentación de las características adherentes de las barras dado por la EHE 08 [22].

Φ Diámetro de los pernos.

Para el caso de barras corrugadas de acero B500S embebidas en hormigón HA-25: **m = 1,5**.

Operando se obtiene **$l_b = 350$ mm**.

Y por último la longitud de anclaje real se calcula:

$$l_a = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}} \geq \max(10 \cdot \Phi, 150\text{mm}, \frac{l_b}{3})^{33}$$

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

$$A_{s,real} = n_{\Phi} \cdot \frac{\Phi^2 \cdot \pi}{4}$$

Siendo

β Factor dependiente del dispositivo de anclaje recogido en el apartado 69.5.1.2 de la EHE 08 [22].

A_s Área de acero necesaria para evitar el fallo de los pernos ($A_s = 410,74$ mm²).

$A_{s,real}$ Área de acero real de los pernos instalados en la placa.

Tomando un valor **$\beta = 1$** (prolongación recta de las patillas) se obtiene que la longitud de anclaje necesaria para evitar el arranque de los pernos antes de alcanzar el límite de fluencia es $l_a = 233,47$ mm, la cual, aplicando el coeficiente de seguridad de 1,5, queda:

$$l_a = 350 \text{ mm} = 35 \text{ cm}$$

No es una longitud excesiva, por lo que, atendiendo a la máxima de manipular lo menos posible las barras embebidas en el hormigón, no haría falta el empleo de patillas en gancho para la reducción de ésta.

3.7.4. Cálculo de las zapatas de hormigón.

Las zapatas de hormigón que constituyen la cimentación de la torre serán prismáticas de base cuadrada, superficiales y estarán constituidas por hormigón armado (HA-25). Su disposición respecto al terreno y la placa puede verse en la Fig. 42. Se admitirá como valor del peso propio del hormigón en armado **$\gamma = 25$ kN/m³**.

La placa de anclaje se dispone centrada en la zapata, debido a esto, las acciones de la Tabla 79 se entenderán situadas en el centro de la cara superior de la zapata.

La ITC LAT 07 [18] impone para cimentaciones de torres de líneas aéreas las comprobaciones de arranque, compresión, adherencia entre anclaje y cimentación y vuelco. Además, se incluirán también dos estudios relacionados con la armadura; el estado límite último de durabilidad y el dimensionado de ésta. El orden a seguir será estudiar primero y el arranque y la compresión para predimensionar la zapata y después analizar el cumplimiento de ésta a vuelco.

³³ El valor de $l_b/3$ es válido para barras trabajando a tracción, si la fuerza es de compresión se toma el valor $(2/3) \cdot l_b$

Posteriormente se caracterizará la armadura mediante los recubrimientos necesarios y el número y diámetro de las barras que la conformarán.

La comprobación de pérdida de adherencia entre el anclaje y cimentación ya se ha calculado en el apartado 3.7.3 al calcular los pernos a cortadura y tracción, por lo que no se repite en este apartado.

- Comprobación al arranque.

De SAP2000 ya se obtiene directamente la máxima fuerza de arranque a la que van a estar sometidos los apoyos de la torre (Tabla 79). El método que recomienda la instrucción [18], y también el más extendido en la bibliografía consultada [4] [10][12], es el de talud natural o ángulo de arrastre de tierras. Este método consiste en suponer que a la fuerza de arranque proveniente de la estructura se opone el peso de la zapata de hormigón y de las tierras arrastradas por ésta. Dichas tierras serán las confinadas dentro de prismas de base triangular y altura igual a al lado de la base de la zapata (Fig. 102).

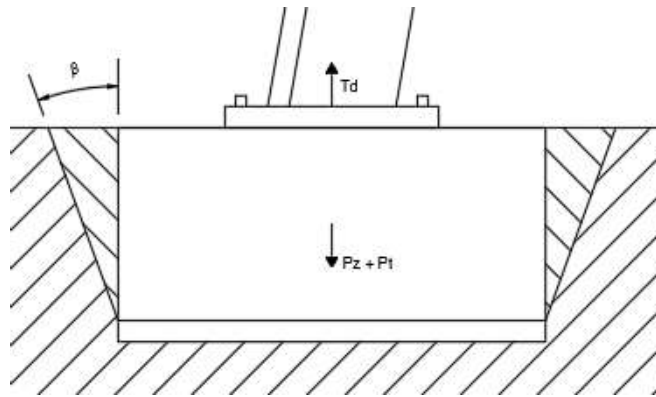


Fig. 102 Esquema de fuerzas que intervienen en el método de talud natural.

Ante el desconocimiento de las características concretas del terreno sobre el que se asentará la cimentación por carecer de un estudio geotécnico de éste, la ITC [18] recomienda un ángulo β de arranque de tierras para terreno normal de 30° .

Debido a la incertidumbre que genera en este apartado el no conocer las características reales del terreno se aumentará el coeficiente de seguridad para esta comprobación y la siguiente (compresión) de 1,5 a 2 con el fin de no incurrir en ningún riesgo a la hora de diseñar la zapata³⁴. Esta práctica de aumento del coeficiente de seguridad está extendida en la bibliografía consultada [4][12].

Se debe cumplir:

$$2 \cdot T_d \leq \gamma \cdot V_H + \gamma_t \cdot V_t$$

$$V_H = a^2 \cdot h$$

$$V_t = 2 \cdot a \cdot h^2 \cdot \tan(30^\circ)$$

Siendo:

T_d Carga de máxima tracción de la Tabla 79.

γ Peso específico del hormigón en armado HA-25.

³⁴ La solución que adoptan los documentos de la bibliografía referenciados es tomar un coeficiente de seguridad de 2 (en lugar de 1,5) para hipótesis normales y de 1,5 (en lugar de 1,2) para hipótesis anormales.

- V_H Volumen de la zapata de hormigón.
 γ_t Peso específico de la tierra desplazadas.
 V_t Volumen de la tierra desplazada.
a, h Fig. 103.

El peso específico de la tierra desplazada se tomará de la Tabla 10 en el apartado 3.6.5 de la ITC LAT 07 [18]. Al haber tomado los parámetros de resistencia del terreno 300 KN/m^2 (comprobación siguiente) y ángulo del talud natural 30° , se busca un tipo de terreno en la tabla que sea congruente con estas características. El tipo de terreno escogido es “Gravera arenosa”, por lo que el peso específico $\gamma_t = 17 \text{ kN/m}^3$.

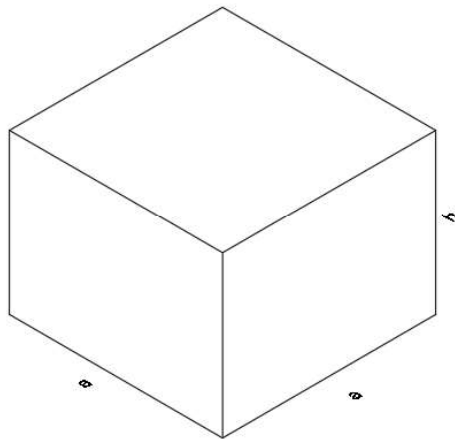


Fig. 103 Dimensiones de una zapata.

Operando las expresiones se obtiene:

$$\text{Si } h = 0,5 \text{ m, } a = 4,052 \text{ m.}$$

...

$$\text{Si } h = 2,2 \text{ m, } a = 1,318 \text{ m.}$$

Las dos uniones con el terreno más cercanas de la torre distan 5 metros. Al haber multitud de soluciones se decide como nuevo criterio el dejar al menos una separación de 2 metros entre zapatas. De esta manera, $a \leq 3$ metros. Por otro lado, puede demostrarse que cuanto mayor sea h , menor es el peso de la zapata y, por lo tanto, el volumen de hormigón a emplear. También se ha de tener en cuenta la dificultad a la hora de realizar la obra si se opta por una zapata muy alta y estrecha, dado que el agujero en el terreno será más difícil de ejecutar. Por último, h no puede sobrepasar 2,2 metros porque se dejaría de cumplir la comprobación a compresión (punto siguiente) debido a la reducción de área horizontal en contacto con el terreno³⁵.

Para alcanzar una solución de compromiso todos los factores anteriores, se decide por criterio del proyectista tomar:

$$\mathbf{h = 1,75 \text{ m}}$$

$$\mathbf{a = 1,7 \text{ m}}$$

³⁵ Si $h > 2,2$ metros se podría seguir cumpliendo compresión aumentando a , pero se incurriría en un incremento innecesario del volumen de hormigón a emplear.

Dimensiones que demuestran que la longitud de anclaje de los pernos del apartado anterior no es excesiva.

- Comprobación a compresión.

Se estudia si la máxima compresión que se imprime a la zapata por parte de la estructura (Tabla 79) más el peso de la propia zapata es capaz de hacer ceder el terreno bajo ella.

La ITC [18], si se desconocen las características concretas del terreno, recomienda utilizar una resistencia a compresión de este igual a 300 kN/m² para terrenos normales.

De la misma manera que en la comprobación anterior, ante el factor de riesgo de no conocer explícitamente las características del terreno, se tomará un coeficiente de seguridad igual a 2.

Se ha de cumplir lo siguiente:

$$2 \cdot (C_d + \gamma \cdot \forall_H) \leq 300 \text{ kN/m}^2$$

$$\forall_H = a^2 \cdot h$$

Siendo:

C_d Carga de máxima compresión de la Tabla 79.

De la comprobación anterior se han extraído ya las dimensiones de la zapata, operando ahora se obtiene que la compresión ejercida sobre el terreno es de **199,950 kN < 300 kN**, por lo que se cumple a compresión.

- Comprobación a vuelco.

La ITC LAT 07 [18] comenta en su apartado 3.6.1 que en apoyos cuya estabilidad esté fundamentalmente confiada a las reacciones verticales del terreno se deberá comprobar que el coeficiente de seguridad a vuelco no supera el valor de 1,5. Por otro lado en apoyos cuya estabilidad esté fundamentalmente confiada a las reacciones horizontales del terreno, se comprobará que la tangente del ángulo de giro de la cimentación no sea superior a 0,01 (0,573°) al alcanzar el equilibrio entre acciones volcadoras y estabilizantes. Al estar estudiando un apoyo con cimentación tetrabloque, se entiende que la estabilidad de la torre está confiada fundamentalmente a los esfuerzos verticales del terreno, por lo que habrá que realizar la comprobación a vuelco. Por otro lado, dado que la estabilidad de la estructura no está fundamentalmente confiada a las acciones horizontales del terreno, se entenderá también que la tangente del ángulo de giro de la cimentación es menor a 0,01 sin necesidad de realizar ninguna comprobación.

Para realizar la comprobación a vuelco se empleará el método de Sulzberger, ampliamente utilizado en la industria para el cálculo de cimentaciones de apoyos de líneas aéreas en la actualidad. Éste se basa en un principio verificado experimentalmente que afirma que para las inclinaciones de la cimentación limitadas tales que la tangente del ángulo de giro de éstas es inferior a 0,01, el terreno se comporta de manera elástica. Se ilustra en la Fig. 104 las fuerzas y reacciones que tienen lugar en una de las zapatas del apoyo según este método; así como el eje de rotación del macizo, situado a 2/3 de “h” de profundidad y 1/4 de “a” de la pared presionada contra el terreno.

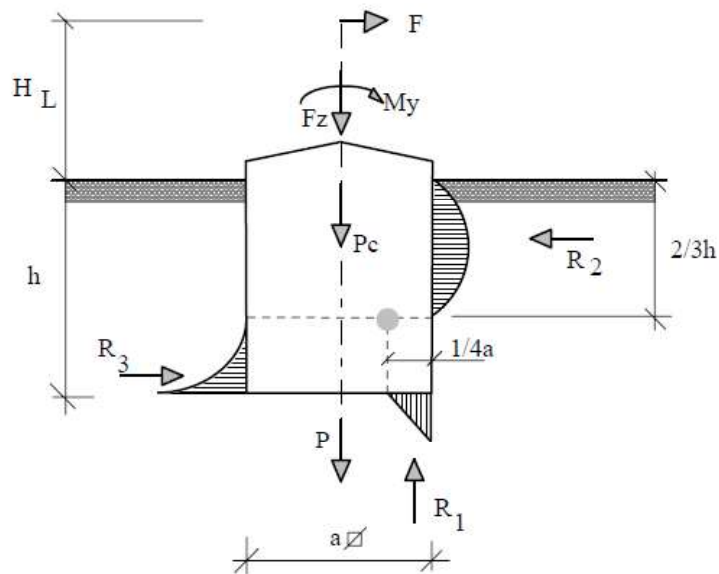


Fig. 104 Fuerzas del método Sulzberger [12].

Antes de comenzar, se debe advertir al lector del hecho de que este método y las comprobaciones de vuelco en sí, son más propias de torres con cimentación monobloque que tetrabloque. Debido a esto, aunque es posible aplicar las expresiones de Sulzberger para la comprobación de vuelco en el presente caso, se verá al final que los resultados obtenidos tendrán poco valor en el diseño de la cimentación por ser esta comprobación poco limitante. Además, otro factor que propicia el poco riesgo de vuelco de la estructura es que los apoyos de ésta están materializados como articulaciones, de manera que no llega momento flector desde la torre a la cimentación

Se estudiará el vuelco de las zapatas bajo las hipótesis de máxima tracción y máximo cortante de la Tabla 79. El coeficiente de seguridad a emplear en este apartado será 1,5 para hipótesis normales por recomendación de la bibliografía estudiada [4][10][12][18].

Se resume en la tabla siguiente los parámetros que aparecen en la Fig. 104 con sus valores correspondientes a cada una de las dos hipótesis estudiadas en este apartado.

Tabla 80 Valores utilizados en la comprobación a vuelco por el método Sulzberger.

	Máximo cortante	Máxima tracción
h (m)	1,75	1,75
a (m)	1,7	1,7
HL (m)	0	0
F _z (N) ³⁶	-167547,7	108434,2
F (N)	22384,01	16875,10
M _y (N·m)	0	0
P _c (N)	-121380	-121380
P (kp) = F _z (kp) + P _c (kp)	-288927,7	-12945,8
R ₁ (N)	-	-
R ₂ (N)	-	-
R ₃ (N)	-	-

³⁶ Han cambiado los signos de la tracción y compresión respecto a la Tabla 79 porque ahora se estudian esfuerzos que se ejercen sobre la zapata, no reacciones del terreno. En las expresiones, sin embargo, los esfuerzos con signo negativo se introducirán en valor absoluto.

R_1 , R_2 y R_3 son las resultantes de los esfuerzos estabilizadores que ejerce el terreno sobre el macizo cuando este intenta volcar. No se les otorga un valor específico en la tabla porque el cálculo de las acciones estabilizadoras se hace mediante las expresiones de los momentos estabilizadores M_1 y M_2 dadas por el método y que se ven a continuación.

El momento solicitante de vuelco se define:

$$M_v = F \cdot \left(\frac{M_y}{F} + \frac{2 \cdot h}{3} \right) = F \cdot \left(H_L + \frac{2 \cdot h}{3} \right)$$

Como muestra la Tabla 80, $H_L = 0$ porque los esfuerzos que actúan sobre la estructura ya están compactados en una única combinación de carga y trasladados a la cara superior de la zapata, por lo que no es necesario calcular la altura de la resultante de cada uno y multiplicarla por su distancia a la cimentación. Por otro lado, $M_y = 0$ dado que la unión de la torre con la placa de anclaje está materializada como una articulación. Esto último propicia que el valor del momento solicitante a vuelco sea muy pequeño.

$$\text{Máximo cortante: } \mathbf{M_v = 26114,7 \text{ N}\cdot\mathbf{m}}$$

$$\text{Máxima tracción: } \mathbf{M_v = 19687,6 \text{ N}\cdot\mathbf{m}}$$

El momento estabilizador se define:

$$M_e = M_1 + M_2$$

$$M_1 = \frac{a \cdot h^3}{36} \cdot C'_h \cdot tg(\alpha) = 1390 \cdot C'_h \cdot a \cdot h^4$$

$$M_2 = P \cdot a \cdot \left(0,5 - \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{P}{2 \cdot a^3 \cdot C_h \cdot tg(\alpha)}} \right) = P \cdot a \cdot \left(0,5 - \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{P}{10^7 \cdot a^3 \cdot C_h \cdot h \cdot tg(\alpha)}} \right)$$

Siendo:

M_1 Momento estabilizador debido a las acciones laterales del terreno en $\text{N}\cdot\text{m}$.

M_2 Momento estabilizador debido a las acciones verticales del terreno en $\text{N}\cdot\text{m}$.

a, h, P Tabla 80.

$tg(\alpha)$ Tangente del ángulo de giro de la cimentación con la horizontal. Se le da el valor máximo de 0,01.

C'_h Coeficiente de compresibilidad del terreno a "h" metros de profundidad en daN/cm^3 .

C_h Coeficiente de compresibilidad del terreno a 2 metros de profundidad en daN/cm^3 .

Se escoge el coeficiente de compresibilidad más desfavorable de la tabla 10 del apartado 3.6.5 de la ITC [18] para gravera arenosa. En ese caso $C_h = 8 \text{ daN}/\text{cm}^3$. Tanto a , como h se introducen en las expresiones en metros y P en newtons.

$$\text{Máximo cortante: } \mathbf{M_1 = 177298,8 \text{ N}\cdot\mathbf{m}}$$

$$\text{Máximo cortante: } \mathbf{M_2 = 178475,9 \text{ N}\cdot\mathbf{m}}$$

$$\text{Máxima tracción: } \mathbf{M_1 = 177298,8 \text{ N}\cdot\mathbf{m}}$$

Máxima tracción: $M_2 = 10367,4 \text{ N}\cdot\text{m}$

La condición de estabilidad que se tiene que cumplir es:

$$1,5 \cdot M_v \leq M_1 + M_2$$

Sustituyendo y operando para ambas situaciones de carga se obtiene:

$$\text{Máximo cortante: } 39172,1 \text{ N}\cdot\text{m} \leq 355774,7 \text{ N}\cdot\text{m} \rightarrow \text{cumple}$$

$$\text{Máxima tracción: } 29531,4 \text{ N}\cdot\text{m} \leq 187666,2 \text{ N}\cdot\text{m} \rightarrow \text{cumple}$$

La zapata dimensionada en los apartados anteriores cumple sobradamente a la condición de vuelco. Puede verse que el momento solicitante de vuelco es entre unas 6 y 9 veces menor que el resistente, esto se debe a que, como ya se ha comentado, la comprobación a vuelco es especialmente crítica en cimentaciones monobloque, adquiriendo un carácter más secundario en cimentaciones tetrabloque.

- Estado límite de durabilidad.

Para evitar la degradación de la armadura de la zapata por acción de agentes externos y, por lo tanto, la pérdida de efectividad en sus funciones, se establecerán unos recubrimientos mínimos. Dichos recubrimientos hacen referencia a la distancia que deberá haber desde cada cara de la zapata (lateral o inferior) a la armadura. Se calcula, según el apartado 37.2.4 de la EHE 08 [22], mediante la siguiente expresión:

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

Siendo:

r_{nom} Recubrimiento nominal.

r_{min} Recubrimiento mínimo dado en la tabla 37.2.4.1.a de la EHE 08 [22].

Δr Margen de recubrimiento en función del nivel de control de ejecución.

En caso de que se hormigone contra el terreno, el recubrimiento mínimo debe ser de 70 mm según impone la instrucción [22]. Esto es válido para las caras laterales de la zapata. Sin embargo, al estar la cara inferior en contacto con el hormigón de limpieza, y la cara superior al aire libre; se tomará un recubrimiento mínimo de 40 mm, cota superior de la tabla mencionada. En ese caso:

$$r_{nom \text{ lateral}} = 80 \text{ mm}$$

$$r_{nom \text{ inf-sup}} = 50 \text{ mm}$$

- Dimensionado de la armadura.

Cuando la zapata es comprimida en su punto medio por acción del pilar de la torre, se produce una reacción por parte del terreno que empuja ésta hacia arriba. Entendiendo dicha reacción como uniforme, se ve en la Fig. 105 que los esfuerzos resultantes de esta situación tenderían a fisurar la zapata en su cara inferior. Para contener esta fisuración y el probable colapso posterior de la cimentación se colocan armaduras de acero en las caras inferior y superior³⁷ de la zapata.

³⁷ Cuando el esfuerzo sea de tracción la fisuración se producirá en la cara superior.

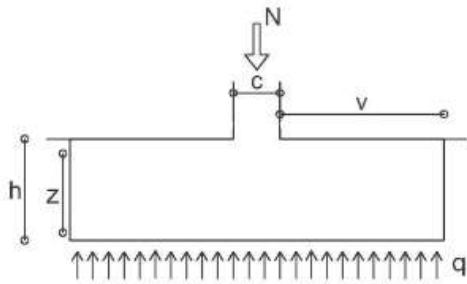


Fig. 105 Esfuerzos en una zapata aislada sometida a compresión.

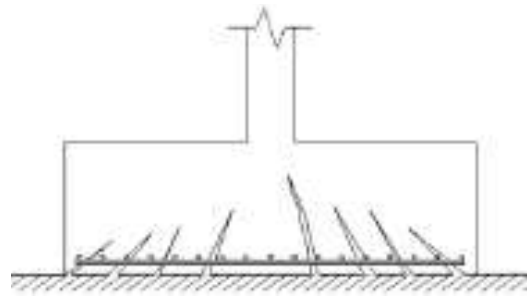


Fig. 106 Fallo de una zapata por fisuración excesiva.

Debido a esta no alineación de las fuerzas, aparecen momentos en el interior de la zapata. Su máximo se encuentra en el eje central de la cimentación, lo cual implica que el mayor requerimiento de armadura se encontrará situado en ese punto. Se calculará esta necesidad de acero para el punto central de la zapata y se extenderá a toda ésta. Se ilustra esta idea en la Fig. 107, donde además pueden verse todas las distancias empleadas en el cálculo. Debe entenderse que la cimentación presenta doble simetría, por lo que, aunque la Fig. 107 muestre sólo el corte central de la zapata, éste será análogo para el otro plano de simetría.

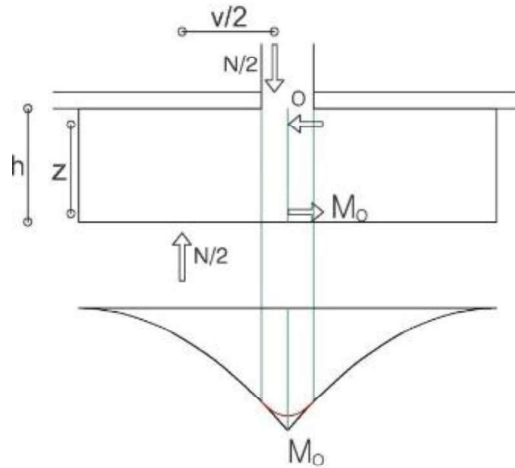


Fig. 107 Momentos en una zapata sometida a compresión centrada.³⁸

Aplicando equilibrio de momentos en el centroide de la zapata se obtiene que el momento que aparece en este punto debido a uno de los dos lados del macizo de hormigón es:

$$M_o = \frac{N}{2} \cdot \frac{a}{4} - \frac{N}{2} \cdot \frac{c}{4} = \frac{N \cdot (a - c)}{8}$$

Siendo:

- N Esfuerzo que llega a la zapata desde la estructura.
- a Lado de la base cuadrada de la zapata. (a = 1,7 m)
- c Lado del área portante de la placa (apartado 3.7.3). (c = 0,15 m).

Operando:

$$M_o = 32462,37 \text{ N}\cdot\text{m}$$

³⁸ Fig. 105, 106 y 107 extraídas de la referencia “Blanco Delso, J. (2016). *Zapatas para varios pilares* (Grado). Escuela técnica superior de arquitectura de Madrid.”

En vista de las figuras anteriores, en el equilibrio, aparecerán en la zapata un par de fuerzas (Fig. 107). En caso de que N sea de compresión, aparecerá una tracción horizontal en la armadura inferior de la zapata y una compresión en la superior. Si la fuerza N fuera de tracción sucedería lo contrario.

En este proyecto ya se ha visto en la Tabla 79 que el mayor esfuerzo es de compresión, por lo que se calculará la armadura para éste y se materializará uniforme para para ambas caras de la zapata. Esto evitará manejar dos armaduras diferentes que pudieran dar lugar a confusión al ejecutarlas en obra.

La fuerza de tracción T que tenderá a fisurar el hormigón es:

$$T = \frac{M_0}{z}$$

$$z = h - 2 \cdot r_{nom\ inf-sup}$$

Siendo:

z Distancia entre el par de fuerzas o distancia entre las armaduras inferior y superior.

Operando:

$$T = 19674,16 \text{ N}$$

Por lo que la cuantía de acero mínima de la armadura aplicando un coeficiente de seguridad de 1,5 será:

$$A_s = \frac{1,5 \cdot T}{f_{yd}}$$

Operando:

$$A_s = 112,68 \text{ mm}^2$$

Al tener la zapata un doble plano de simetría, el área calculada será la que habrá que aplicar en ambas direcciones.

Se comprueba ahora si el área calculada alcanza las cuantías mínimas mecánica y geométrica impuestas por la EHE 08 [22].

Cuantía mínima mecánica:

$$\mu = \frac{M_0}{a \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \leq 0,295$$

$$d = h - r_{nom\ inf-sup}$$

$$\omega = \max(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}; 0,04)$$

Si $\omega \leq 0,04$ puede emplearse la corrección menos conservadora:

$$\omega_{corregido} = \omega_{original} \cdot (1,5 - 12,5 \cdot \omega_{original})$$

$$A_s = \frac{\omega_{corregido} \cdot a \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Siendo:

d Canto útil de la zapata

Operando:

$$A_s = 65,67 \text{ mm}^2$$

Cuantía mínima geométrica:

$$A_s = \rho \cdot a \cdot h$$

$$\rho = 0,0009 \text{ para } (B500S)$$

Operando:

$$A_s = 2677,5 \text{ mm}^2$$

Se ve claramente que, al no transmitir momento flector la estructura a la zapata, los esfuerzos son muy pequeños. Es esta la razón por la que las armaduras requeridas para soportarlos son tan reducidas. En esta situación podría optarse incluso por no colocar armadura, pero para quedar del lado de la seguridad, se optará por armar la cuantía mínima geométrica que señala la norma [22].

Se garantizará una separación (s) entre barras de la armadura de entre 10 y 30 centímetros y se preferirán barras del mayor diámetro posible al tener éstas menor superficie específica que disminuye el riesgo de corrosión y el coste de fabricación.

Tabla 81 Cálculo del emparrillado de la zapata.

d (mm)	A_b (mm ²)	n	s (cm)	$10 \leq s \leq 30$
25	490,9	6	30,7	No
20	314,2	9	19,25	Sí
16	201,1	14	11,88	Sí

La armadura final a colocar en las caras superior e inferior de la zapata se designa:

#9Φ20@19-PR

3.7.5. Cálculo de las vigas de atado.

Las vigas se colocan en la cimentación para evitar la desalineación entre las zapatas bajo esfuerzos horizontales, por lo que se calcularán éstas bajo la acción de dichos esfuerzos. Por ello, las solicitaciones que llegarán al atado será el cortante transmitido por los 2 apoyos a cada lado de la viga en cuestión. Se calculará el área de acero necesaria para resistir en el caso de mayor tracción sobre la viga y el área de hormigón para lo propio en el caso de mayor compresión.

Los esfuerzos de la Tabla 79 ya no son válidos, pues se tenían para una única zapata. Ahora, a la viga de atado le llegan esfuerzos procedentes de las dos zapatas que une, por lo que se estudiarán las dos situaciones reflejadas en la Tabla 82.

Tabla 82 Hipótesis de cálculo de las vigas de atado.

Hipótesis	Cortante zapata inicio (N)	Cortante zapata fin (N)	Solicitación en la base del apoyo (N)
Máxima tracción	9950,11	-9950,11	19900,22
Máxima compresión	-5579,43	5579,43	11158,86

Las solicitaciones aquí reflejadas son las que tienen lugar en la cara superior de la zapata. Sin embargo, dado que la viga de atado se encuentra prácticamente al mismo nivel que la superficie, se aceptará la hipótesis de que ésta tan sólo trabajará bajo esfuerzo axil y no momento flector derivado de la traslación de cargas.

De esta manera, el acero de las armaduras necesario (A_s) para resistir los esfuerzos de tracción será:

$$A_s = 1,5 \cdot \left(\frac{T}{f_{yd}} \right)$$

Siendo:

T Esfuerzo de máxima tracción sobre la viga.

f_{yd} Límite elástico de cálculo del acero B500S (Tabla 78).

Operando se obtiene $A_s = 68,66 \text{ mm}^2$, lo cual supone que las 4 armaduras tendrán como mínimo un diámetro $\Phi = 4,67 \text{ mm}$.

El bloque (A_h) de hormigón necesario para resistir compresión aceptando la hipótesis de que las armaduras no trabajarán bajo esta debido a su escasa sección es:

$$A_h = 1,5 \cdot \left(\frac{C}{f_{cd}} \right)$$

Siendo:

C Esfuerzo de máxima compresión sobre la viga.

f_{yd} Límite de rotura de cálculo del HA-25 (Tabla 78).

Operando se obtiene $A_h = 1004,30 \text{ mm}^2$, lo cual supone una viga cuadrada de hormigón de canto y ancho $a = 3,17 \text{ mm}$.

La recomendación de Cype 3D [3] en cuanto a vigas de atado es que el bloque de hormigón tenga, como mínimo, un canto de 40 cm; y las armaduras estén compuestas por 2 barras de diámetro 12 mm tanto en la cara superior como inferior de la viga. Dado que estos requisitos son mucho mayores que los valores calculados se emplearán en el diseño y, además, la hipótesis de haber despreciado el efecto del momento flector se verá de sobra compensada. De esta manera las características de las vigas de atado serán:

Vigas prismáticas de base cuadrada de lado = **40 cm**.

Armaduras formadas por **2** barras corrugadas de $\Phi = 12 \text{ mm}$ en las caras superior e inferior.

4. PRESUPUESTO.

4.1. Acondicionamiento del terreno.

Nº	Ud	Descripción	Medición	Precio	Importe
<i>1.1.- Excavación.</i>					
1.1.1	m ³	Excavación a cielo abierto, en suelo de arcilla semidura, con medios mecánicos, y carga a camión. Incluye: Excavación del volumen de tierras necesario para la colocación de la cimentación y la carga de estas en camión para su transporte. No viene contemplado el transporte a vertedero. Criterio de medición: Se medirá el volumen de tierras necesario a desalojar para introducir la cimentación, es decir, volumen del hormigón de limpieza y del hormigón armado que forma la zapata y las vigas de atado.			
		Total m ³	23,302	5,33	124,20 €
		Total subcapítulo 1.1.- Excavación:			124,20 €
<i>1.2.- Transporte de tierras.</i>					
1.2.1	m ³	Transporte de tierras con camión a vertedero específico, instalación de tratamiento de residuos de construcción y demolición externa a la obra o centro de valorización o eliminación de residuos, situado a una distancia no limitada. Incluye: Tiempo de espera en obra durante las operaciones de carga, el viaje de ida, la descarga y el viaje de vuelta. No viene contemplada la carga en obra. Criterio de medición: Se medirá sobre el volumen esponjado la cantidad de tierras desalojadas en las tareas de excavación. Coeficiente de esponjamiento de 1,3.			
		Total m ³	30,292	6,16	186,60 €
		Total subcapítulo 1.2.- Transporte de tierras:			186,60 €
<i>1.3.- Regularización.</i>					
1.3.1	m ²	Capa de hormigón de limpieza y nivelado de fondos de cimentación, de 10 cm de espesor, de hormigón HL-150/B/20, fabricado en central y vertido con cubilote, en el fondo de la excavación previamente realizada. Incluye: Vertido, compactación y enrase de la capa de hormigón de limpieza. Criterio de medición: Se medirá el área total en planta de las excavaciones realizadas para la colocación de la cimentación.			
		Total m ²	11,560	7,83	90,51 €
		Total subcapítulo 1.3.- Regularización:			90,51 €
		Total presupuesto parcial nº 1 Acondicionamiento del terreno:			401,32 €

4.2. Cimentaciones.

Nº	Ud	Descripción	Medición	Precio	Importe
<i>2.1.- Zapatas de hormigón armado.</i>					
2.1.1	m ³	Zapata de cimentación de hormigón armado, realizada con hormigón HA-25/B/20/IIa fabricado en central, y vertido con cubilote, y acero UNE-EN 10080 B500S, con cuantía aproximada de 27,385 kg/m ³ . Incluye: Vertido, compactación y enrase del bloque de hormigón. Alambre de atar, separadores, elaboración de la ferralla (corte, doblado y conformado de elementos) en taller industrial y el montaje en el lugar definitivo de su colocación en obra. No se incluye el encofrado. Criterio de medición: Volumen de hormigón armado necesario de la zapata calculado en el Anexo 4.			
		Total m ³	20,230	121,52	2458,35 €
2.1.2	m ²	Montaje de sistema de encofrado recuperable metálico, para zapata de cimentación, formado por paneles metálicos, amortizables en 200 usos, y posterior desmontaje. Incluye: Montaje y desmontaje del sistema de encofrado, elementos de sustentación, fijación y acodalamientos necesarios para su estabilidad y líquido desencofrante para evitar la adherencia del hormigón al encofrado. Criterio de medición: Superficie lateral de las zapatas en contacto con el terreno que conforman la cimentación.			
		Total m ²	47,600	14,20	675,92 €
Total subcapítulo 2.1.- Zapatas de hormigón armado:					3134,27 €
<i>2.2.- Vigas de atado de hormigón armado.</i>					
2.2.1	m ³	Viga de atado de hormigón armado, realizada con hormigón HA-25/B/20/IIa fabricado en central, y vertido con cubilote, y acero UNE-EN 10080 B500S, con cuantía aproximada de 22,195 kg/m ³ . Incluye: Vertido, compactación y enrase del bloque de hormigón. Alambre de atar, separadores, elaboración de la ferralla (corte, doblado y conformado de elementos) en taller industrial y el montaje en el lugar definitivo de su colocación en obra. No se incluye el encofrado.			
		Total m ³	3,072	113,60	348,98€
2.2.2	m ³	Montaje de sistema de encofrado recuperable metálico, para viga de atado, formado por paneles metálicos, amortizables en 200 usos, y posterior desmontaje. Incluye: Montaje y desmontaje del sistema de encofrado, elementos de sustentación, fijación y acodalamientos necesarios para su estabilidad y líquido desencofrante. Criterio de medición: Superficie lateral de las vigas de atado en contacto con el terreno que conforman la cimentación.			
		Total m ³	15,36	15,16	232,86€
Total subcapítulo 2.2.- Vigas de atado de hormigón armado:					581,84€

2.3.- *Placa de anclaje.*

- 2.3.1 u Placa de anclaje de acero S275JR en perfil plano, de 160x160 mm y espesor 8 mm, con 4 pernos de acero corrugado UNE-EN 10080 B 500 S de 14 mm de diámetro y 40 cm de longitud total, atornillados con arandelas, tuerca y contratuerca.
 Incluye: Placa de anclaje, pernos, limpieza y preparación del plano del apoyo, colocación y fijación provisional de ésta sobre la zapata de la cimentación.
 Criterio de medición: Número unidades calculadas en este proyecto.

Total u:	4	21,13	84,52 €
----------------	---	-------	---------

Total subcapítulo 2.3.- Placa de anclaje:			84,52 €
---	--	--	----------------

Total presupuesto parcial nº 2 Cimentaciones:			3800,63 €
---	--	--	------------------

4.3. Estructura.

Nº	Ud	Descripción	Medición	Precio	Importe
----	----	-------------	----------	--------	---------

3.1.- *Perfiles de acero.*

- 3.1.1 kg Suministro y montaje de acero UNE-EN 10025 S275JR, en estructura metálica con piezas simples de perfiles conformados en caliente de la serie Huecos cuadrados, con uniones soldadas en obra. Trabajado y montado en taller, con preparación de superficies en grado SA21/2 según UNE-EN ISO 8501-1 y aplicación posterior de dos manos de imprimación con un espesor mínimo de película seca de 30 micras por mano, excepto en la zona en que deban realizarse soldaduras en obra, en una distancia de 100 mm desde el borde de la soldadura.
 Incluye: Perfiles tubulares cuadrados, preparación de bordes, soldaduras, cortes, piezas especiales, mortero sin retracción para retacado de placas, despuntes y reparación en obra de cuantos desperfectos se originen por razones de transporte, manipulación o montaje, con el mismo grado de preparación de superficies e imprimación.
 Criterio de medición: Peso total de la estructura medido según la documentación gráfica de este proyecto.

Total kg:	6352,300	2,17	13784,49 €
-----------------	----------	------	------------

Total subcapítulo 3.1.- Perfiles de acero:			13784,49 €
--	--	--	-------------------

Total presupuesto parcial nº 3 Estructura:			13784,49 €
--	--	--	-------------------

4.4. Presupuesto base de licitación.

Presupuesto de ejecución material

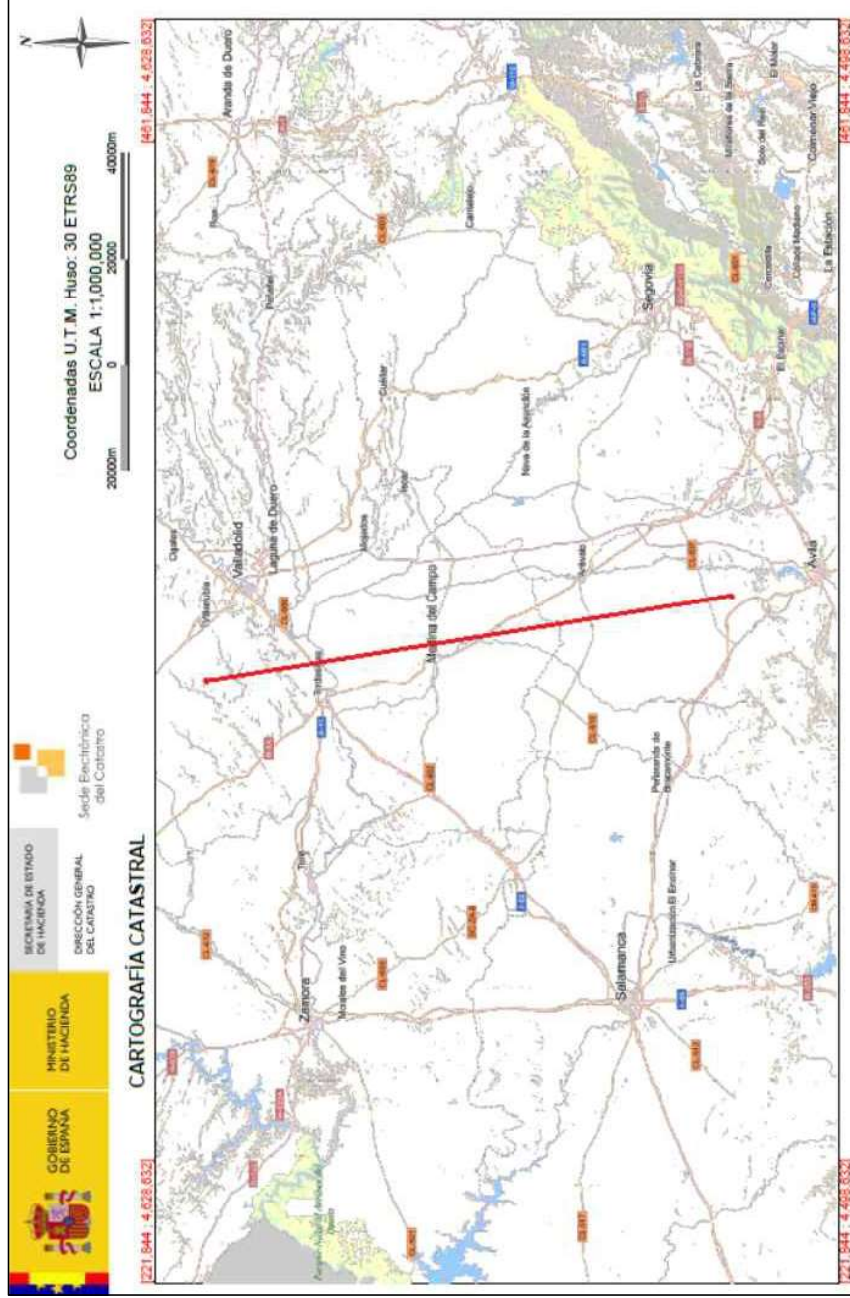
1.- Acondicionamiento del terreno	401,32
1.1.- Excavación	130,36
1.2.- Transporte de tierras	195,86
1.3.- Regularización	90,51
2.- Cimentaciones	3800,63
2.1.- Zapatas de hormigón armado	3134,27
2.2.- Vigas de atado de hormigón armado	581,84
2.3.- Placa de anclaje	85,52
3.- Estructura	13784,49
3.1.- Perfiles de acero	13784,49
Total.....:	17986,43 €

Asciede el presupuesto de ejecución material a la expresada cantidad de DIECISIETE MIL NOVECIENTOS OCHENTA Y SEIS EUROS CON CUARENTA Y TRES CÉNTIMOS.

Presupuesto base de licitación

Presupuesto de ejecución material	17986,43 €
Gastos generales (13%)	2338,24
Beneficio industrial (6%)	1079,19
Presupuesto de ejecución por contrata	21403,86 €
IVA (21%)	4494,81
Total.....:	25898,67 €

Asciede el presupuesto base de licitación a la expresada cantidad de VEINTICINCO MIL OCHOCIENTOS NOVENTA Y OCHO EUROS CON SESENTA Y SIETE CÉNTIMOS.



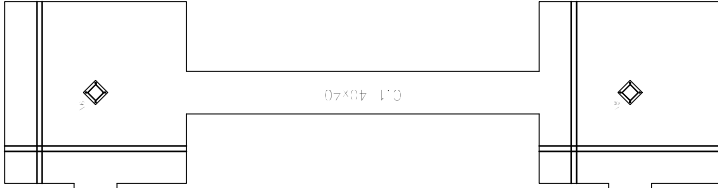


Imágenes ©2018 Google, Datos del mapa ©2018 Google, Inst. Geogr. Nacional 200 m

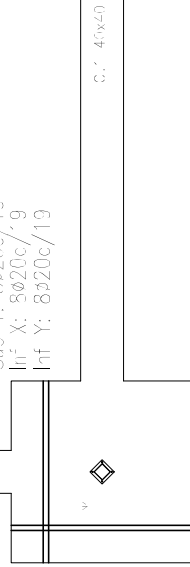
170 x 170 x 175
 Sup X: 8ø20c/19
 Sup Y: 8ø20c/19
 Inf X: 8ø20c/19
 Inf Y: 8ø20c/19



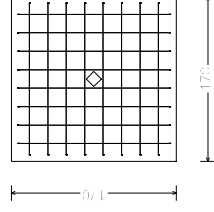
170 x 170 x 175
 Sup X: 8ø20c/19
 Sup Y: 8ø20c/19
 Inf X: 8ø20c/19
 Inf Y: 8ø20c/19



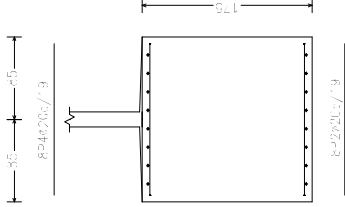
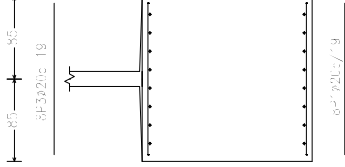
170 x 170 x 175
 Sup X: 8ø20c/19
 Sup Y: 8ø20c/19
 Inf X: 8ø20c/19
 Inf Y: 8ø20c/19



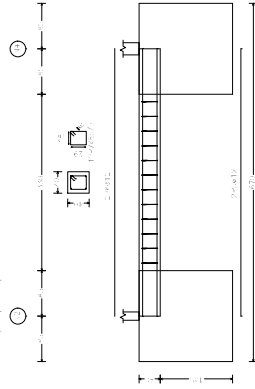
170 x 170 x 175
 Sup X: 8ø20c/19
 Sup Y: 8ø20c/19
 Inf X: 8ø20c/19
 Inf Y: 8ø20c/19



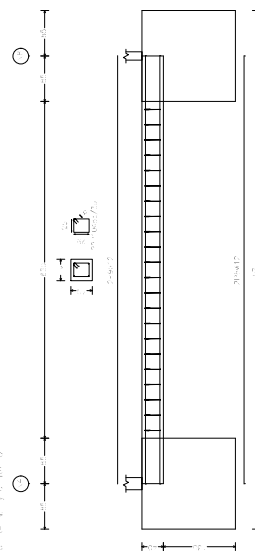
Nº. Nº. Nº. y Nº.
 Ø20



C.1: 40x40



C.1: 40x40

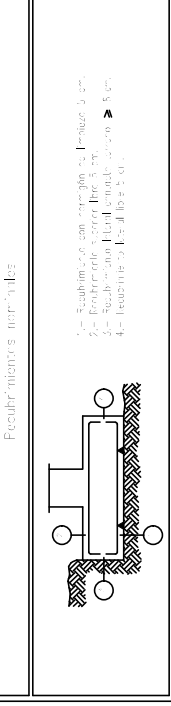


Sección slices de los materiales - Zapatas de cimentación

Materiales		Sección slices		Zapatas de cimentación	
Elemento	Material	Sección slices	Zapatas de cimentación	Sección slices	Zapatas de cimentación
Columna	8ø20c/19	8ø20c/19	8ø20c/19	8ø20c/19	8ø20c/19
Placa de cimentación	8ø20c/19	8ø20c/19	8ø20c/19	8ø20c/19	8ø20c/19
Reinforcement	8ø20c/19	8ø20c/19	8ø20c/19	8ø20c/19	8ø20c/19

Nota:
 - Sección de sección de C1, sección de sección normal.
 - Sección de sección de C1, sección de sección normal.
 - Sección de sección de C1, sección de sección normal.

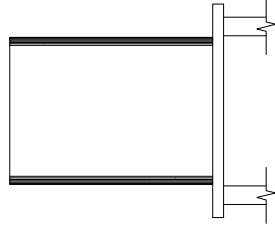
Perfilamiento de materiales



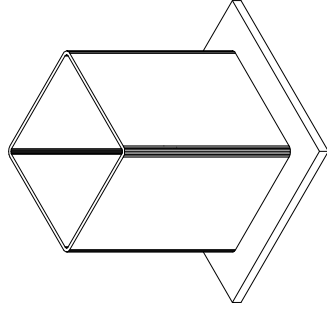
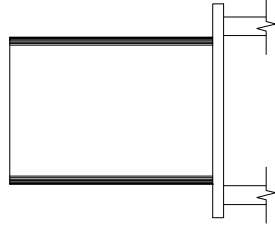
Nota:
 - Sección de sección de C1, sección de sección normal.
 - Sección de sección de C1, sección de sección normal.
 - Sección de sección de C1, sección de sección normal.

Dimensiones Placa = 160x160x8 mm (S275)
 Pernos = 4ø14 mm, B 500 S, Ys = 1.15

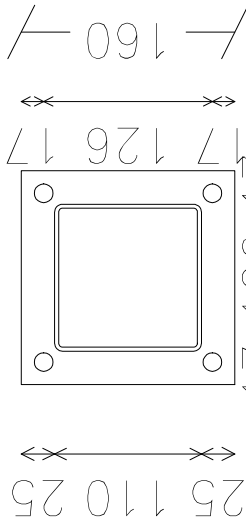
Alzado



Perfil



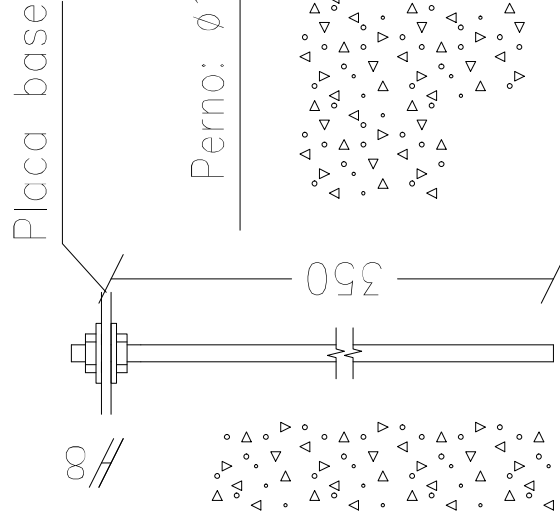
25 110 25



160



Espesor placa base: 8 mm

Detalle Anclaje Perno

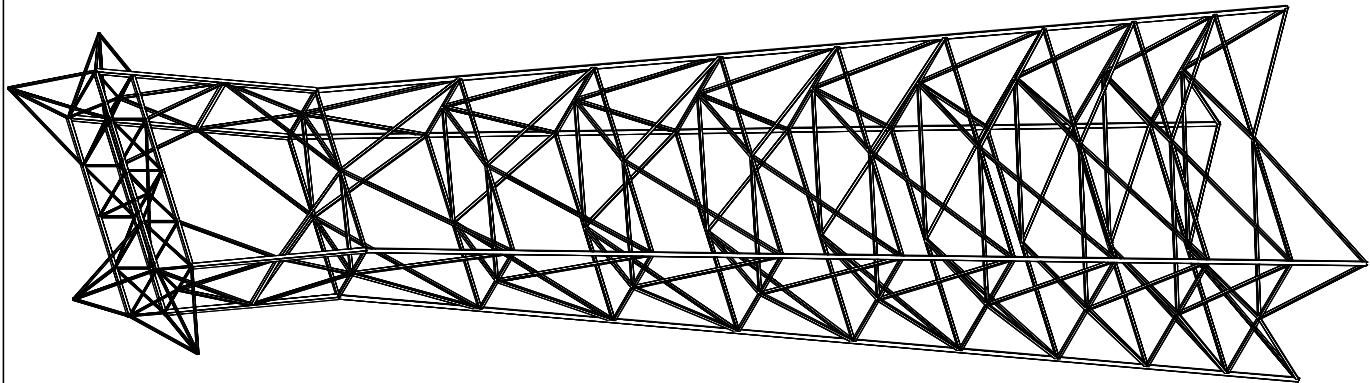


Perno: ø14 mm, B 500 S, Ys = 1.15

Hormigón: HA-25, Yc=1.15

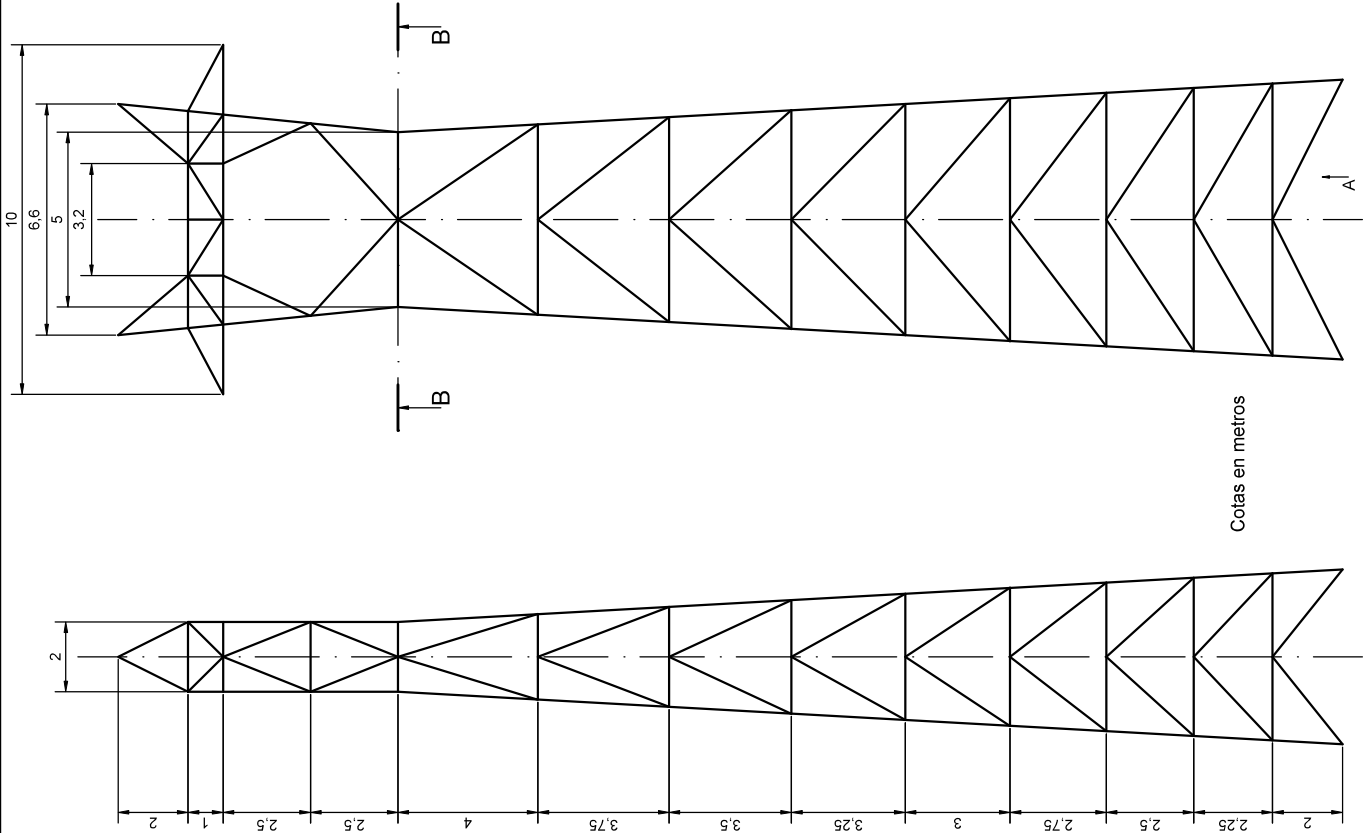
TRABAJO FINAL DE GRADO EN INGENIERIA EN TECNOLOGIAS INDUSTRIALES UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA 	Proyecto: PROYECTO ESTRUCTURAL DE TORRE EN CELOSIA DE ALTA TENSION DE 35M DE ALTURA CON PERFILES DE ACERO.	Plano: Placa de anclaje	Fecha: Julio 2018	N° Plano: 4
	ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR INGENIEROS INDUSTRIALES VALENCIA 	Autor: Guillermo González Poveda	Escala: 1:4	

Apoyo [man deida de 132 kV]
 Norma de acero [normado: CTF D3 SF-A]
 Acero [normado: S275]
 Escala: 1:150

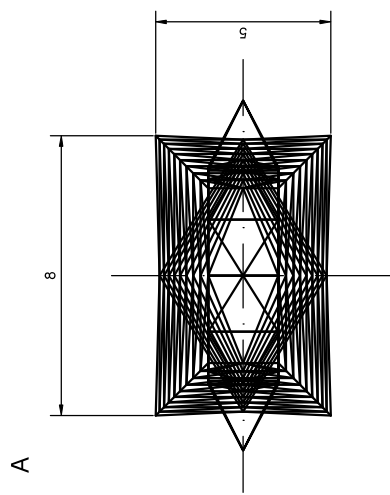
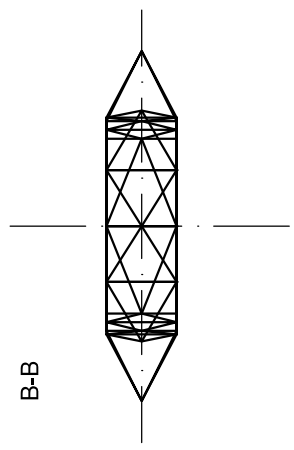
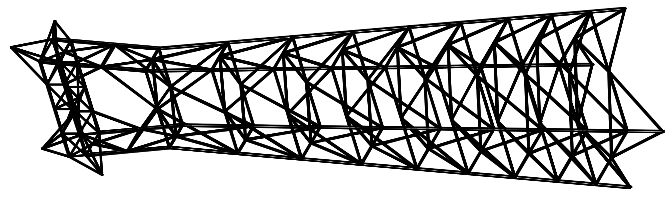


cuadro materiales estructura metálica	
Acero en estructura metálica	γ_{M1}
Perfiles tubulares cuadrados conformados en caliente S275 - L.L. 275 N/mm ²	γ_{M2}
Fecha: Julio 2018	Nº Plano: 5
Autor: Guillermo González Poveda	Escala: 1:150

Proyecto: **PROYECTO ESTRUCTURAL DE TORRE EN CELOSIA DE ALTA TENSION DE 35M DE ALTURA CON PERFILES DE ACERO.**
 Trabajo Final de Grado en Ingeniería en Tecnologías Industriales
 UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR INGENIEROS INDUSTRIALES VALENCIA



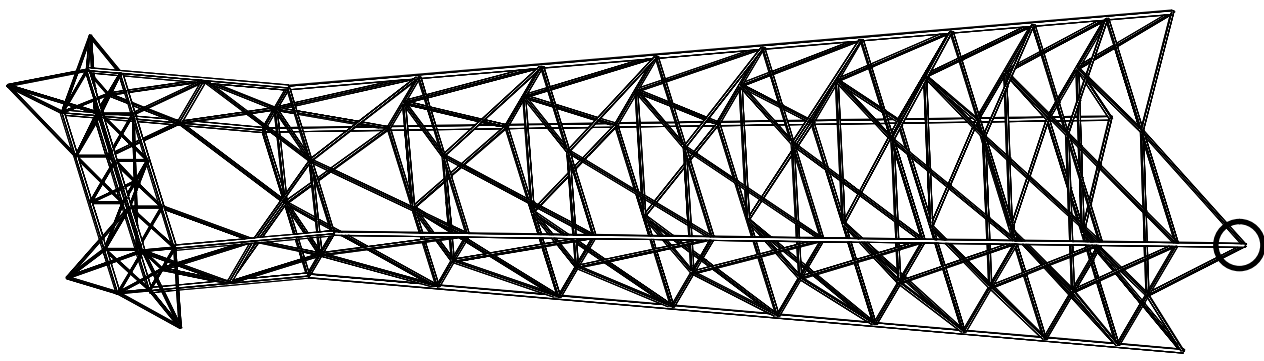
Cotas en metros



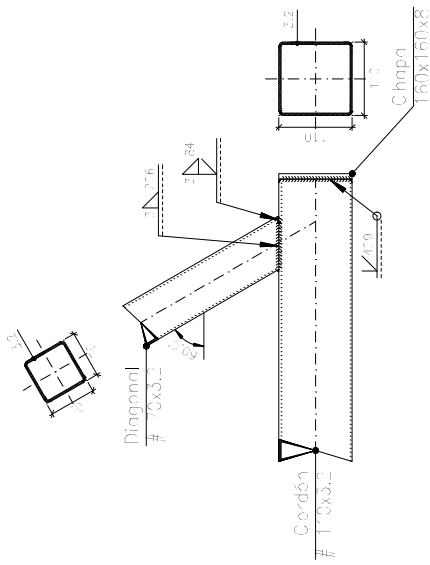
cuadro materiales estructura metálica	
Acero en estructura metálica	γ_{10}
Perfiles tubulares cuadrados conformados en caliente	γ_{10}

Plano: Vistas y acotación de la estructura	Fecha: Julio 2018	Nº Plano: 6
Autor: Guillermo González Poveda	Escala: 1:150	

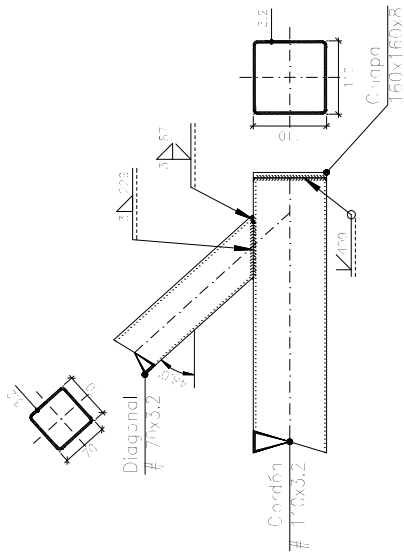
Proyecto: PROYECTO ESTRUCTURAL DE TORRE EN CELOSÍA DE ALTA TENSIÓN DE 35M DE ALTURA CON PERFILES DE ACERO.



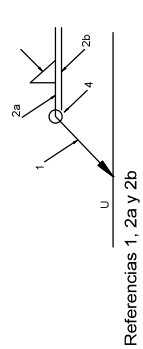
Alzado



Perfil



Designación	Ilustración	Símbolo	Descripción
Soldadura en ángulo		∇	Soldadura realizada en todo el perímetro de la pieza
Soldadura a tope en V simple (con chalfán)		∇	Soldadura realizada en taller
Soldadura a tope en bisel simple		∇	Soldadura realizada en el lugar de montaje
Soldadura a tope en bisel doble		∇	
Soldadura a tope en bisel simple con talón de raíz amplio		∇	
Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo		∇	
Soldadura a tope en bisel simple con lado curvo		∇	



- 2a: línea de referencia (línea continua)
- 2b: línea de identificación (línea a trazos)
- 3: símbolo de soldadura
- 4: indicaciones complementarias
- U: Unión

Referencias 1, 2a y 2b

El cordón de soldadura que se detalla se encuentra en el lado de la flecha.

El cordón de soldadura que se detalla se encuentra en el lado opuesto al de la flecha.

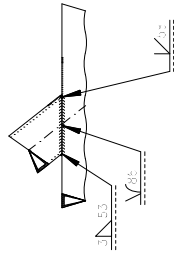
TRABAJO FINAL DE GRADO EN INGENIERIA EN TECNOLOGIAS INDUSTRIALES
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR INGENIEROS INDUSTRIALES VALÈNCIA

Plano: Unión del arriostramiento al perfil principal sobre la placa de anclaje.
 Autor: Guillermo González Poveda

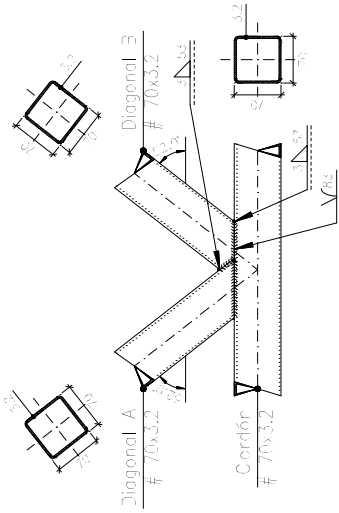
Fecha: Julio 2018
 Escala: 1:8

Nº Plano: **7**

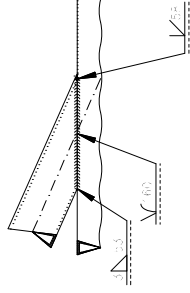
Alzado



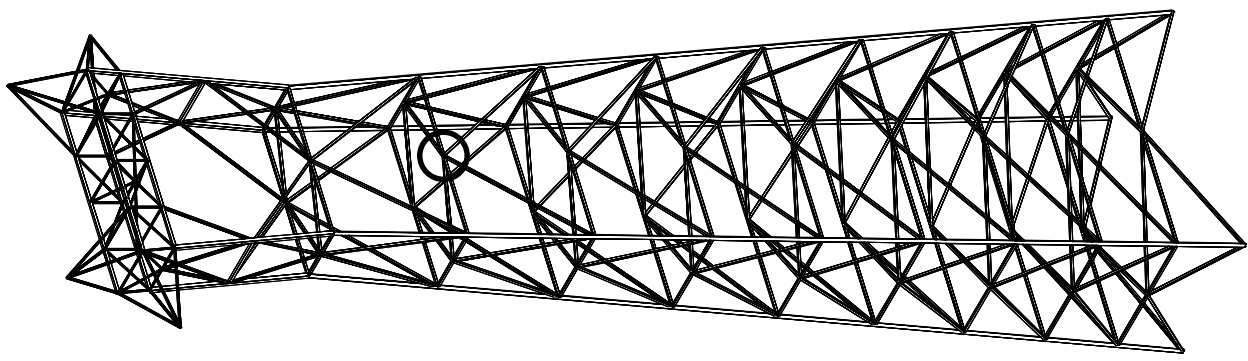
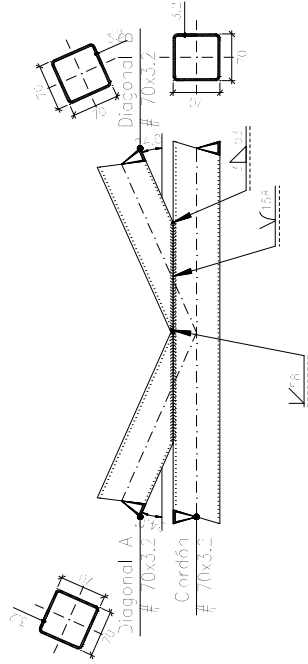
Detalle de soldaduras: Diagonal A # 70x3.2 a Corcón



Planta



Detalle de soldaduras: Diagonal A # 70x3.2 a Cordón



Designación	Ilustración	Símbolo	Descripción
Soldadura en ángulo		∇	Soldadura realizada en todo el perímetro de la pieza
Soldadura a tope en V simple (con chaffán)		∇	Soldadura realizada en taller
Soldadura a tope en bisel simple		∇	Soldadura realizada en el lugar de montaje
Soldadura a tope en bisel doble		∇	
Soldadura a tope en bisel simple con talón de raíz amplio		∇	
Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo		∇	
Soldadura a tope en bisel simple con lado curvo		∇	

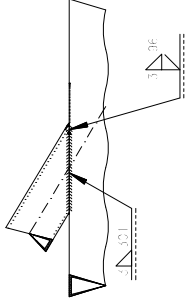
- 2a: línea de referencia (línea continua)
- 2b: línea de identificación (línea a trazos)
- 3: símbolo de soldadura
- 4: indicaciones complementarias
- U: Unión

Referencias 1, 2a y 2b

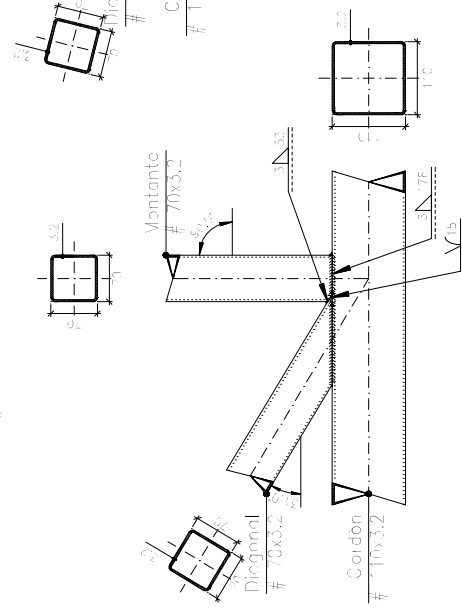
El cordón de soldadura que se detalla se encuentra en el lado de la flecha.

El cordón de soldadura que se detalla se encuentra en el lado opuesto al de la flecha.

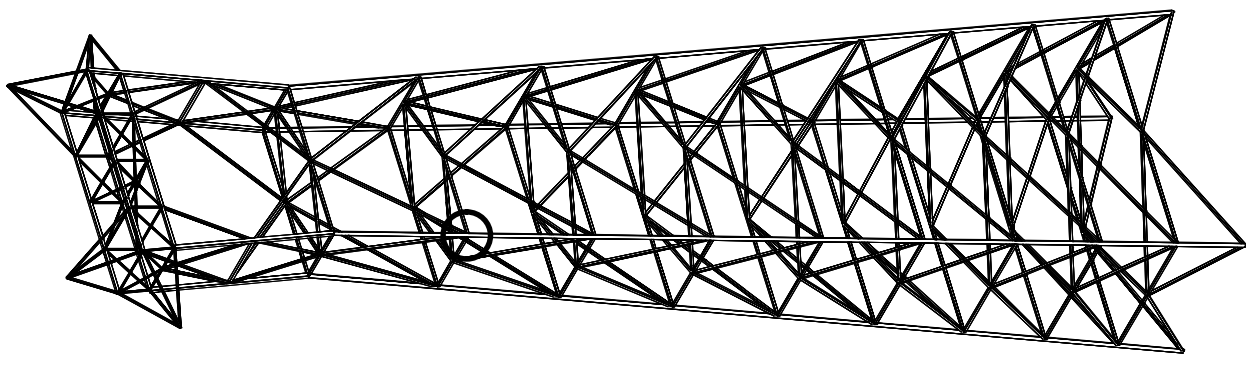
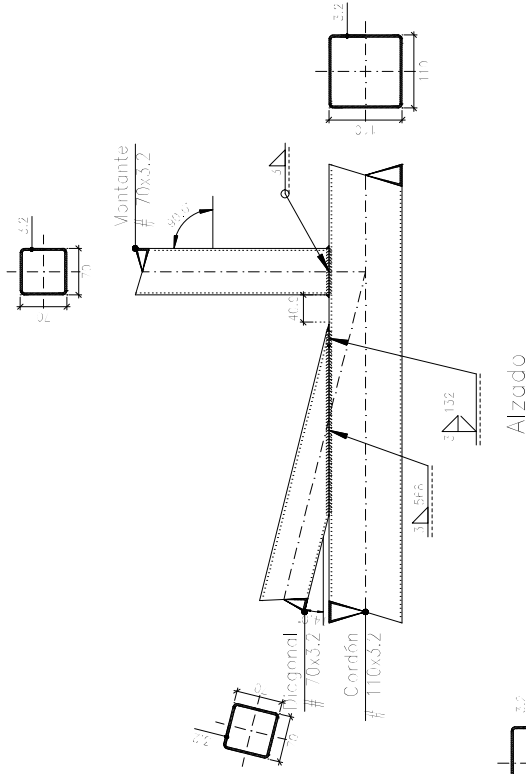
Alzado



Detalle de soldaduras: Diagonal # 70x3.2 a Cordón



Perfil



Designación	Ilustración	Símbolo	Descripción
Soldadura en ángulo		∇	Soldadura realizada en todo el perímetro de la pieza
Soldadura a tope en V simple (con chaffán)		∇	Soldadura realizada en taller
Soldadura a tope en bisel simple		∇	Soldadura realizada en el lugar de montaje
Soldadura a tope en bisel doble		∇	
Soldadura a tope en bisel simple con talón de raíz amplio		∇	
Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo		∇	
Soldadura a tope en bisel simple con lado curvo		∇	

- 2a: línea de referencia (línea continua)
- 2b: línea de identificación (línea a trazos)
- 3: símbolo de soldadura
- 4: indicaciones complementarias
- U: Unión

Referencias 1, 2a y 2b

El cordón de soldadura que se detalla se encuentra en el lado de la flecha.

El cordón de soldadura que se detalla se encuentra en el lado opuesto al de la flecha.

Proyecto: **PROYECTO ESTRUCTURAL DE TORRE EN CELOSIA DE ALTA TENSIÓN DE 35M DE ALTURA CON PERFILES DE ACERO.**

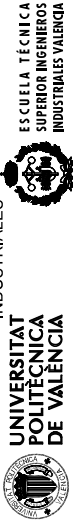
Plano: **Unión del arriostramiento y el montante del fuste al perfil principal.**

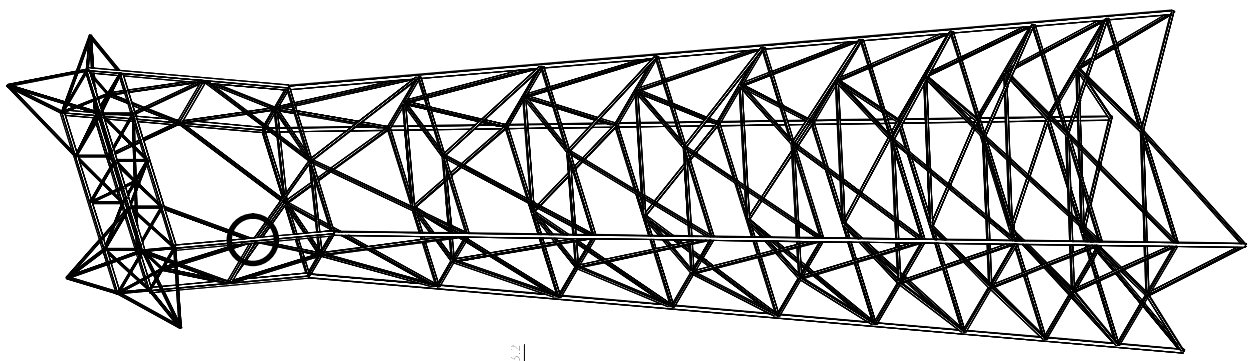
Autor: **Guillermo González Poveda**

Fecha: **Julio 2018**

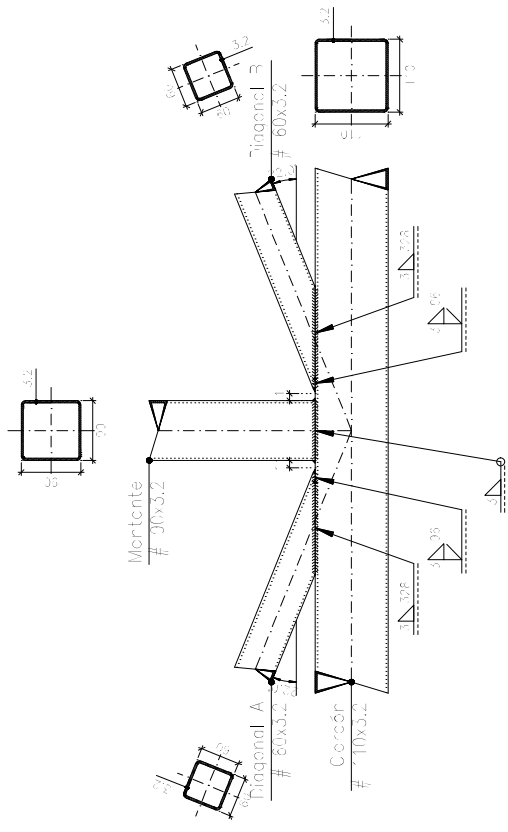
Escala: **1:8**

Nº Plano: **9**

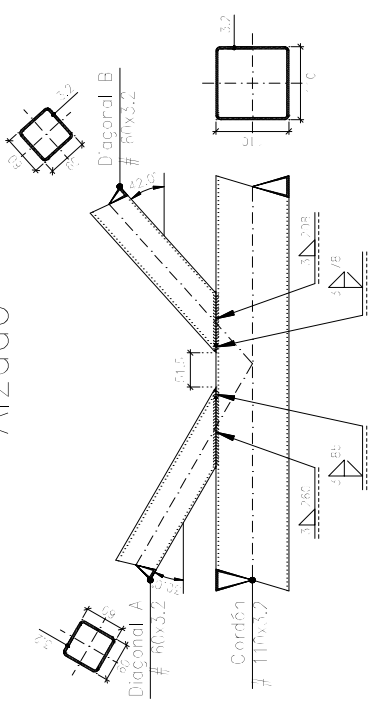




Perfil



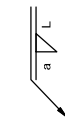
Alzado



Designación	Ilustración	Símbolo	Descripción
Soldadura en ángulo		∇	Soldadura realizada en todo el perímetro de la pieza
Soldadura a tope en V simple (con chalfán)		∇	Soldadura realizada en taller
Soldadura a tope en bisel simple		∇	Soldadura realizada en el lugar de montaje
Soldadura a tope en bisel doble		∇	
Soldadura a tope en bisel simple con talón de raíz amplio		∇	
Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo		∇	
Soldadura a tope en bisel simple con lado curvo		∇	

- 2a: línea de referencia (línea continua)
- 2b: línea de identificación (línea a trazos)
- 3: símbolo de soldadura
- 4: indicaciones complementarias
- U: Unión

Referencias 1, 2a y 2b



El cordón de soldadura que se detalla se encuentra en el lado de la flecha.

El cordón de soldadura que se detalla se encuentra en el lado opuesto al de la flecha.

Plano: Unión del arriostramiento y montante del armado al perfil principal.

Proyecto: PROYECTO ESTRUCTURAL DE TORRE EN CELOSIA DE ALTA TENSION DE 35M DE ALTURA CON PERFILES DE ACERO.

Proyecto:

TRABAJO FINAL DE GRADO EN INGENIERIA EN TECNOLOGIAS INDUSTRIALES



Fecha:

Julio 2018

Nº Plano:

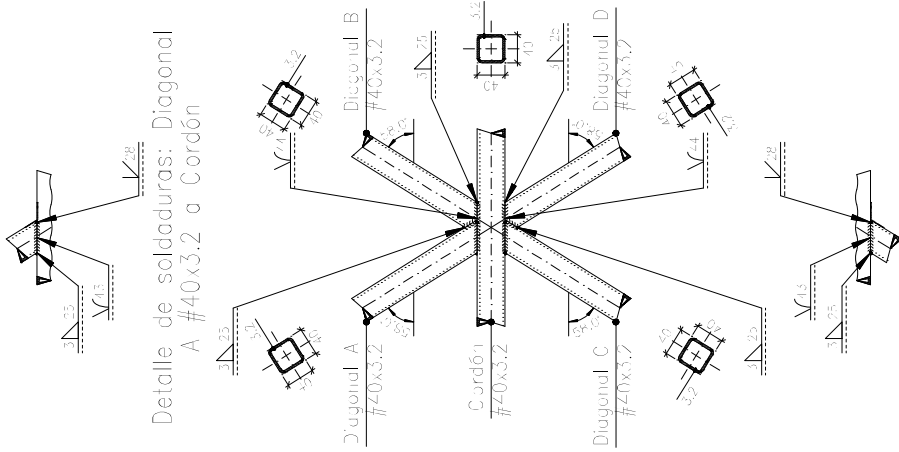
10

Escala:

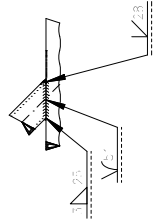
1:8

Autor: Guillermo González Poveda

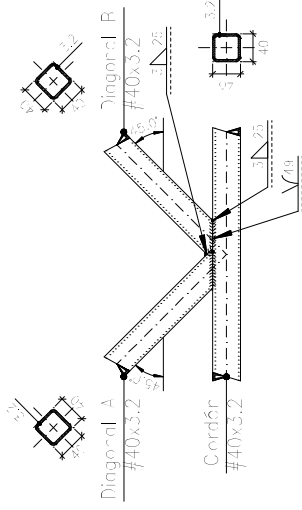
planta



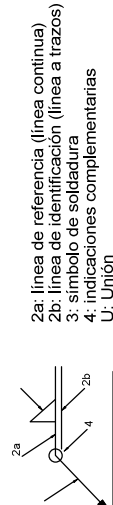
perfil



Detalle de soldaduras: Diagonal A #40x3.2 a Cordón



Detalle de soldaduras: Diagonal C #40x3.2 a Cordón



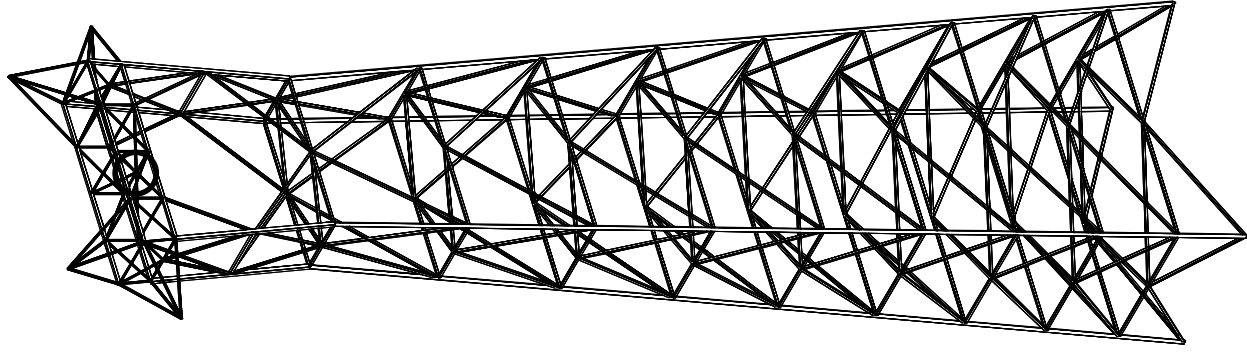
Referencias 1, 2a y 2b

El cordón de soldadura que se detalla se encuentra en el lado de la flecha.

El cordón de soldadura que se detalla se encuentra en el lado opuesto al de la flecha.

Designación	Ilustración	Símbolo
Soldadura en ángulo		∇
Soldadura a tope en V simple (con chaffán)		∇
Soldadura a tope en bisel simple		∇
Soldadura a tope en bisel doble		∇
Soldadura a tope en bisel simple con talón de raíz amplio		∇
Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo		∇
Soldadura a tope en bisel simple con lado curvo		∇

Representación	Descripción
	Soldadura realizada en todo el perímetro de la pieza
	Soldadura realizada en taller
	Soldadura realizada en el lugar de montaje



Plano: Unión sobre el cable conductor central.

PROYECTO ESTRUCTURAL DE TORRE EN CELOSIA DE ALTA TENSION DE 35M DE ALTURA CON PERFILES DE ACERO.

TRABAJO FINAL DE GRADO EN INGENIERIA EN TECNOLOGIAS INDUSTRIALES



Fecha:

Julio 2018

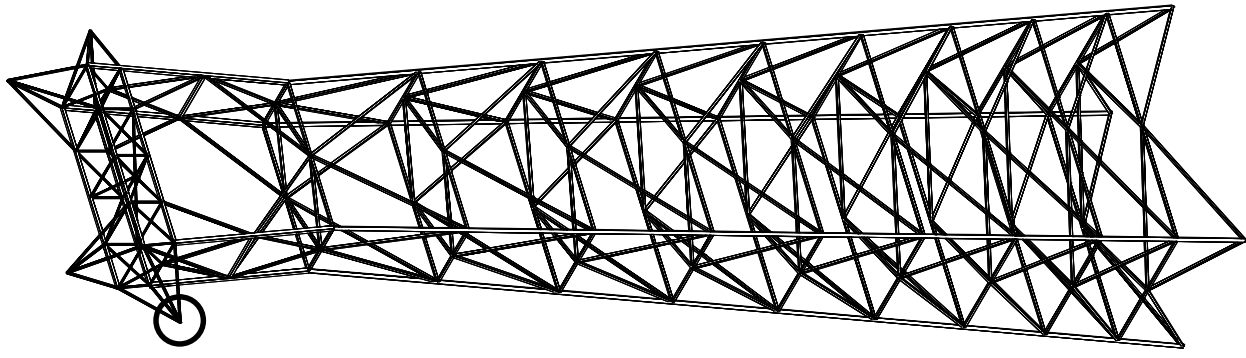
Escala:

1:8

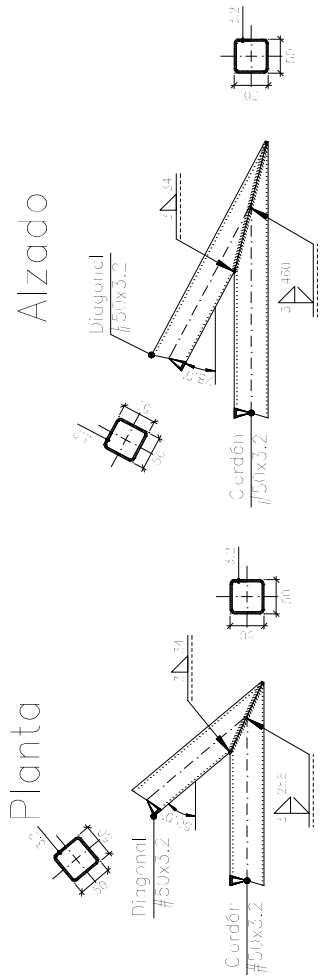
Autor: Guillermo González Poveda

Nº Plano:

11

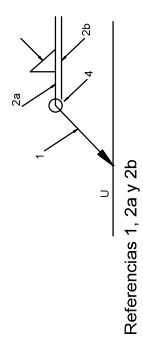


Planta



Alzado

Designación	Ilustración	Símbolo	Descripción
Soldadura en ángulo			Soldadura realizada en todo el perímetro de la pieza
Soldadura a tope en V simple (con chaffin)			Soldadura realizada en taller
Soldadura a tope en bisel simple			Soldadura realizada en el lugar de montaje
Soldadura a tope en bisel doble			
Soldadura a tope en bisel simple con talón de raíz amplio			
Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo			
Soldadura a tope en bisel simple con lado curvo			



Referencias 1, 2a y 2b

- 2a: línea de referencia (línea continua)
- 2b: línea de identificación (línea a trazos)
- 3: símbolo de soldadura
- 4: indicaciones complementarias
- U: Unión

El cordón de soldadura que se detalla se encuentra en el lado de la flecha.

El cordón de soldadura que se detalla se encuentra en el lado opuesto al de la flecha.

