

AUTORA: PATRICIA MARÍN MEMBRIVE.

TÍTULO: ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES EMPLEADOS EN UN INVERNADERO TIPO “Almería” Y LOS RESULTANTES DEL CÁLCULO DE ÉSTE MEDIANTE EL C.T.E.

CONVOCATORIA DE DEFENSA: SEPTIEMBRE DE 2011.

DIRECTORA: ARACELI PEÑA FERNÁNDEZ.

PROYECTO FIN DE MÁSTER

UNIVERSIDAD DE ALMERIA

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA

ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS
ELEMENTOS RESISTENTES EMPLEADOS EN
UN INVERNADERO TIPO “Almería” Y LOS
RESULTANTES DEL CÁLCULO DE ÉSTE
MEDIANTE EL C.T.E.

Curso 2010/2011

Alumna: Patricia Marín Membrive

Directora: Araceli Peña Fernández





En este trabajo se realiza una comparativa entre la estructura resistente de un invernadero “raspa y amagado” de construcción actual, con los resultados del cálculo analítico de éste mediante la adaptación del Código Técnico de la Edificación de 2006. Para ello, se describe en detalle la estructura resistente construida y se calcula la misma obteniéndose, en ambos casos, los materiales empleados, las dimensiones, las características mecánicas y los detalles constructivos más relevantes.

0. ÍNDICE

0. ÍNDICE.....	1
0.1. ÍNDICE DE TABLAS.....	4
0.2. ÍNDICE DE FIGURAS.....	6
1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVO.....	8
1.1. INTRODUCCIÓN.....	9
1.2. OBJETIVO.....	10
2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	11
2.1. LOS INVERNADEROS.....	12
2.1.1. Evolución de los invernaderos en la provincia de Almería.....	12
2.1.2. Tipos de estructuras de invernaderos.....	13
2.1.3. Evolución de las estructuras de los invernaderos.....	16
2.2. INVERNADERO “RASPA Y AMAGADO”.....	20
2.2.1. Componentes estructurales del invernadero tipo “raspa y amagado”.....	20
2.2.2. Cimentaciones empleadas en los invernaderos tipo “raspa y amagado”.....	22
2.2.3. Materiales empleados en la construcción de la estructura del invernadero.....	23
2.2.4. Proceso de montaje.....	25
2.2.5. Esfuerzos en un invernadero “raspa y amagado”.....	26
3. MATERIAL Y MÉTODOS.....	30
3.1. MATERIAL.....	31
3.1.1. Descripción de los elementos y materiales que configuran la estructura.....	34
3.1.2. Resumen de elementos.....	35
3.2. PLANTEAMIENTO TEÓRICO PARA EL CÁLCULO ANALÍTICO DE LA ESTRUCTURA DEL INVERNADERO.....	36
3.2.1. Acciones consideradas en el cálculo.....	36
3.2.1.1. Acciones variables.....	37

3.2.2.	Combinación de acciones.....	41
3.2.3.	Metodología para el cálculo de cables, trenzas y alambres.....	43
3.2.3.1.	Cables empleados en estructuras de enrame.....	43
3.2.3.2.	Cables empleados en estructuras de cubierta.....	46
3.2.3.2.1.	Cálculo de hilos sometidos a cargas continuas uniformemente repartidas.....	46
3.2.3.2.2.	Cálculo de hilos sometidos a cargas puntuales, iguales y equidistantes.....	49
3.2.3.2.3.	Cálculo de hilos sometidos a cargas puntuales, de valor distinto, simétricas respecto al eje central y equidistantes...	52
3.2.4.	Reparto de cargas.....	56
3.2.5.	Metodología para el cálculo de soportes verticales o pies derechos.....	57
3.2.6.	Metodología para el cálculo de los amagados.....	62
3.2.7.	Metodología para el cálculo de los tensores y soportes perimetrales de extremos de alambre pórtico.....	63
3.2.7.1.	Soportes o pies inclinados.....	65
3.2.7.2.	Tensores.....	65
3.2.8.	Metodología para el cálculo de los tensores y soportes perimetrales de extremos de correas.....	67
3.2.8.1.	Soportes o pies inclinados.....	68
3.2.8.2.	Tensores.....	68
4.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	70
4.1.	CÁLCULO DEL INVERNADERO.....	71
4.1.1.	Datos para el dimensionamiento.....	71
4.1.2.	Cálculo de acciones con el CTE.....	71
4.1.2.1.	Acciones variables: Sobrecarga de uso.....	71
4.1.2.2.	Acciones variables: Viento.....	72
4.1.2.3.	Acciones variables: Acciones térmicas.....	80
4.1.2.4.	Acciones variables: Nieve.....	81
4.1.3.	Combinación de acciones.....	82
4.1.3.1.	Combinación de acciones considerando la estructura cerrada.....	83
4.1.3.2.	Combinación de acciones considerando la estructura abierta.....	85
4.1.4.	Cálculo de la estructura resistente de cubierta.....	88
4.1.4.1.	Correa superior e inferior.....	88

4.1.4.2. Alambre pórtico superior e inferior.....	90
4.1.4.3. Malla.....	93
4.1.4.4. Estructura de enrame.....	94
4.1.4.5. Resumen de elementos calculados.....	96
4.1.5. Soportes verticales o pies derechos.....	97
4.1.5.1. Combinación de hipótesis para soportes verticales de las naves laterales.....	97
4.1.5.2. Combinación de hipótesis para soportes verticales de las naves centrales.....	98
4.1.5.3. Dimensionado.....	98
4.1.6. Amagados.....	100
4.1.6.1. Combinación de hipótesis.....	100
4.1.6.2. Dimensionado.....	101
4.1.7. Tensores y soportes perimetrales de extremos de alambre pórtico.....	101
4.1.7.1. Combinación de hipótesis.....	102
4.1.7.2. Dimensionado de los soportes.....	103
4.1.7.3. Dimensionado de los tensores.....	105
4.1.8. Tensores y soportes perimetrales de extremos de correas.....	106
4.1.8.1. Combinación de hipótesis.....	107
4.1.8.2. Dimensionado de los soportes.....	108
4.1.8.3. Dimensionado de los tensores.....	110
4.1.9. Resumen de elementos calculados.....	112
4.2. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS.....	113
4.3. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.....	115
5. CONCLUSIONES.....	118
6. BIBLIOGRAFÍA.....	120

0.1. ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Resumen de elementos de la estructura resistente del invernadero construido...	35
Tabla 2: Valores característicos de las sobrecargas de uso. (Fuente: DB-SE-AE).....	38
Tabla 3: Valores del coeficiente de exposición c_e . (Fuente: DB-SE-AE).....	39
Tabla 4: Coeficientes de presión interior. (Fuente: DB-SE-AE).....	40
Tabla 5: Incremento de temperatura debido a la radiación solar. (Fuente: DB-SE-AE).....	41
Tabla 6: Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones.....	42
Tabla 7: Coeficientes de simultaneidad (ψ).....	42
Tabla 8: Clasificación de secciones transversales solicitadas por momentos flectores. (Fuente: DB-SE-AE).....	59
Tabla 9: Métodos de cálculo. (Fuente: DB-SE-AE).....	59
Tabla 10: Límites de esbeltez para elementos planos, apoyados en dos bordes, total o parcialmente comprimidos. [Fragmento]. (Fuente: DB-SE-AE).....	60
Tabla 11: Curva de pandeo en función de la sección transversal. [Fragmento]. (DB-SE-AE).....	61
Tabla 12: Valores del coeficiente de pandeo (γ). (Fuente: DB-SE-AE).....	62
Tabla 13: Parámetros verticales.....	64
Tabla 14: Límites de esbeltez para elementos planos, apoyados en dos bordes, total o parcialmente comprimidos. [Fragmento]. (Fuente: DB-SE-AE).....	65
Tabla 15: Cubiertas a dos aguas (dirección del viento $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$). [Fragmento para 15° y 30°] (Fuente: DB SE-AE).....	75
Tabla 16: Cubiertas a dos aguas (dirección del viento $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$). [Fragmento para 5° y 5°] (Fuente: DB SE-AE).....	75
Tabla 17: Coeficiente eólico de presión para alambres pórtico.....	76
Tabla 18: Cubiertas a dos aguas (dirección del viento $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$). [Fragmento para 15° y 30°] (Fuente: DB SE-AE).....	77
Tabla 19: Cubiertas a dos aguas (dirección del viento $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$). [Fragmento para 5° y 5°] (Fuente: DB SE-AE).....	77
Tabla 20: Coeficiente eólico de presión para correas.....	78
Tabla 21: Coeficiente eólico de presión exterior.....	78
Tabla 22: Coeficiente eólico de presión exterior para viento del oeste y ventanas abiertas.....	79
Tabla 23: Presión estática del viento para viento del oeste y ventanas cerradas.....	79
Tabla 24: Presión estática del viento para viento del oeste y ventanas abiertas.....	80
Tabla 25: Presión estática del viento más desfavorable en cada caso.....	80
Tabla 26: Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones. (Fuente: DB SE-AE).....	82
Tabla 27: Coeficientes de simultaneidad (ψ). (Fuente: DB SE-AE).....	83

Tabla 28: Combinación de acciones para alambre pórtico, gravedad desfavorable y estructura cerrada.....	83
Tabla 29: Combinación de acciones para alambre pórtico, gravedad favorable y estructura cerrada.....	84
Tabla 30: Combinación de acciones para correas, gravedad desfavorable y estructura cerrada.....	84
Tabla 31: Combinación de acciones para correas, gravedad favorable y estructura cerrada.....	85
Tabla 32: Combinación de acciones para alambre pórtico, gravedad desfavorable y estructura abierta.....	85
Tabla 33: Combinación de acciones para alambre pórtico, gravedad favorable y estructura abierta.....	86
Tabla 34: Combinación de acciones para correas, gravedad desfavorable y estructura abierta.....	86
Tabla 35: Combinación de acciones para correas, gravedad favorable y estructura abierta.....	87
Tabla 36: Cargas máximas y mínimas en kN/m^2 para cada caso.....	87
Tabla 37: Cargas más desfavorables.....	87
Tabla 38: Cálculo de correa (cargas iguales, puntuales y equidistantes).....	90
Tabla 39: Resultados finales para correas (cargas iguales, puntuales y equidistantes).....	90
Tabla 40: Cálculo de alambre pórtico (cargas puntuales, distintas, simétricas y equidistantes).....	92
Tabla 41: Resultados finales para alambres pórtico (cargas puntuales, distintas, simétricas y equidistantes).....	93
Tabla 42: Resumen de resultados para correas superiores e inferiores.....	96
Tabla 43: Resumen de resultados para alambres pórtico superior e inferior.....	96
Tabla 44: Resumen de resultados para la malla superior e inferior.....	96
Tabla 45: Resumen de resultados para la estructura de enrame.....	97
Tabla 46: Tabla D.1 Parámetros verticales Coeficiente de exposición en tensores y soportes perimetrales de extremos de alambre pórtico. [Fragmento] (Fuente: Anejo D del DB-SE AE).....	102
Tabla 47: Tabla D.1 Parámetros verticales Coeficiente de exposición en tensores y soportes perimetrales de extremos de correas. [Fragmento] (Fuente: Anejo D del DB-SE AE).....	107
Tabla 48: Resumen de elementos verticales calculados.....	112
Tabla 49: Elementos finales empleados en la estructura vertical.....	112
Tabla 50: Comparación de resultados.....	113

0.2. ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Variantes de los invernaderos tipo “Almería”. (a) Plano o parral; (b) Raspa y amagado; (c) Asimétrico. (Fuente: Serrano, 1994).....	13
Figura 2: (a) Tendencia en los materiales constructivos empleados; (b) Distribución de los tipos de plásticos sobre la superficie de invernaderos; (c) Incidencia de los sistemas de cultivo en sustatrato en la campaña 1999/2000 y 2005/2006 sobre el número y la superficie de invernadero; (d) Variación en la utilización de mallas anti-insectos en relación a la superficie invernada (Pérez Parra et al 2008).....	17
Figura 3: Porcentajes de los distintos tipos de invernaderos muestreados (Molina et al., 2003).....	18
Figura 4: Distribución de la superficie de los invernaderos en función de la estructura (Pérez Parra et al 2008).....	19
Figura 5: Esquema de los componentes estructurales de un invernadero “raspa y amagado”.....	20
Figura 6: Cabilla de acero de la cimentación de un amagado. (Fuente: www.villegasmoreno.com).....	22
Figura 7: (a) Alambres trefilados; (b) Cordones; (c) Trenzas. (Fuente: www.agroquijano.com).....	23
Figura 8: Retenciones. (Fuente: www.agroquijano.com).....	24
Figura 9: Esquema de los principales esfuerzos de un invernadero.....	26
Figura 10: Panorámica y distribución en planta de la Finca Experimental UAL-ANECOOP.....	31
Figura 11: Perspectiva, planta, perfil y alzado del invernadero. Todas las cotas en metros.....	32
Figura 12: Valor básico de la velocidad del viento, v_b . (Fuente: DB SE-AE).....	39
Figura 13: Esquema de carga de un hilo en estructuras de enrame (cargas gravitatorias iguales, puntuales y equidistantes).....	43
Figura 14: Diagrama de fuerzas en un nudo (cargas gravitatorias iguales, puntuales y equidistantes).....	43
Figura 15: Esquema de carga en un hilo sometido a una carga continua uniformemente repartida.....	47
Figura 16: Esquema de carga en un hilo sometido a cargas puntuales, iguales y equidistantes.....	49
Figura 17: Diagrama de fuerzas en un nudo (cargas iguales, puntuales y equidistantes).....	50
Figura 18: Esquema de carga en un hilo sometido a cargas puntuales, distintas, simétricas y equidistantes.....	52
Figura 19: Diagrama de fuerzas en un nudo (cargas distintas, puntuales, simétricas y equidistantes).....	53

Figura 20: Representación esquemática de parte de la cubierta.....	56
Figura 21: Esquema de carga para un soporte vertical.....	58
Figura 22: Esquema de carga para un amagado.....	62
Figura 23: Esquema de carga para tensores y soportes perimetrales de extremos de alambre p ^ó rtico.....	63
Figura 24: Esquema de carga de los tensores perimetrales de extremos de alambre p ^ó rtico.....	66
Figura 25: Esquema de carga para tensores y soportes perimetrales de extremos de correas.....	67
Figura 26: Esquema 1 de carga de los tensores perimetrales de extremos de correas.....	68
Figura 27: Esquema 2 de carga de los tensores perimetrales de extremos de correas.....	69
Figura 28: Anejo D. Acción del viento. Tabla D.4 Cubiertas a dos aguas (dirección del viento $-45^{\circ} \leq \theta \leq 45^{\circ}$). [Fragmento figuras]. (Fuente: DB SE-AE).....	74
Figura 29: Anejo D. Acción del viento. Tabla D.7 Cubiertas múltiples. [Fragmento imágenes]. (Fuente: DB SE-AE).....	78
Figura 30: Esquema de los elementos que componen la estructura resistente de cubierta.....	88
Figura 31: Esquema para una correa cargada (cargas iguales, puntuales y equidistantes).....	89
Figura 32: Esquema para un alambre p ^ó rtico cargado (cargas puntuales, distintas, simétricas y equidistantes).....	91
Figura 33: Esquema de carga de los tensores perimetrales de extremos de alambre p ^ó rtico.....	105
Figura 34: Esquema 1 de carga de los tensores perimetrales de extremos de correas.....	110
Figura 35: Esquema 2 de carga de los tensores perimetrales de extremos de correas.....	111

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1 INTRODUCCIÓN

En las tres últimas décadas la agricultura almeriense ha sufrido una profunda y rápida transformación. En este periodo, se ha pasado de un uso agrícola marginal de grandes áreas como los campos de Dalías y de Níjar, donde la aridez y la falta de recursos hídricos superficiales imposibilitaban su empleo en horticultura, a una actividad agrícola intensiva. La eficacia productiva de los invernaderos hizo que se extendieran a otras zonas donde tradicionalmente se cultivaban hortalizas al aire libre, como las comarcas del Bajo Andarax y del Almanzora (Molina *et al.*, 2003).

Las primeras estructuras para soportar el plástico parten de una adaptación de la tecnología del parral de la zona, este tipo de estructuras planas prevalecieron hasta final de los ochenta, donde el 80,4 % eran tipo parral plano de madera y alambre, el 7,1 % de tubo galvanizado y el 6,9 % de perfiles angulares de hierro (Muñoz *et al.*, 1991).

Al reconvertir los parrales en invernaderos, los elementos constructivos han de soportar nuevos esfuerzos, debidos básicamente a la acción del viento sobre los plásticos. Algunos de estos elementos no poseen la resistencia suficiente para soportar los esfuerzos añadidos y se rompen. Los montadores reaccionan sustituyéndolos por elementos más resistentes, que son los que utilizarán en adelante. Cada vez que se produce un fallo se utilizará un diámetro superior, hasta que el elemento es resistente, quedando este dimensionado, para las acciones que debe soportar, con un alto grado de acierto, por el método de “ensayo y error” (Pérez *et al.*, 1992).

Aquellos elementos que en su origen tenían algún grado de sobredimensionamiento, lo siguen teniendo en la actualidad pues nadie se ha preocupado de mejorar aquellos elementos que no fallan (Pérez *et al.*, 1992).

1.2 OBJETIVOS

La finalidad de este trabajo es hacer una comparativa entre los elementos y materiales empleados en la construcción de un invernadero “raspa y amagado” en la actualidad, con los resultantes del cálculo analítico de éste mediante la adaptación del Código Técnico de la Edificación de 2006 (en adelante C.T.E.), actualmente en vigor.

Para ello, se resolverán cada uno de los objetivos que se detalla a continuación:

- I. Descripción detallada de la estructura de un invernadero tipo “raspa y amagado” construido, determinando de cada elemento resistente: material empleado, dimensiones, características mecánicas y detalles constructivos.
- II. Desarrollo del cálculo teórico de la estructura resistente del invernadero a estudio en base al C.T.E., determinando de cada elemento resistente: material a emplear, dimensiones y características mecánicas.
- III. Discusión sobre las diferencias encontradas entre la estructura construida y la resultante de aplicar el C.T.E.

2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1. LOS INVERNADEROS

Un invernadero es una estructura usada para el cultivo y/o protección de plantas y cosechas, la cual optimiza la transmisión de radiación solar bajo condiciones controladas para mejorar el entorno del cultivo y cuyas dimensiones posibilitan el trabajo de las personas en su interior (UNE-EN-13031-1).

2.1.1. Evolución de los invernaderos en la provincia de Almería

Cronología sobre los hechos más destacados en la evolución de la horticultura almeriense (Mendizábal, 1969; Bosque, 1979; Muñoz *et al.*, 1991; Palomar, 1994; Navarro, 2001; Molina *et al.*, 2003):

1941. Inicio de la transformación agraria. Declaración por el Instituto Nacional de Colonización de parte del Campo de Dalías como “Zona de Interés Nacional”.

1953. Plan General de Transformación con la puesta en regadío de 1760 Ha.

1957. Experimentación de la técnica del enarenado por el INC en Roquetas de Mar.

1958. Ampliación del Plan General de transformación a 2175 Ha.

Proliferación de enarenados.

1960. Primeras experiencias de INC sobre construcción de abrigo plásticos.

1963. Construcción de los primeros invernaderos experimentales por el INC.

1971. Expansión de la superficie de cultivos bajo plástico hasta 1114 Ha.

1979. El crecimiento de cultivos bajo plástico llega a 6386 Ha.

1984. Regulación de las extracciones de aguas subterráneas por la Junta de Andalucía y suspensión de créditos oficiales para la implantación de invernaderos. 11449 Ha bajo plástico.

1986. Promulgación del derecho de sobreexplotación del acuífero del Campo de Dalías.

1993. Superficie invernada 23150 Ha.

2003. Se estiman más de 27000 Ha.

Este rápido desarrollo de los cultivos bajo plástico se ha visto acompañado por un paulatino avance en materia fitosanitaria, mejora vegetal, técnicas de cultivo y comercialización. Sin embargo, hasta finales de los años noventa este auge no se tradujo en una mejora de las estructuras y del control climático de los invernaderos, debido fundamentalmente al largo periodo de tiempo necesario para renovar las estructuras, y a la fuerte inversión necesaria para ello (Valera *et al.*, 1999).

El sistema de producción de invernadero de Almería está constituido por explotaciones de pequeño tamaño siendo la superficie media por explotación de 2,5 ha, distribuidas en 1,4 fincas. De la superficie total de la explotación, el 84,9% está ocupado por invernaderos, siendo la superficie media de cada unidad de invernadero de 7538 m² (Pérez-Parra *et al.*, 2008).

2.1.2. Tipos de estructuras de invernaderos

Según la conformación estructural, los principales tipos de invernaderos son:

- Invernaderos tipo “Almería”:

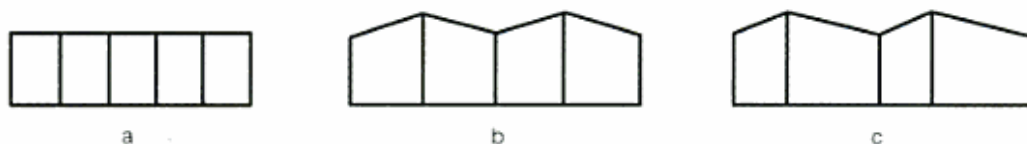


Figura 1: Variantes de los invernaderos tipo “Almería”. (a) Plano o parral; (b) Raspa y amagado; (c) Asimétrico. (Fuente: Serrano, 1994).

“Planos” o “parral” (Valera *et al.*, 2003).

Derivado de los antiguos parrales dedicados al cultivo de la uva de mesa. Está compuesto por dos elementos básicos: una estructura vertical y otra horizontal. La estructura vertical está constituida por soportes rígidos que se pueden diferenciar según sean perimetrales o interiores.

La estructura horizontal (plana) flexible está constituida por dos mallas de alambre galvanizado superpuestas, tejidas manualmente de forma simultánea a la construcción del invernadero, además de formar parte de la estructura del invernadero, sirven para sostener y sujetar la lámina plástica.

Poseen la cubierta horizontal, lo que obliga a perforar el plástico para evitar el colapso de la estructura cuando llueve. Estas perforaciones hacen que este subtipo sea poco hermético, imposibilitando la incorporación de sistemas activos de control climático.

“Raspa y amagado” (Valera *et al.*, 2003).

Apareció para evitar el colapso de las estructuras planas por acumulación de lluvia. Este invernadero posee una altura que oscila entre 3 y 4,2 m, formando lo que se conoce como “raspa”, en la parte más baja, conocida como “amagado”, se unen las mallas de la cubierta con enganches que soportan a su vez el canal de desagüe a alambres y estos se sujetan al suelo mediante cabillas de acero, la altura del amagado oscila entre 2 y 2,8 m y la de las bandas de 2 a 2,5 m.

La separación entre las raspas y los amagados suele ser de 2×4 m, utilizándose también separaciones como 2,5×4, 2×6 ó 2×8 m. el ángulo de cubierta oscila entre 6° y 20°, cuanto mayor es éste mejor intercepta la radiación solar, pero requiere mayor solidez estructural debido a los esfuerzos que le provoca la acción del viento.

“Asimétrico” (Valera *et al.*, 2003).

Difiere del anterior en que las vertientes de la cubierta tienen distinta inclinación, con objeto de aumentar su capacidad de captación de energía solar. La altura de la cubierta varía entre 3 y 5 m, y su altura mínima de 2,3 a 3 m. La altura de las bandas oscila entre 2,15 y 3 m. la separación de los apoyos interiores suele ser de 2×4 m.

En todos los casos la cubierta suele ser de polietileno de baja densidad, aditivado para aumentar su termicidad, resistencia a la radiación ultravioleta, etc.; pero en algunos casos, para el cultivo de tomate, se utiliza malla permeable de polietileno de alta densidad entre las dos mallas de alambre.

Poseen tanto ventilación lateral, en el perímetro del invernadero, como ventilación cenital, en la cubierta. El efecto conjunto de ambos sistemas de ventilación es muy beneficioso aumentando la tasa de ventilación. En algunos casos las ventanas se encuentran automatizadas utilizando pequeños motores y mecanismos de piñón y cremallera, en otros el accionamiento es manual, incluso existen aberturas cenitales que están casi permanentemente abiertas.

- Invernaderos tipo “Multitúnel” (Valera *et al.*, 2003):

Se caracteriza por la forma semicilíndrica de su cubierta y por su estructura totalmente metálica. Tiene una mayor capacidad para el control de los factores ambientales ya que es más hermético. Es de mayor coste que el anterior.

Están constituidos en su totalidad por tubos de acero galvanizado, en su mayor parte de sección cilíndrica, con diámetros entre 25 y 60 mm y espesores de 1,5 a 3 mm. La unión entre las diferentes piezas se realiza mediante tornillos y bridas o abrazaderas. El plástico se sujeta a la estructura mediante unos perfiles denominados “omegas”, debido a la forma de su sección.

Los túneles presentan anchuras variables de 6,5 a 9 m y la separación entre apoyos bajo las canales suele ser de 4 ó 5 m. el marco más utilizado es de 8×5 m de separación de los soportes interiores. La altura máxima en cumbre oscila entre 4,5 y 6 m y en las bandas laterales y bajo canal se adoptan alturas de 3 a 4 m. Muchos de los invernaderos de este tipo se construyen con cubierta rígida de policarbonato ondulado en el perímetro, presentando mayor resistencia al viento en los laterales y frontales, donde los esfuerzos son mayores.

- Invernaderos tipo “Venlo” (Valera *et al.*, 2003):

Son invernaderos de cristal, conformados por una estructura metálica y una cumbrera en forma de capilla múltiple con una inclinación e 22° en la mayoría de los casos. Se consiguen grandes anchuras de los módulos, entre 6,4 y 12 m, mediante vigas de celosía. Las columnas pueden tener una separación de 3,4 ó 4,5 m y la altura de la cumbrera puede llegar a los 6,5 m. El espesor del vidrio estándares de 4 mm y se sujeta por los cuatro lados, con un ancho máximo de 1,125 m.

Disponen de ventilación cenital mediante pequeñas ventanas de 2 ó 3 vidrios que giran sobre un eje situado en cumbrera. Normalmente las aberturas se presentan de forma discontinua a ambos lados del techo en zonas frías, en zonas cálidas es posible disponer ventanas rectangulares continuas a lo largo de la cumbrera.

2.1.3. Evolución de las estructuras de los invernaderos

Las primeras estructuras para soportar el plástico parten de una adaptación de la tecnología del parral de la zona, este tipo de estructuras planas prevalecieron hasta final de los ochenta, donde el 80,4 % eran tipo parral plano de madera y alambre, el 7,1 % de tubo galvanizado y el 6,9 % de perfiles angulares de hierro (Muñoz *et al.*, 1991).

Durante los años setenta y ochenta, la aplicación de los avances tecnológicos en las estructuras de invernadero es muy lenta o casi inexistente para la mayoría de pequeños agricultores. El sistema productivo se caracterizaba por estructuras de tipo plano con una altura máxima de 2,3 m, los materiales de construcción eran rollizos de madera, el tejido era alambre galvanizado doble en los laterales y la cubierta, el soporte del cultivo se realizaba con cañizo y algo más tarde con rafia de polipropileno. Los sistemas de ventilación eran básicamente laterales y cenitales con apertura estacional de algunas juntas de unión del filme, el sustrato de cultivo era enarenado, se usaban sistemas de fertirrigación localizada por goteo y abonadoras de presión diferencial, cubierta a base de polietileno tratado de 0,1 mm perforado y equipos para tratamientos fitosanitarios móviles (Navarro, 2001).

Es en la década de los noventa donde se ve una evolución tanto en superficie como en variación del tipo de estructura o en la tecnología de los sistemas y materiales empleados. Se adoptan de forma generalizada estructuras “raspa y amagado”, aparecen nuevas alternativas estructurales como asimétricos o multitúnel, la incorporación de nuevos materiales en construcción como tubos galvanizados o filamentos plásticos, mejora en las condiciones de cultivo debido a una mejora en la ventilación, mecanización y automatización de las estructuras, mejora en la calidad de los materiales de cubierta con filmes de larga duración y propiedades de termicidad y transmisión luminosa, sistemas de fertirrigación automatizados y más precisos, la implantación de cultivos sin suelo y medidas preventivas en control de plagas y enfermedades mediante el uso de mallas, desinfección del suelo, etc. (Navarro, 2001).

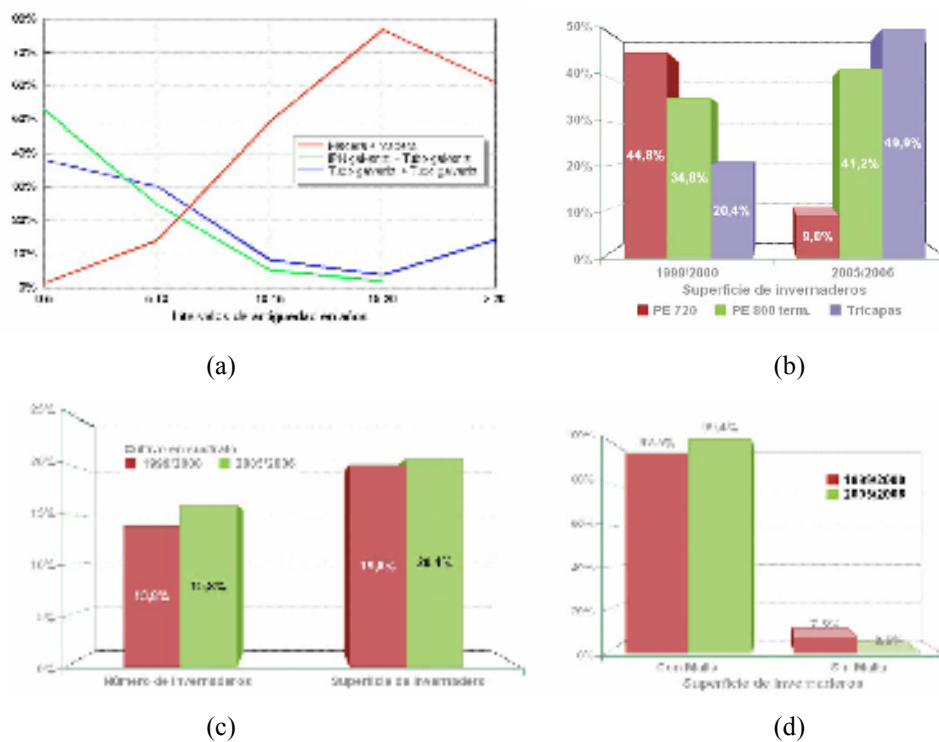


Figura 2: (a) Tendencia en los materiales constructivos empleados; (b) Distribución de los tipos de plásticos sobre la superficie de invernaderos; (c) Incidencia de los sistemas de cultivo en sustrato en la campaña 1999/2000 y 2005/2006 sobre el número y la superficie de invernadero; (d) Variación en la utilización de mallas anti-insectos en relación a la superficie invernada (Pérez Parra *et al.*, 2008).

Otro aspecto importante en la evolución de la estructura, es la altura de los invernaderos. La altura media de los invernaderos en la campaña 2005/2006 está en 3,5 m en la raspa mientras que en la campaña 1999/2000 esta altura media estaba en 3,2 m.

Este aspecto constructivo ha sufrido una evolución que se puede considerar positiva, con un incremento gradual en el tiempo. El incremento de la altura de los invernaderos viene motivado por mejoras de tipo microclimático y por las técnicas de manejo de cultivo. En el primer caso, al incrementar el volumen de la estructura se mejora la inercia de la misma con repercusiones positivas en todas las variables climáticas, por otra parte, se atiende a la necesidad de mejorar los entutorados de los cultivos con mayores alturas. La altura ha evolucionado desde invernaderos tipo parral plano con alturas medias de 2m a invernaderos tipo parral multicapilla y multitúnel con alturas medias por encima de los 4m (Pérez Parra *et al.*, 2008).

En la actualidad, en el total de la provincia los invernaderos multitúnel, con cubierta de malla, a dos aguas y asimétricos, representan un pequeño porcentaje. Esto es debido principalmente a que se trata de estructuras recientes, en el primer caso, implantadas en un área muy restringida de la provincia, en el segundo, o de estructura que surgieron hace años y dejaron de construirse posteriormente. Los invernaderos “planos” y en “raspa y amagado” suponían un 92,4% del total de los invernaderos muestreados en 1997, valor que puede incluso haberse incrementado en los últimos años. Además, en estos últimos años se ha producido un progresivo abandono de las estructuras planas, debido a la dificultad que éstas presentan para la implantación de sistemas de control y mejora ambiental. Frente a esta regresión de los invernaderos de tipo plano, se observa un avance paulatino de los invernaderos “raspa y amagado” como consecuencia de sus mejores prestaciones y su bajo coste, en comparación con los invernaderos multitúnel o los de tipo Venlo. (Molina *et al.*, 2003).

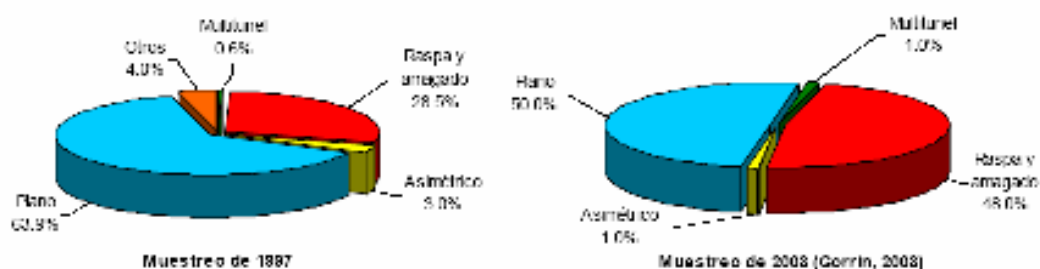


Figura 3: Porcentajes de los distintos tipos de invernaderos muestreados (Molina *et al.*, 2003).

El modelo constructivo predominante es el tipo “Almería” en sus diferentes variantes, con porcentajes por encima del 98% sobre el número de invernaderos y la superficie invernada (Pérez Parra *et al.*, 2008).

El subtipo raspa y amagado es la estructura predominante y, junto al multitúnel, son las dos únicas que han manifestado una variación positiva en los últimos años, tanto en el número de invernaderos como en la superficie invernada. (Pérez Parra *et al.*, 2008).

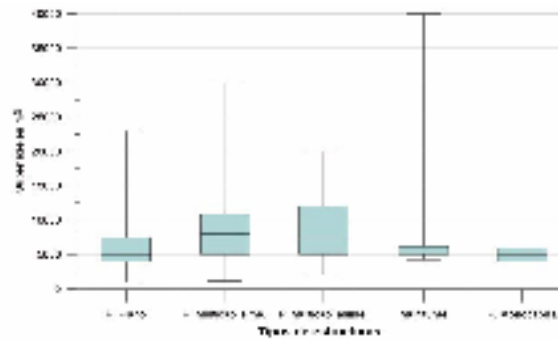


Figura 4: Distribución de la superficie de los invernaderos en función de la estructura (Pérez Parra *et al.*, 2008).

Las propiedades mecánicas y físicas de los materiales de cubierta y su disponibilidad limitan las opciones a la hora de construir un invernadero (Briassoulis *et al.*, 1997), por lo que existe cierta tendencia entre los agricultores a construir invernaderos tradicionales (Von Elsner. *et al.*, 2000-b).

En sentido amplio se puede decir que las estructuras son un artificio tecnológico que permite adaptar los cultivos para mejorar determinados aspectos productivos de las plantas de acuerdo con nuestras necesidades: las estructuras pueden actuar directamente sobre el desarrollo del vegetal como ocurre con los entutorados, sobre el clima, sobre la salinidad del cultivo, o sobre el sistema de riego principalmente (Navarro, 1998).

La base de la mejora de la estructura de invernaderos radica en conseguir optimizar las técnicas y materiales, no siempre pretendiendo una disminución de costes, sino el aumento de la rentabilidad (Navarro, 2001).

2.2. INVERNADERO “RASPA Y AMAGADO”

2.2.1. Componentes estructurales del invernadero tipo “raspa y amagado”

En la figura se puede observar el esquema de la estructura de un invernadero “raspa y amagado”. La cubierta del invernadero queda formada, de abajo hacia arriba, por: alambre pórtico inferior, correa inferior, malla inferior, plástico, malla superior, correa superior y alambre pórtico superior.

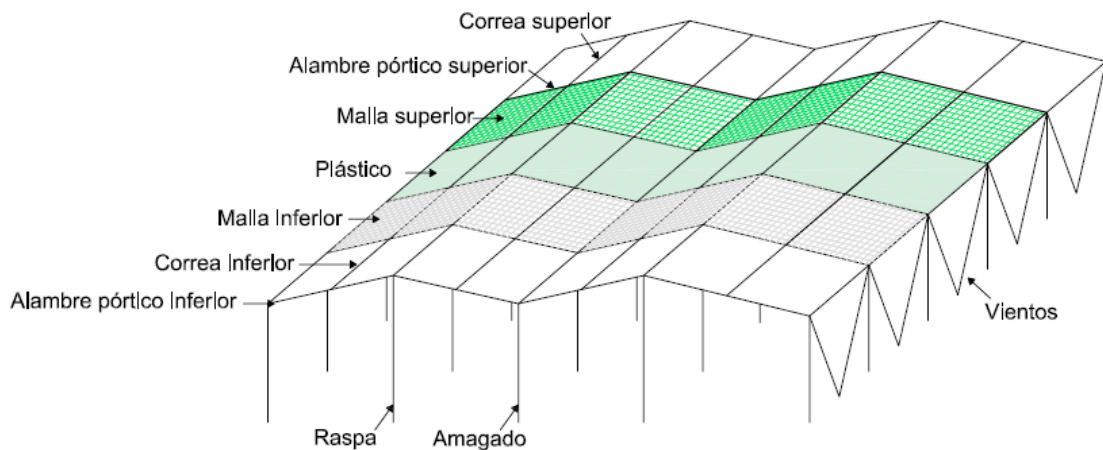


Figura 5: Esquema de los componentes estructurales de un invernadero “raspa y amagado”.

Las correas superiores actúan como colectores de las acciones derivadas de la succión del viento sobre la lámina plástica. Su cometido es transmitir estas acciones a las correas y alambres pórtico inferiores. La malla superior está formada por un mallazo de alambre con un marco de separación de 30 cm normalmente en ambas direcciones. La malla superior transmite las succiones del viento sobre el plástico a las correas superiores o directamente a los alambres pórtico y correas inferiores, en los puntos de unión entre estos elementos. Inmediatamente por debajo de la malla inferior que apoya sobre las correas inferiores y sobre el alambre pórtico. Su misión es la de evitar la formación de bolsas de agua en el plástico; también puede recibir compresiones debidas a la acción del viento en la vertiente de barlovento. La lámina plástica se encuentra comprendida entre ambos mallazos. Por último, soportando las acciones transmitidas por el resto de elementos, se encuentran las correas inferiores y el alambre pórtico. Los

elementos de la cubierta quedan unidos mediante puntos de alambre que se practican en las intersecciones entre las correas y el alambre pórtico o a lo largo de las correas y el alambre pórtico, en los puntos de cruce con las mallas (Valera *et al.*, 2003).

La estructura de cubierta no está formada por elementos rígidos, tanto las correas como los alambres pórtico se construyen con trenzas de alambre y se someten a una tensión inicial, necesaria para conseguir una forma estructural estable (Valera *et al.*, 2003).

Los factores climáticos más importantes que influyen en el diseño estructural y la calidad del microclima interior del invernadero son la temperatura, la radiación solar global, la precipitación y la intensidad del viento. Las condiciones climáticas adversas son la causa más común de colapso de los invernaderos y, por lo tanto, para la realización de un diseño eficiente debe ir de acuerdo al clima local. Cada uno de los mencionados factores climáticos genera una combinación de efectos que tienen una influencia favorable o desfavorable en la funcionalidad y la estabilidad del invernadero en función de las circunstancias locales particulares (Von Elsner *et al.*, 2000-a).

La estructura vertical está formada por soportes rígidos que definen los puntos de cumbrera (“raspas”), por tensores situados en las líneas coincidentes con los puntos de menor cota de la cubierta (“amagado”) y por tensores situados en el perímetro (Valera *et al.*, 2003).

Los soportes del interior del invernadero también se denominan pies derechos y lo normal es que transmitan compresiones a la cimentación, siempre que el ángulo de cubierta no sea nulo o excesivamente pequeño, o el viento no provoque succiones desmesuradas. En el perímetro del invernadero se sitúan otros soportes (pies inclinados) que presentan, normalmente, una inclinación de 60° con respecto a la horizontal. Los tensores perimetrales e interiores reciben el nombre de “vientos”, trabajan transmitiendo tracciones a la cimentación (Valera *et al.*, 2003).

En los invernaderos tipo Almería los cables acerados tensados son los encargados de formar la estructura de la cubierta, los cuales sufren la continua agresión

del medio ambiente (viento, altas variaciones de temperatura, etc.). Las consecuencias directas de estos agentes son las modificaciones geométricas y las características mecánicas de los mismos, esto induce una notable reducción de la capacidad portante de los cables con el tiempo y a veces se traducen en su ruptura parcial (Elachachia et *al.* 2005).

2.2.2. Cimentaciones empleadas en los invernaderos tipo “raspa y amagado”

Aunque lo normal al hablar de cimentaciones, en cuanto al suelo se refiere, es determinar su capacidad portante, aparecen algunos casos en los que resulta necesario calcular la resistencia del sistema cimentación-terreno frente a cargas de arrancamiento. (Peña et *al.*, 2003).

En la actualidad las cimentaciones que se ejecutan para anclar las estructuras de los invernaderos son pilotes de escaso diámetro, fabricados de hormigón con un redondo de acero galvanizado en el centro. No se utiliza ningún método de cálculo para su dimensionado sino que, por el contrario, son el resultado de la experiencia adquirida por los técnicos de las empresas constructoras; experiencia basada en secuencias de prueba y error (Peña et *al.*, 2002).



Figura 6: Cabilla de acero de la cimentación de un amagado (Fuente: www.villegasmoreno.com)

Las profundidades más habituales de enterramiento de los pilotes que anclan las estructuras de los invernaderos se encuentran entre los 150 y 200 cm. Su diámetro tiene un valor en torno a los 10 cm, cuando el cimiento trabaja exclusivamente a tracción y es algo mayor (nunca superior a 25 cm) cuando además se le pide resistencia a compresión. Actualmente el procedimiento de perforación del terreno para la instalación

de los pilotes, se realiza mediante máquina perforadora, usando el método de rotación, expulsando el material disgregado mediante aire comprimido (Valera *et al.*, 2003).

Puede afirmarse que al aumentar la profundidad de enterramiento del pilote también lo hace la fuerza máxima de tracción que es capaz de soportar, aspecto que también sucede al aumentar el diámetro del mismo. Sin embargo, para el parámetro desplazamiento asociado a la fuerza de tracción, se produce una disminución del valor de éste al aumentar la profundidad para los pilotes de menor diámetro (Peña *et al.*, 2002).

2.2.3. Materiales empleados en la construcción de la estructura del invernadero

En la construcción de invernaderos principalmente se emplean alambres, trenzas y cordones (Figura 7). Las casas comerciales son las encargadas de suministrar el diámetro, la superficie, el peso y la resistencia a rotura.

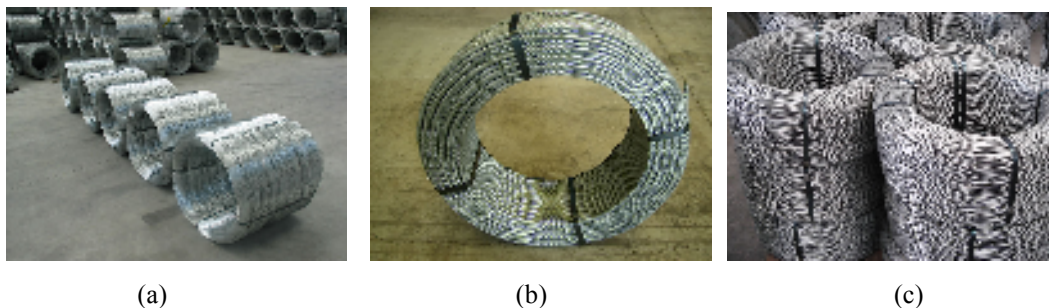


Figura 7: (a) Alambres trefilados; (b) Cordones; (c) Trenzas. (Fuente: www.agroquijano.com).

Otro elemento constructivo es el nudo deslizante, éste se emplea para atar las trenzas aceradas que constituyen el pórtico y correas a los pies laterales. Este nudo se denomina “garrotera”. Consiste en enrollar la trenza acerada sobre sí misma, aumentándole las fuerzas de rozamiento por medio de una compresión exterior que ejerce un alambre dulce fuertemente enrollado sobre la trenza. Esto se hace en dos sentidos contrapuestos. La característica principal de este elemento constructivo es que no se trata de un nudo rígido, si no capaz de deslizarse cuando se sobrepasa un determinado esfuerzo. Este esfuerzo de deslizamiento depende de varios factores tales

como la longitud de la garrotera, el diámetro del alambre dulce que ejerce la presión, incluso del celo con que el operario la ejecute. La resistencia al deslizamiento del nudo puede llegar a ser superior a la tensión de rotura de la trenza acerada, rompiéndose ésta antes de que el nudo deslice. En condiciones normales de la longitud de la garrotera, alambre dulce de 4,4 mm de diámetro y un operario medio, el nudo comienza a deslizarse cuando se produce una tensión en el cable en torno a los 2200 kp, inferior a los 3400 kp que aguanta la trenza antes de romper (Pérez *et al.*, 1991).

Actualmente, en algunos invernaderos, la garrotera es sustituida por un elemento denominado retención (Figura 8). La retención se sujeta a la cabeza del pie inclinado por su parte curva y se enrolla primero un lateral sobre la trenza y posteriormente el otro lateral sobre estos dos. Estas retenciones suelen ser de acero recubierto de aluminio, los subjuegos de cada una de las patas tienen un recubrimiento común de neopreno, que ejercen una presión radial pequeña sobre la trenza sin dañarla, evitando el deslizamiento. También se suelen utilizar, en su variante recta, para reparar roturas en los alambres cordones o trenzas.



Figura 8: Retenciones. (Fuente: www.agroquijano.com).

Nunca hasta ahora la calidad de los productos había jugado un papel tan decisivo en la industria. Hoy en día, las grandes empresas del sector tienen sus propios centros de investigación y utilizan modernas herramientas de cálculo numérico para simular los procesos y controlar los factores que pueden influir en los mismos, minimizando los riesgos de rotura del alambre. (Gálvez *et al.*, 2001).

2.2.4. Proceso de montaje

Según Pérez *et al.*, 1991:

- Fase 1: Replanteo y cimentaciones: se sitúan en el terreno las distintas zapatas de hormigón prefabricadas y las cimentaciones a tracción de los vientos o zuncho perimetral.

- Fase 2: Colocación de “esquineros” y tendido del “cerco” que arriostrará a las cabezas de los pies laterales: la inclinación de los esquineros se consigue con un puntal de madera hasta que se equilibran definitivamente con el cerco y vientos.

- Fase 3: Tendido de la malla estructural: los pies laterales se sitúan sobre cada zapata. Se consigue el equilibrio de estos elementos con la tensión del hilo de la malla estructural y del viento. Se ha de conseguir que la cabeza del pie lateral se sitúe tangente al cerco que se dispuso anteriormente.

El hilo de la malla estructural (trenza acerada) se tensa mediante tráctel en un extremo, manteniendo el otro fijo mediante un nudo. El viento, de trenza de acero dulce, se tensa por torsión de la trenza.

- Fase 4: Colocación de pies derechos: los pies derechos, de tubo metálico galvanizado, se encajan entre su cimentación y el alambre pórtico. Esta operación se ejecuta normalmente con el auxilio del hidráulico del tractor. Al aumentar la longitud de alambre pórtico aumenta la tensión del mismo y se produce un deslizamiento del nudo.

- Fase 5: Colocación del amagado: con alambre trenzado dulce se hace bajar el alambre pórtico. Este amagado se cimenta en el suelo. Esta fase, produce igualmente un corrimiento del nudo.

- Fase 6: Colocación de los tejidos inferior y superior: en el primer momento, se mantienen separados ambos unos 10 cm intercalando trozos de madera.

- Fase 7: colocación del plástico entre ambos tejidos.
- Fase 8: “Punteo” con trozos de alambre de todo el conjunto de cubierta.

2.2.5. Esfuerzos en un invernadero “raspa y amagado”

En los invernaderos tipo “raspa y amagado” las acciones que afectan a la estructura dan lugar a esfuerzos de tracción y compresión normales, en función de la dirección de éstos y de la disposición y tipo de componente. En la siguiente figura se puede ver el esquema de los principales esfuerzos:

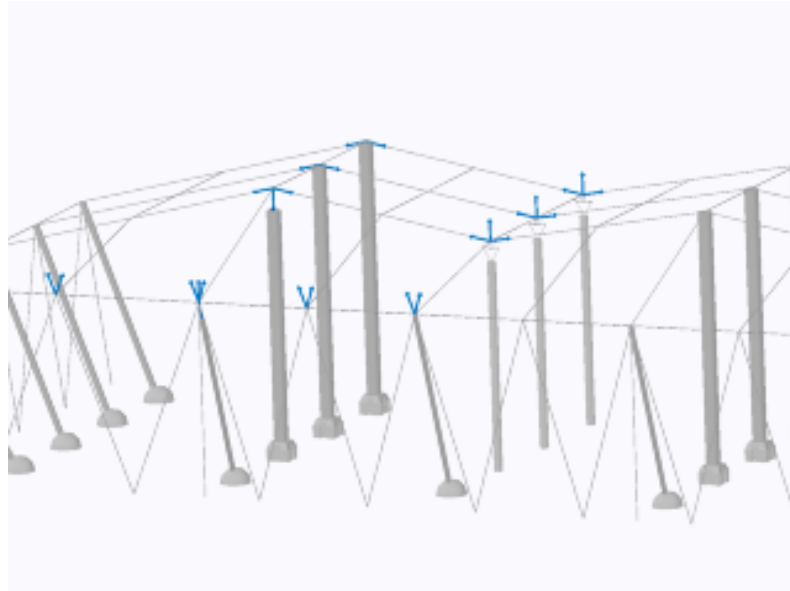


Figura 9: Esquema de los principales esfuerzos de un invernadero (Fuente: Elaboración Propia).

Los cables, trenzas y alambres forman la estructura primera de los invernaderos. Éstos transmiten las acciones recibidas (gravitatorias, viento, nieve, térmicas...) a los pies derechos, a los amagados y a los vientos (Pérez *et al.*, 1991).

Los cables destinados a soportar los enrames de los cultivos están sometidos exclusivamente a cargas gravitatorias, mientras que en el resto, las principales acciones que reciben son las succiones y compresiones del viento, ya que las cargas gravitatorias (peso propio y plástico de cobertura) son de muy escasa cuantía (Pérez *et al.*, 1991).

En el caso de las cimentaciones se distinguen, aquellos elementos que transmiten un esfuerzo de tracción a la cimentación (vientos y amagados) y los que comprimen la cimentación (pies derechos y perimetrales o inclinados) (Pérez *et al.*, 1991).

Estudiando cómo trabaja cada elemento de forma individual, los elementos que configuran la estructura del invernadero son:

- **Tejido:** es el encargado de sustentar el plástico de la cubierta y transmite las acciones al resto de la estructura. Éste queda dividido en varias partes diferenciadas, en orden ascendente: alambre pórtico inferior, correa, malla inferior y malla superior, correa superior y alambre pórtico superior. Cada uno de los cables de forma individual trabaja a tracción.

Se observa en la malla aspectos que contribuyen a su deterioro o mal funcionamiento (Pérez *et al.*, 1991):

- No todos los alambres de la malla están unidos a las correas.
- Fallan a veces las uniones de la malla superior con la estructural.
- El rozamiento éntrelos alambres de la malla producen pérdida de sección.

La tensión inicial de las correas es muy grande, por lo que lleva a necesitar secciones mayores con el consiguiente coste. Se justifica esto en parte por la necesidad de circular los montadores por encima de la estructura. Por otra parte, no está unida a todos los alambres pórticos, pasa alternativamente una vez por encima y otra por debajo (Pérez *et al.*, 1991).

A veces la inclinación del alambre pórtico es muy pequeña por lo que al entrar en carga por la acción del viento, el ángulo de este supera al inicial y tracciona al pie derecho lo que produce su levantamiento del apoyo inferior (Pérez *et al.*, 1991).

Es típico observar como es necesario retensar el alambre pórtico por deslizamiento excesivo del nudo. Esta operación es debida a que el nudo pierde fuerza con lo que la tensión disminuye a lo largo del tiempo, no sólo por la alternancia en las

temperaturas y la acción del viento, sino incluso cuando no aumenta la fuerza de tracción (Pérez et *al.*, 1991).

- **Locas:** Son las encargadas de asegurar la unión del plástico a los tejidos de la cubierta, transmite los esfuerzos al tejido. Trabajan a tracción.
- **Emparrillado:** Encargado de soportar el peso de las hortalizas tutoradas. Trabaja a tracción y transmite los esfuerzos a los amagados, a los pies derechos, a los vientos y a los pies perimetrales.
- **Amagados:** Soporta esfuerzos de tracción transmitidos por el tejido. A su vez transmite los esfuerzos a la cimentación.
- **Pies derechos:** Son los pilares que soportan la estructura, son los encargados de soportar la compresión que se transmite a la cimentación.
- **Vientos:** Transmiten los esfuerzos de tracción de la estructura a la cimentación.
- **Pies inclinados:** Son los pilares que soportan la estructura perimetral, son los encargados de soportar la compresión que se transmite a la cimentación.

En cuanto a la cimentación existen tres tipos:

- Para los amagados: Pozos circulares de hormigón, donde quedan alojadas las cabillas redondas galvanizadas de anclaje. Principalmente trabajan a tracción.
- Para los vientos: Pozos circulares de hormigón, donde quedan alojadas las cabillas redondas galvanizadas de anclaje. Principalmente trabajan a tracción.
- Para los pies inclinados: Hoyos rellenos de hormigón. Principalmente trabajan a compresión.

- Para los pies derechos: Van directamente apoyados sobre peanas de hormigón, por lo que no se puede considerar una cimentación. Trabajan exclusivamente a compresión.

3. MATERIAL Y MÉTODOS

3.1. MATERIAL

Para la realización del trabajo hemos contado con un invernadero “tipo Almería”, subtipo “raspa y amagado”. Éste se encuentra localizado en la Fundación Finca Experimental UAL-ANECOOP, ubicada en el paraje “Los Goterones” de la localidad de Retamar (Término Municipal de Almería). La extensión total de la finca es de 14 hectáreas de las que actualmente están invernadas 8, con invernaderos de diferentes características (Figura 1).



Figura 10: Panorámica y distribución en planta de la Finca Experimental UAL-ANECOOP.

El invernadero utilizado es el módulo U8, orientado noroeste-sureste, con una superficie de 2115 m², constituido por 5 raspa de 8,6 metros por 45 m de largo. Como hemos dicho, su estructura es “raspa y amagado” y sus dimensiones y distribución quedan detalladas en las siguientes figuras que representan una vista en perspectiva, planta, alzado y perfil del invernadero.

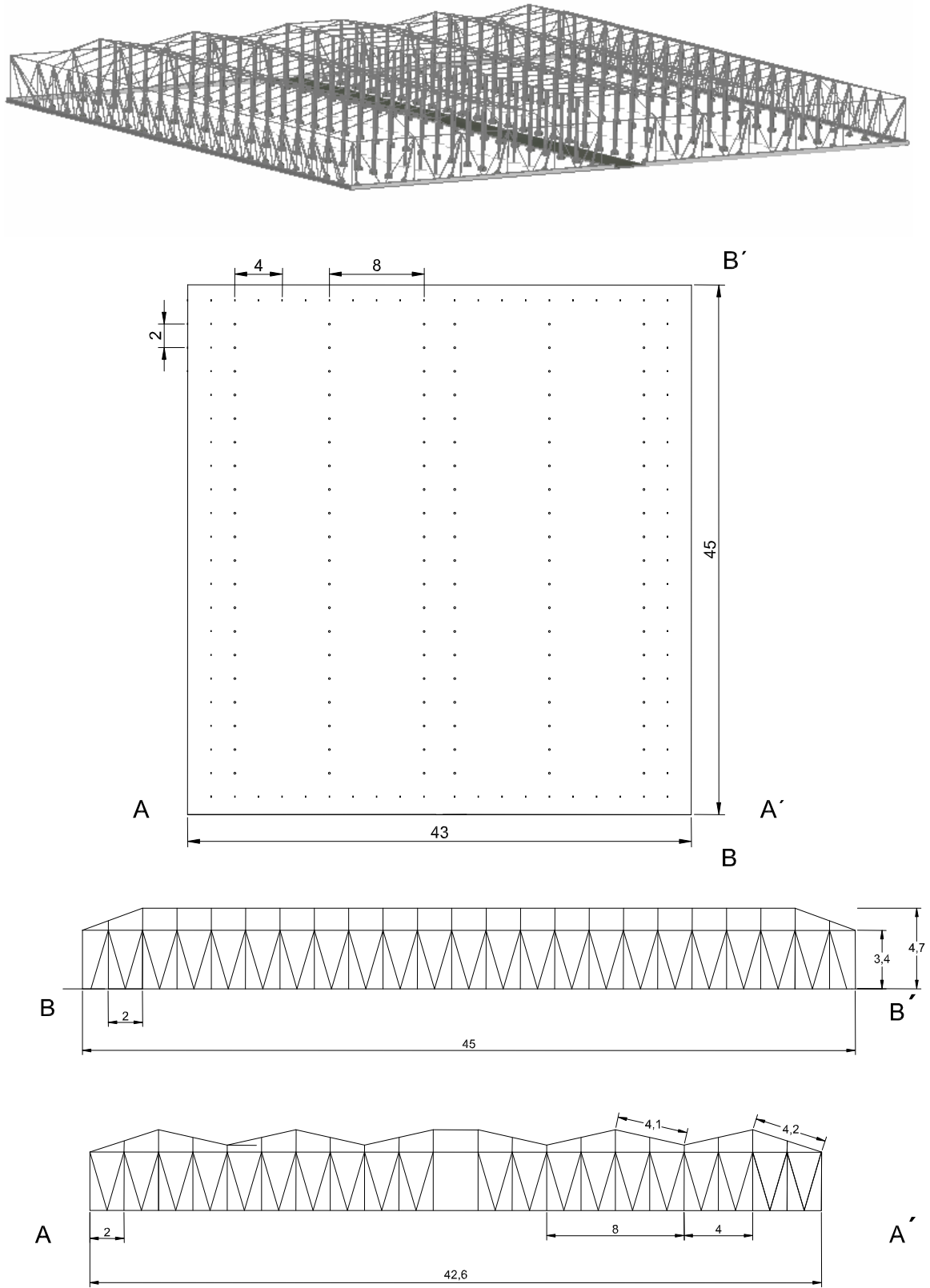


Figura 11: Perspectiva, planta, perfil y alzado del invernadero. Todas las cotas en metros.(Sin escala)

3.1.1. Descripción de los elementos y materiales que configuran la estructura

- **Tejido:** es el encargado de sustentar el plástico de la cubierta y transmite los esfuerzos a los pilares. Éste queda dividido en varias partes diferenciadas, en orden ascendente: alambre pórtico inferior (trenza de montaje de 3 hilos (3×3 mm) galvanizada), correa inferior (trenza de montaje de 3 hilos (3×3 mm) galvanizada) malla inferior y malla superior (alambre de llaneo de 2.5 mm acerado triple galvanizado y alambre de tejido de 2 mm acerado triple galvanizado)¹, correa superior (trenza de montaje de 3 hilos (3×3 mm) galvanizada) y alambre pórtico superior (trenza de montaje de 3 hilos (3×3 mm) galvanizada).

- **Locas:** Para asegurar la unión del plástico a los tejidos de la cubierta, se colocan locas con trenza de 2 hilos (2×2,5 mm) en dirección norte a sur; no colocándose en los amagados al llevar ya en dichos sitios montada la trenza de 3 hilos y tampoco en las raspas al no necesitarlas debido a la presión ejercida hacia abajo por los tejidos existentes en esa zona. Estos elementos corresponden a las correas que van localizadas entre las líneas de pies derechos y las de amagados.

- **Emparrillado**²: Encargado de soportar el peso de las hortalizas tutoradas. Queda partido en los pasillos, con trenza de 2 hilos (2×3 mm) galvanizada en dirección oeste a este, montando una trenza cada 2 m y apoyada sobre los tubos que cubren a cada amagado. Para entutorar el cultivo, se usa alambre de 3 mm galvanizado, en dirección norte a sur; llevando un hilo cada 1 m de separación. Queda a una altura de 3,4 m.

¹ El alambre de llaneo va a una distancia de 33 cm aproximadamente uno de otro, llevando 5 hilos en cada claro de 2 m resultante entre dos vigas, consecutivas de la banda.
El alambre de tejido va a una distancia de 33 cm aproximadamente uno de otro, llevando 5 hilos en cada claro de 2 m resultante entre dos vigas, consecutivas de la banda.
La cuadrícula resultante entre los alambres de llaneo y de tejido será de 33x 33 cm, realizados ambos tejidos; superior e inferior; con iguales características y de forma manual.

² El emparrillado queda reforzado en los pasillos, montando un tubo telescópico entre dos tubos de la misma fila de raspa situados a cada lado del pasillo; mediante bridas, tornillos, arandelas y tuercas autofrenantes. Los tubos de raspa que llevan montados el tubo telescópico, van con anclaje de refuerzo al terreno, mediante ratón y riostra. En los amagados situados a cada lado del pasillo; se montan tubos de 2" y se conectan amagados de la misma fila mediante un tubo rectangular de 25x25 mm en forma de U invertida.

- **Amagados:** Soporta esfuerzos de tracción. La trenza del amagado irá por dentro del tubo y este apoyado en la cabilla del amagado. La trenza es de 3 hilos (3×3 mm) galvanizada. El amagado se enlaza al tejido de cubierta mediante ganchos galvanizados doble gancho.

- **Pórticos o pies derechos:** Son los pilares que soportan la estructura, son los encargados de soportar la compresión que se transmite a la cimentación, son perfiles redondos huecos de acero galvanizado de 8 cm de diámetro, 4.5 m de altura y 1,7 mm de espesor en las rasps (también denominados rasps o pies derechos). La distancia entre rasps consecutivas es de 8 m, con una altura en la raspa o cumbrera de 4,70 m (tubo + bloque). La distancia entre tubos (pies derechos) de la misma fila o raspa es de 2 m, así como la distancia entre amagados de la misma fila.

- **Vientos:** Transmiten los esfuerzos de tracción de la estructura a la cimentación. Son perfiles redondos huecos de 30 mm de diámetro, 1,2 mm de espesor en pared y 3,2 m de longitud.

- **Pies inclinados:** Son perfiles rectangulares huecos de acero de 10×5 cm, de 4 m de longitud y 3 mm de espesor. La altura en la banda del invernadero será de 3,4 m aproximadamente. Con una distancia entre postes (pies perimetrales) consecutivos de la banda de 2 m, en aquellas bandas que formen ángulos rectos, y de más de 2 m en las bandas con descuadre o con ángulo de mas de 90 grados.

- Para enlazar cada poste al de la banda al siguiente, hay soldado un ángulo de acero galvanizado en L de 70/6/6.

3.1.2. Resumen de elementos

Correas superiores e inferiores	Trenza galvanizada de 3 hilos (3×3 mm)
Locas	Trenza galvanizada de 2 hilos (2×2,5 mm)
Alambre pórtico superior e inferior	Trenza galvanizada de 3 hilos (3×3 mm)
Malla superior e inferior	Alambre acerado triple galvanizado de 2.5 mm
Estructura de enrame	Trenza galvanizada de 2 hilos (2×3 mm)
Pies derechos	Redondo hueco 8 cm de diámetro y 1,7 cm de espesor
Amagados	Trenza de 3 hilos (3×3 mm) galvanizada
Soportes perimetrales de extremos de alambre pórtico y de correas (pies inclinados)	Perfil rectangular hueco de acero de 10×5 cm y 3 mm de espesor
Tensores perimetrales de extremos de alambre pórtico y de correas (vientos)	Perfil redondo hueco de 30 mm de diámetro, 1,2 mm de espesor

Tabla 1: Resumen de elementos de la estructura resistente del invernadero construido.

3.2. PLANTEAMIENTO TEÓRICO PARA EL CÁLCULO ANALÍTICO DE LA ESTRUCTURA DEL INVERNADERO

3.2.1. Acciones consideradas en el cálculo

Las acciones que en general afectan a una estructura, según el Documento Básico SE-AE (Seguridad estructural-Acciones en la edificación) de Marzo de 2006, se clasifican en:

- Acciones Permanentes:

- *Peso propio:* No se tendrá en cuenta dada la ligereza de la estructura.
- *Pretensado:* No es de aplicación, ya que es referida al hormigón.
- *Acciones del terreno:* No es de aplicación, ya que los invernaderos tipo “Almería” se colocan sobre el terreno.

- Acciones Variables:

- *Sobrecarga de uso:* La sobrecarga de uso es el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso.
- *Viento:* La distribución y el valor de las presiones que ejerce el viento sobre un edificio y las fuerzas resultantes dependen de la forma y de las dimensiones de la construcción, de las características y de la permeabilidad de su superficie, así como de la dirección, de la intensidad y del racheo del viento.
- *Acciones térmicas:* Los edificios y sus elementos están sometidos a deformaciones y cambios geométricos debidos a las variaciones de la temperatura ambiente exterior. La magnitud de las mismas depende de las condiciones climáticas del lugar, la orientación y de la exposición del edificio, las características de los materiales constructivos y de los acabados o revestimientos, y del régimen de calefacción y ventilación interior, así como del aislamiento térmico. Es de gran importancia en este tipo de estructura de invernadero, fundamentalmente en los alambres, trenzas y cables acerados que constituyen los pórticos, correas y vientos,

ya que en su colocación se someten a un tensión inicial de tensado que puede verse incrementada sustancialmente por el efecto de la retracción térmica.

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

- Acciones Accidentales:

- *Sismo: La acción sísmica se considera según la norma NCSR-02 “Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación”. En el epígrafe 1.2.2. “Clasificación de las construcciones”, de dicha norma, las edificaciones se dividen en tres tipos. Los invernaderos se podrían considerar como construcciones de moderada importancia y según el epígrafe 1.2.3. “Criterios de aplicación”, en las construcciones de este tipo no es necesario considerar la acción sísmica.*
- *Incendio: Las acciones debidas a la agresión térmica del incendio están definidas en el DB-SI. No es de aplicación en nuestro caso.*
- *Impacto: No es de aplicación en nuestro caso.*
- *Otras acciones accidentales: No es de aplicación en nuestro caso.*

3.2.1.1. Acciones variables

Sobrecarga de uso

Se determinará según la tabla 3.1 del DB-SE-AE. Refiriéndose a cubiertas accesibles únicamente para conservación, (*Entrada G1; Tabla 3.1: Valores característicos de las sobrecargas de uso*).

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

Tabla 2: Valores característicos de las sobrecargas de uso. (Fuente: DB-SE-AE).

Aunque no se contemplen en esta tabla, en los invernaderos se puede incluir en este apartado la acción provocada por las hortalizas de enrame, actuando directamente sobre los pies derechos del invernadero. Ensayos realizados por *Pérez et al., 1992*, cifran esta acción en 10 kp/m².

Viento

La acción de viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, q_e puede expresarse como:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p \quad (1)$$

siendo:

q_b la presión dinámica del viento: De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse 0,5 kN/m². Pueden obtenerse valores más precisos mediante el anejo E, en función del emplazamiento geográfico de la obra:

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2 \quad (2)$$

Donde δ es la densidad del aire y v_b el valor básico de la velocidad del viento (*Anejo D: Velocidad del viento. Figura D.1: Valor básico de la velocidad del viento, v_b . Documento Básico SE-AE Acciones en la Edificación*).



Figura 12: Valor básico de la velocidad del viento, v_b . (Fuente: DB SE-AE).

c_e el coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción. Se determina de acuerdo con lo establecido en 3.3.3. El coeficiente de exposición tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno. Su valor se puede tomar de la tabla 3.3 (*Tabla 3.3: Valores del coeficiente de exposición c_e . Documento Básico SE-AE Acciones en la Edificación*), siendo la altura del punto considerado la medida respecto a la rasante media de la fachada a barlovento.

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Bordo del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,5	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Tabla 3: Valores del coeficiente de exposición c_e . (Fuente: DB-SE-AE).

c_p el coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión. Su valor se establece en 3.3.5.

A efectos del cálculo de la estructura, del lado de la seguridad se podrá utilizar la resultante en cada plano de fachada o cubierta de los valores del Anejo D.2, que recogen el pésimo en cada punto debido a varias direcciones de viento.

El edificio presenta grandes huecos, por lo que la acción de viento genera, además de presiones en el exterior, presiones en el interior, que se suman a las anteriores.

El coeficiente eólico de presión interior, c_{pi} , se considera único en todos los paramentos interiores del edificio. Para la determinación de la presión interior, en edificios de una sola planta, se considerará como coeficiente de exposición el correspondiente a la altura del punto medio del hueco, salvo que exista un hueco dominante, en cuyo caso el coeficiente de exposición será el correspondiente a la altura media de dicho hueco.

El c_{pi} se toma de la *Tabla 3.5 Coeficientes de presión interior. Documento Básico SE-AE Acciones en la Edificación.*

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

Tabla 4: Coeficientes de presión interior. (Fuente: DB-SE-AE).

Acciones térmicas

Los efectos globales de la acción térmica pueden obtenerse a partir de la variación de temperatura media de los elementos estructurales, en general, separadamente para los efectos de verano, dilatación, y de invierno, contracción, a partir de una temperatura de referencia, cuando se construyó el elemento y que puede tomarse como la media anual del emplazamiento o 10°C.

Las temperaturas ambiente extremas de verano y de invierno pueden obtenerse del Anejo E.

Para elementos expuestos a la intemperie, como temperatura mínima se adoptará la extrema del ambiente. Como temperatura máxima en verano se adoptará la extrema del ambiente incrementada en la procedente del efecto de la radiación solar, según la *Tabla 3.6. Incremento de temperatura debido a la radiación solar. Documento Básico SE-AE Acciones en la Edificación.*

Orientación de la superficie	Color de la superficie		
	Muy claro	Claro	Oscuro
Norte y Este	0 °C	2 °C	4 °C
Sur y Oeste	18 °C	30 °C	42 °C

Tabla 5: Incremento de temperatura debido a la radiación solar. (Fuente: DB-SE-AE).

Nieve

Como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, **qn**, puede tomarse:

$$q_n = \mu \cdot s_k \quad (3)$$

siendo:

μ coeficiente de forma de la cubierta según 3.5.3.

s_k el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal según 3.5.2.

3.2.2. Combinación de acciones

Según el *Aparatado 4: Verificaciones basadas en coeficientes parciales del DB-SE*. “El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una situación persistente o transitoria, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión:

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

es decir, considerando la actuación simultánea de:

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

Los valores de los coeficientes de seguridad, γ , se establecen en la *tabla 4.1 del Documento Básico-Seguridad Estructural* para cada tipo de acción, atendiendo para comprobaciones de resistencia a si su efecto es desfavorable o favorable, considerada globalmente.

Tipo de verificación	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente Peso propio, peso del terreno	1.35	0.80
	Variable	1.50	0.00

Tabla 6: Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones

Los valores de los coeficientes de simultaneidad, ψ , se establecen en la *tabla 4.2 del Documento Básico-Seguridad Estructural*.

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría H)	0.0	0.0	0.0
Nieve			
• para altitudes ≤ 1000 m	0.5	0.2	0.0
Viento	0.6	0.5	0.0
Temperatura	0.6	0.5	0.0
Acciones variables del terreno	0.7	0.7	0.7

Tabla 7: Coeficientes de simultaneidad (ψ)

3.2.3. Metodología para el cálculo de cables, trenzas y alambres

3.2.3.1. Cables empleados en estructuras de enrame

Las cargas se van a considerar puntuales, equidistantes y de la misma magnitud.

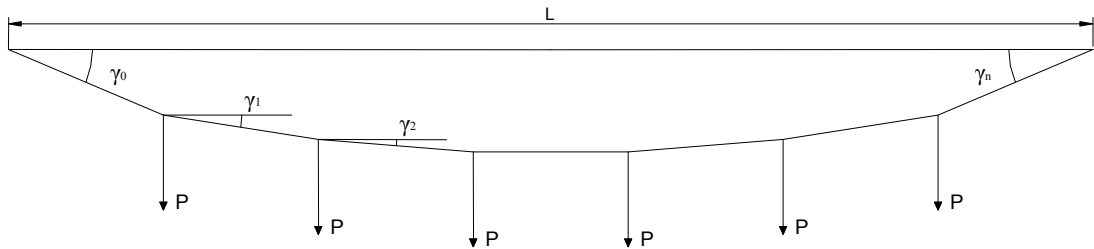


Figura 13: Esquema de carga de un hilo en estructuras de enrame (cargas gravitatorias iguales, puntuales y equidistantes).

En esta situación, el cable soporta un número de cargas “n”, cada una de valor “P”, lo cual provoca una deformación del cable dando lugar a n+1 tramos, los cuales forman un ángulo con respecto a la horizontal γ_i .

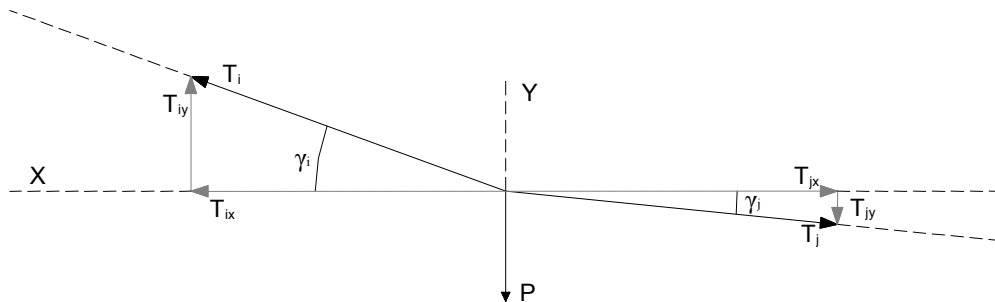


Figura 14: Diagrama de fuerzas en un nudo (cargas gravitatorias iguales, puntuales y equidistantes).

Estableciendo el equilibrio de fuerzas respecto al eje X se tiene:

$$T_0 \cos \gamma_0 = T_1 \cos \gamma_1 = \dots = T_n \cos \gamma_n = K \quad (5)$$

El equilibrio de fuerzas respecto al eje Y resulta:

$$T_0 \operatorname{sen} \gamma_0 = P + T_1 \operatorname{sen} \gamma_1 \quad (6)$$

$$T_1 \operatorname{sen} \gamma_1 = P + T_2 \operatorname{sen} \gamma_2 \quad (6')$$

...

$$T_i \operatorname{sen} \gamma_i = P + T_{i+1} \operatorname{sen} \gamma_{i+1} \quad (6'')$$

...

$$T_{n-1} \operatorname{sen} \gamma_{n-1} = P + T_n \operatorname{sen} \gamma_n \quad (6''')$$

Sumando ambos miembros y teniendo en cuenta la simetría de la estructura ($\gamma_n = -\gamma_0$; $T_0 = T_n$) resulta:

$$2T_0 \operatorname{sen} \gamma_0 = n P \quad (7)$$

de donde:

$$T_0 = \frac{n P}{2} \operatorname{sen} \gamma_0 \quad (8)$$

De las igualdades anteriores y el valor de T_0 se deduce:

$$\operatorname{tg} \gamma_i = \frac{P(n-2i)}{2K} \quad (9)$$

O bien puede expresarse como:

$$K = \frac{P(n-2i)}{2 \operatorname{tg} \gamma_i} \quad (10)$$

Por otra parte, la compatibilidad de las deformaciones implica que la proyección del cable deformado sobre el cable sin deformar debe de ser igual a la longitud inicial. De ahí el planteamiento de la siguiente ecuación:

$$L = \frac{L}{n+1} \left[\left(1 + \frac{\sigma_0 - \sigma_{in}}{E} \right) \cos \gamma_0 + \dots + \left(1 + \frac{\sigma_i - \sigma_{in}}{E} \right) \cos \gamma_i + \dots + \left(1 + \frac{\sigma_n - \sigma_{in}}{E} \right) \cos \gamma_n \right] \quad (11)$$

donde σ_{in} es la tensión inicial del cable y E su módulo de elasticidad.

Teniendo en cuenta lo anterior, podemos poner:

$$L = \frac{L}{n+1} \left[\left(1 - \frac{\sigma_{in}}{E} \right) (\cos \gamma_0 + \dots + \cos \gamma_i + \dots + \cos \gamma_n) + \frac{(n+1)K}{AE} \right] \quad (12)$$

Para resolver esta ecuación se forma la función:

$$F = \frac{1}{n+1} \left[\left(1 - \frac{\sigma_{in}}{E} \right) \sum_{i=0}^n \cos \gamma_i + \frac{(n+1)K}{AE} \right] - 1 \quad (13)$$

El valor de esta expresión debe aproximarse a cero, lo que se consigue por aproximaciones sucesivas, dando valores al ángulo γ_0 hasta que se anule F. Con esta expresión y dada la sección del cable, se puede determinar la tensión que éste soporta.

Sabiendo que:

$$\frac{K}{A} = \frac{T_{adm}}{A} \cos \gamma_0 = \sigma_{adm} \cos \gamma_0 \quad (14)$$

obtenemos

$$F = \frac{1}{n+1} \left[\left(1 - \frac{\sigma_{in}}{E} \right) \sum_{i=0}^n \cos \gamma_i + \frac{\sigma_{adm} \cos \gamma_0}{E} \right] - 1 \quad (15)$$

Con esta expresión y conocida la tensión admisible σ_{adm} podemos calcular la sección mínima.

Para determinar el término que recoge la suma de todos los cosenos, usamos la siguiente expresión resultante de la ecuación (10):

$$\sum_{i=0}^n \cos \gamma_i = \sum_{i=0}^n \frac{2K}{\sqrt{4K^2 + P^2(n-2i)^2}} \quad (16)$$

3.2.3.2. Cables empleados en estructuras de cubierta

Cada elemento que compone la cubierta va a soportar cargas distribuidas de forma distinta, esto va depender de su colocación durante el montaje y del elemento a estudiar. De forma general se van a presentar tres casos diferenciados:

- Cargas continuas uniformemente repartidas.
- Cargas puntuales de la misma magnitud con separaciones constantes entre ellas.
- Cargas puntuales de distinta magnitud con separaciones constantes.

En general el peso propio de los elementos resistentes de cubierta y el peso de la lámina plástica son despreciables si se comparan con los valores que resultan de la acción del viento.

Por ello el cálculo que sigue se va a realizar sólo para las acciones del viento sobre la estructura. Estas acciones del viento son siempre normales a la cubierta.

3.2.3.2.1. Cálculo de hilos sometidos a cargas continuas uniformemente repartidas

Esta situación se puede aplicar a los hilos que forman las mallas y dependiendo de la distribución de uniones durante el montaje, podría aplicarse también a las correas superiores.

La acción que el viento provoca sobre la lámina plástica es transmitida a la malla y a las correas superiores, los hilos que forman estos elementos quedan sometidos a una carga continua uniformemente repartida en su longitud.

Teniendo en cuenta que la acción del viento es normal a la cubierta “q”, la deformada del hilo de longitud inicial “L”, será un arco de circunferencia con radio R y un semiángulo α .

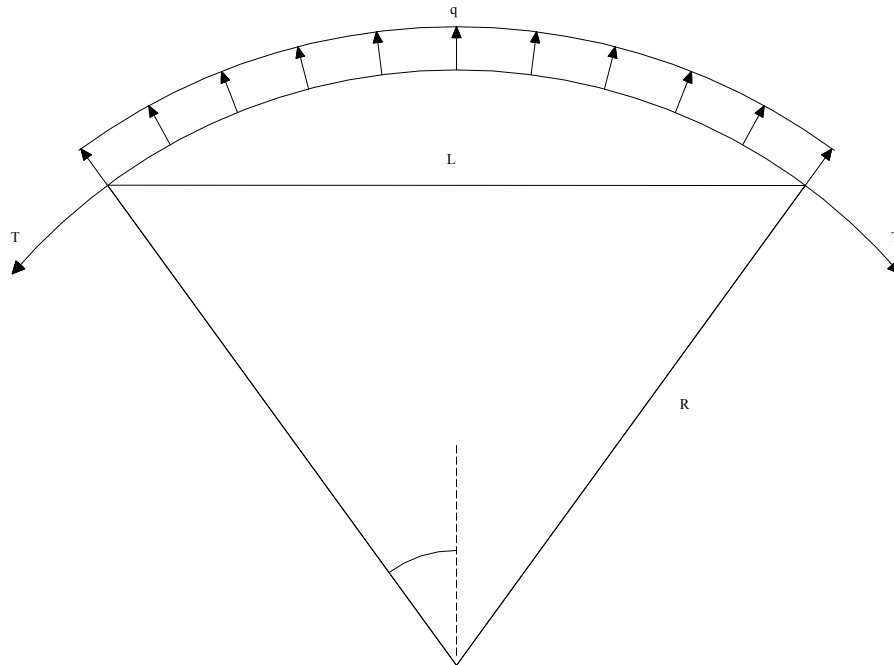


Figura 15: Esquema de carga en un hilo sometido a una carga continua uniformemente repartida.

La sollicitación T vale:

$$T = q R \quad (17)$$

La longitud del hilo cuando no soporta carga viene dada por:

$$L = 2 R \operatorname{sen} \alpha \quad (18)$$

La longitud del hilo cuando está cargado es:

$$L' = L + \Delta L = L \left(1 + \frac{\sigma}{E} \right) \quad (19)$$

donde ΔL es la diferencia entre el valor de la longitud inicial del hilo y la longitud de su deformada; σ es la tensión que se deriva como resultado de la carga y E es el módulo de elasticidad del material que compone el hilo.

La longitud “L” de un arco de circunferencia definido por un radio “R” y un ángulo 2α , se calcula mediante la siguiente expresión:

$$L' = \frac{\pi R \alpha}{90} \quad (20)$$

Igualando las expresiones (19) y (20) y utilizando el valor de “L” dado en la expresión (18) se tiene que:

$$2\text{sen}\alpha \left(1 + \frac{\sigma}{E}\right) = \frac{\pi\alpha}{90} \quad (21)$$

Reordenando los términos queda la siguiente expresión:

$$F = 1 + \frac{\sigma}{E} - \frac{\pi\alpha}{180\text{sen}\alpha} \quad (22)$$

Para la resolución del problema se puede optar por dos posibilidades:

1. Conocidas las acciones “q” para la determinación de “T” mediante la ecuación (17) y la tensión admisible “ σ_{adm} ”, calcular la sección mínima:

$$A_{\min} = \frac{T}{\sigma_{adm}} \quad (23)$$

2. Conocida la sección “A” y las acciones “q”, calcular la tensión del hilo:

$$\sigma = \frac{qL}{2A\text{sen}\alpha} \quad (24)$$

En ambos casos puede resolverse por aproximaciones sucesivas en las que se supone un valor de α hasta anular el valor de F en la ecuación (22).

3.2.3.2.2. Cálculo de hilos sometidos a cargas puntuales, iguales y equidistantes

Esta situación puede corresponder a las correas y al alambre pórtico, los cuales están sometidos a una tensión inicial con el fin de conseguir la forma estructural final del invernadero y mantenerla estable.

Se parte de un hilo de longitud L con una tensión inicial σ y al que se aplican n cargas de viento iguales y equidistantes de valor P.

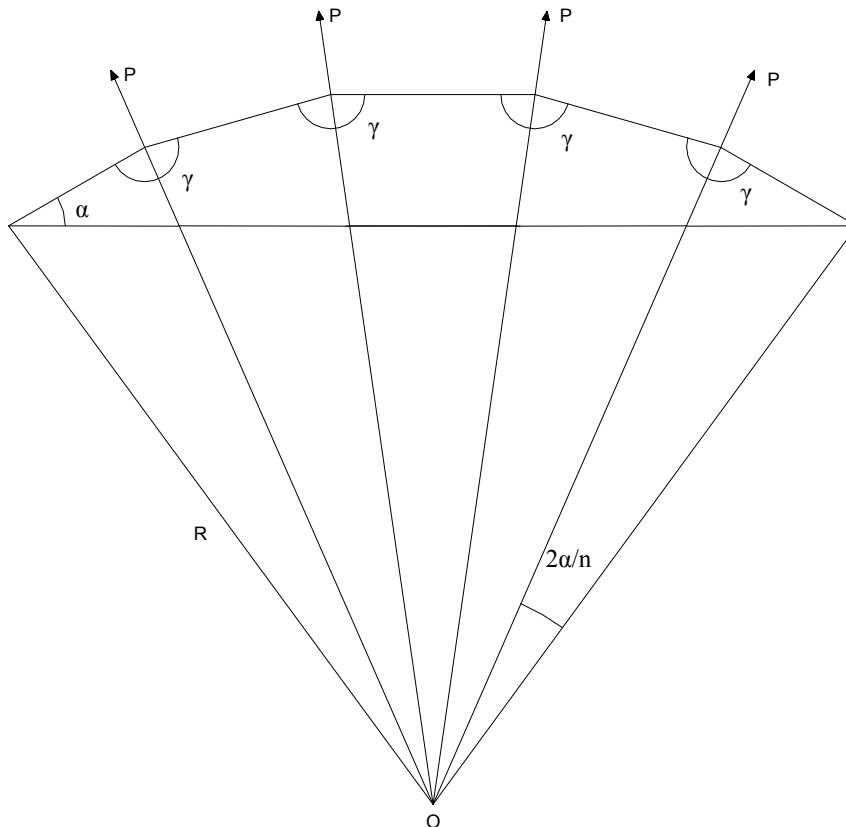


Figura 16: Esquema de carga en un hilo sometido a cargas puntuales, iguales y equidistantes.

Al ser cargas producidas por el viento, tomarán la dirección de la bisectriz del ángulo que se forma en cada nudo y por ser todas iguales, estas bisectrices se cortarán todas en un punto O.

A continuación se muestran las fuerzas que actúan sobre un nudo y la descomposición de las fuerzas “T” en sus dos componentes:

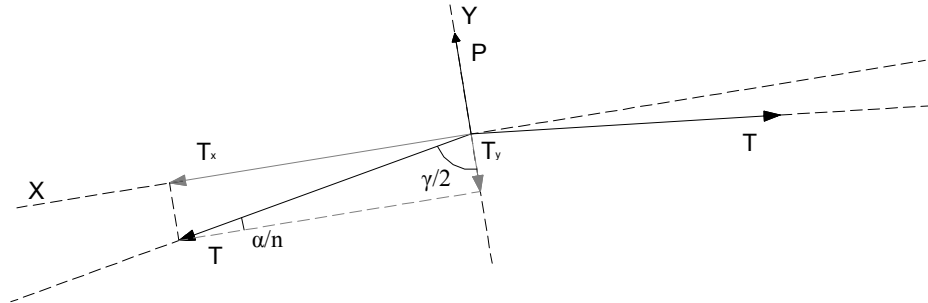


Figura 17: Diagrama de fuerzas en un nudo (cargas iguales, puntuales y equidistantes).

Para que el conjunto se encuentre en equilibrio estático, la resultante de fuerzas en ambas direcciones debe ser nula. La condición de equilibrio respecto al eje X es la siguiente:

$$P = 2 T \operatorname{sen} \frac{\alpha}{n} \quad (25)$$

Por otra parte, la longitud inicial del hilo, antes de la deformación es:

$$L = 2 R \operatorname{sen} \left[\frac{\alpha(n+1)}{n} \right] \quad (26)$$

La longitud del tramo una vez deformado es:

$$\frac{L'}{(n+1)} = L'_i = 2 R \operatorname{sen} \frac{\alpha}{n} \quad (27)$$

La longitud total del hilo después de la deformación, teniendo en cuenta que hay n+1 tramo, vale:

$$L + \Delta L = L' = 2 R (n+1) \operatorname{sen} \frac{\alpha}{n} \quad (28)$$

La deformación unitaria longitudinal del cable es:

$$\varepsilon = \frac{L' - L}{L} = \frac{\Delta L}{L} = \frac{2R(n+1)\operatorname{sen}\frac{\alpha}{n} - 2R\operatorname{sen}\left[\frac{\alpha(n+1)}{n}\right]}{2R\operatorname{sen}\left[\frac{\alpha(n+1)}{n}\right]} = \frac{(n+1)\operatorname{sen}\frac{\alpha}{2}}{\operatorname{sen}\left[\frac{\alpha(n+1)}{n}\right]} - 1 \quad (29)$$

Despejando de la ley de Hooke, la deformación unitaria longitudinal también se puede escribir:

$$\varepsilon = \frac{T - T_0}{AE} = \frac{\sigma - \sigma_0}{E} \quad (30)$$

Igualando ambas expresiones:

$$\frac{\sigma - \sigma_0}{E} + 1 = \frac{(n+1)\operatorname{sen}\frac{\alpha}{n}}{\operatorname{sen}\left[\frac{\alpha(n+1)}{n}\right]} \quad (31)$$

Operando y teniendo en cuenta que:

$$2T \operatorname{sen}\frac{\alpha}{n} = P \quad \text{y} \quad T = \sigma A \quad (32) \text{ y } (33)$$

Con las expresiones anteriores se consigue un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas. Al igual que en los casos anteriores, el problema se puede resolver mediante dos caminos:

1. Conocidas las cargas P y el número de ellas, calcular la sección mínima del hilo para que la tensión no supere el valor admisible y el valor del ángulo α .
2. Conocido el valor de las cargas P, el número de ellas y la sección A, calcular la tensión del hilo y el ángulo α .

En cualquiera de los casos, despejando de una ecuación y sustituyendo en la otra, se obtiene una ecuación en la que al variable queda expresada de forma implícita por lo que ha de resolverse por aproximaciones sucesivas. En el caso de la segunda alternativa, la expresión quedaría del siguiente modo:

$$F = \operatorname{sen} \left[\frac{\alpha(n+1)}{n} \right] - \frac{(n+1) \operatorname{sen} \frac{\alpha}{n}}{\left(\frac{\sigma - \sigma_0}{E} + 1 \right)} \quad (34)$$

3.2.3.2.3. Cálculo de hilos sometidos a cargas puntuales, de valor distinto, simétricas respecto al eje central y equidistantes

Normalmente este caso es aplicable al cálculo del alambre pórtico, ya que actúan sobre él las cargas producidas por la malla y las correas, siendo estas distintas aunque simétricas respecto al eje central.

En este caso el esquema de carga es el siguiente:

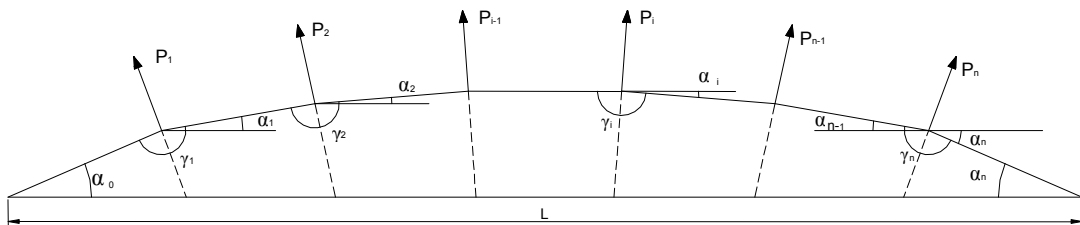


Figura 18: Esquema de carga en un hilo sometido a cargas puntuales, distintas, simétricas y equidistantes.

El cable de longitud L es sometido a una tensión inicial σ_0 , cargado con “ n ” acciones puntuales, equidistantes y de distinto valor. Las fuerzas P_1, P_2, \dots, P_n , provocadas por el viento, tomarán la dirección de la bisectriz.

Proyectando sobre la perpendicular a la bisectriz, para que el sistema se encuentre en equilibrio, la resultante de fuerzas en ambas direcciones debe ser nula.

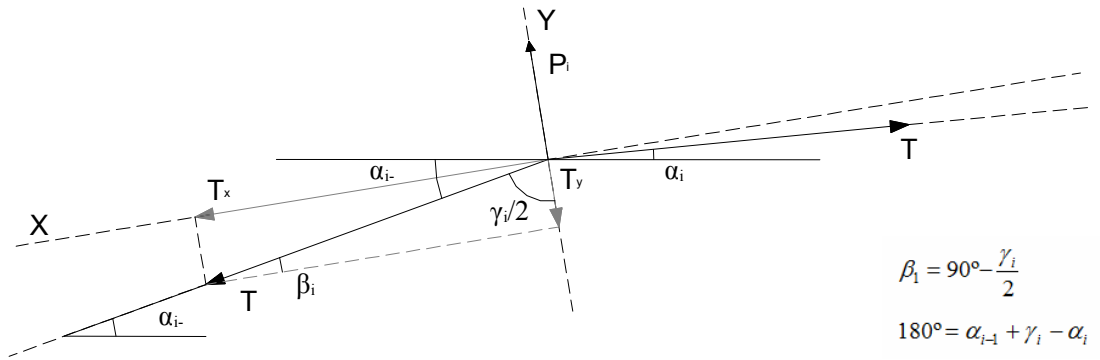


Figura 19: Diagrama de fuerzas en un nudo (cargas distintas, puntuales, simétricas y equidistantes).

La condición de equilibrio respecto al eje Y, es la siguiente:

$$P_i = 2T \operatorname{sen} \beta_i = 2T \operatorname{sen} \left(90 - \frac{\gamma_i}{2} \right) = 2T \cos \left(\frac{\gamma_i}{2} \right) \quad (35)$$

La deformación de cada tramo debida a la actuación del viento es:

$$\varepsilon = \frac{L'_i - L_i}{L_i} = \frac{L'_i}{L_i} - 1 \quad (36)$$

Como en el caso anterior, despejando de la ley de Hooke la deformación unitaria e igualando a la expresión anterior, se tiene:

$$L'_i = \frac{L}{(n+1)} \left(\frac{\sigma - \sigma_0}{E} + 1 \right) \quad (37)$$

Expresando L'_i en función del ángulo formado en cada nudo entre la horizontal y a deformada obtenemos:

$$L'_i = \frac{L_i}{\cos \alpha_{i-1}} \quad (38)$$

Igualando las dos expresiones anteriores:

$$L_i = \frac{L}{(n+1)} \left(\frac{\sigma - \sigma_0}{E} + 1 \right) \cos \alpha_{i-1} \quad (39)$$

Particularizando para cada nudo y sumando, la ecuación quedaría:

$$L = \frac{L}{(n+1)} \left(\frac{\sigma - \sigma_0}{E} + 1 \right) \sum_{i=0}^n \cos \alpha_i \quad (40)$$

Necesitamos conocer los ángulos α_i y la tensión final σ , por lo que, según el diagrama de fuerzas en un nudo, podemos escribir:

$$\frac{\gamma_i}{2} = 90 - \frac{(\alpha_{i-1} - \alpha_i)}{2} \quad (41)$$

Al sustituir el valor de $\frac{\gamma_i}{2}$ en la expresión (35), obtenemos:

$$P_i = 2T \cos \left[90 - \frac{(\alpha_{i-1} - \alpha_i)}{2} \right] = 2T \operatorname{sen} \left(\frac{\alpha_{i-1} - \alpha_i}{2} \right) \quad (42)$$

de donde:

$$\alpha_{i-1} = \alpha_i + 2 \operatorname{arcsen} \frac{P_i}{2T} \quad (43)$$

por tanto:

$$\alpha_0 = \alpha_1 + 2 \operatorname{arcsen} \frac{P_1}{2T} \quad (44)$$

$$\alpha_1 = \alpha_2 + 2 \operatorname{arcsen} \frac{P_2}{2T} \quad (44')$$

.....

$$\alpha_{n-1} = \alpha_n + 2 \operatorname{arcsen} \frac{P_n}{2T} \quad (44'')$$

sumando:

$$\alpha_0 = \alpha_n + 2 \sum_{i=1}^n \operatorname{arcsen} \frac{P_i}{2T} \quad (45)$$

Por la simetría de la figura, $\alpha_0 = -\alpha_n$, por lo que:

$$\alpha_0 = \sum_{i=1}^n \arcsen \frac{P_i}{2T} \quad (46)$$

Conocido este valor, podemos despejar el resto de ángulos:

$$\alpha_1 = \alpha_0 - 2 \arcsen \frac{P_1}{2T} \quad (47)$$

$$\alpha_2 = \alpha_1 - 2 \arcsen \frac{P_2}{2T} \quad (47')$$

.....

$$\alpha_n = \alpha_{n-1} - 2 \arcsen \frac{P_n}{2T} \quad (47'')$$

Volviendo al expresión (40), se puede construir la siguiente igualdad:

$$F = \left[\frac{L}{(n+1)} \left(\frac{\sigma - \sigma_0}{E} + 1 \right) \sum_{i=0}^n \cos \alpha_i \right] - 1 \quad (48)$$

Como en las situaciones anteriores, podemos resolver el problema mediante dos alternativas:

1. Conocido el valor de las cargas P_i , obtener el valor de la sección mínima del cable para no superar la tensión admisible y el valor del ángulo α_0 .
2. Conocido el valor de las cargas P_i y de la sección del cable A , obtener la tensión final que soporta el hilo y el ángulo α_0 .

En ambos casos se hará por aproximaciones sucesivas hasta anular el valor de F .

3.2.4. Reparto de cargas

El reparto de cargas se realiza en función de los puntos de unión practicados en los elementos de la cubierta, existe la posibilidad de que estos puntos sólo existan entre los alambres pórtico y las correas o, como en nuestro caso, que existan uniones a lo largo de estos dos con la malla.

Para estudiar este caso se considera la cubierta del invernadero dividida en rectángulos. Las dimensiones de los lados de estos rectángulos serán las longitudes correspondientes a la separación entre pórticos (L_p) y entre correas (L_c).

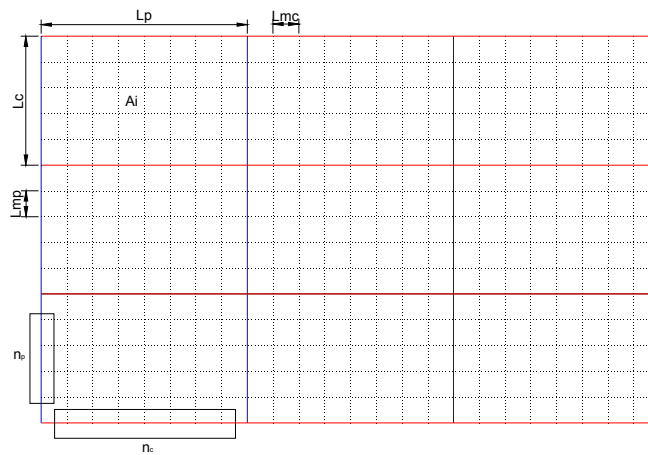


Figura 20: Representación esquemática de parte de la cubierta.

Cuando actúa el viento aparece sobre la cubierta una fuerza uniformemente distribuida por toda su superficie. Al multiplicar esta fuerza por el área del rectángulo, A_i , obtenemos una fuerza puntual equivalente, cuyo punto de aplicación lo podríamos suponer en el centro del rectángulo. Repartiendo esta carga puntual obtenemos:

$$p_L = \frac{pA_i}{2(L_p + L_c)} \quad (49)$$

donde p es la acción del viento en N/m^2 .

La carga puntual que actúa sobre cada lado será:

$$p_1 = p_L L_c \quad (50)$$

$$p_1 = p_L L_p \quad (50')$$

Dividiendo estas cargas entre el número de puntos de unión que existen en cada tramo considerado:

$$p_{i1} = \frac{p_1}{n_p + 1} = \frac{p_L L_c}{n_p + 1} = p_L L_m \quad (51)$$

$$p_{i2} = \frac{p_2}{n_c + 1} = \frac{p_L L_p}{n_c + 1} = p_L L_m \quad (51')$$

donde n_p y n_c son el número de cargas que actúan sobre el tramo de pórtico y de correa respectivamente.

La carga puntual que transmite la malla al alambre pórtico o a las correas será:

$$p_{ip} = 2p_{i1} = 2p_L L_m \quad (52)$$

$$p_{ic} = 2p_{i2} = 2p_L L_m \quad (52')$$

suponiendo L_{mp} y L_{mc} iguales.

3.2.5. Metodología para el cálculo de soportes verticales o pies derechos

Los soportes verticales o pies derechos en los invernaderos, son piezas que normalmente están diseñadas para trabajar a compresión, no obstante existe la posibilidad de que, por la acción del viento, se produzca una pequeña sollicitación de tracción, la cual, levantaría el soporte y lo desplazaría de su posición provocando el desplome del invernadero. Para prevenir esta situación existen otros elementos denominados tensores que se estudiarán más adelante.

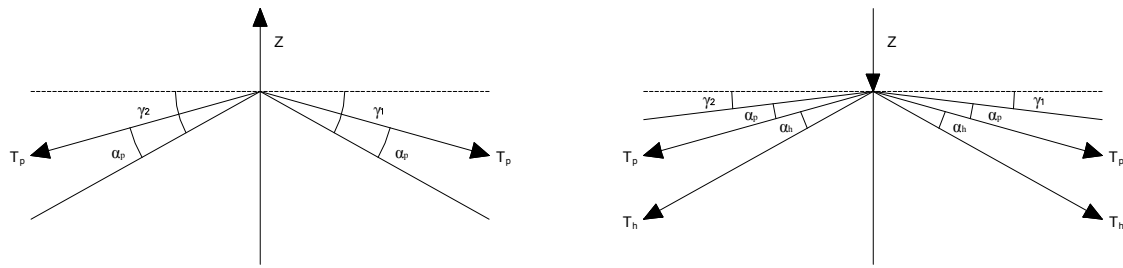


Figura 21: Esquema de carga para un soporte vertical.

Esfuerzo máximo de compresión:

$$N = 2 \cdot T_c \cdot \text{sen} \alpha_c + 2 \cdot T_h \cdot \text{sen} \alpha_h + 2 \cdot T_p \cdot \text{sen} (\gamma + \alpha_p) \quad (53)$$

Esfuerzo de succión:

$$N = -2 \cdot T_c \cdot \text{sen} \alpha_c + 2 \cdot T_p \cdot \text{sen} (\gamma - \alpha_p) \quad (54)$$

siendo:

Z: Acción del viento.

γ_1 y γ_2 : Ángulos que forma la cubierta respecto a la horizontal (1: naves interiores y 2: naves exteriores).

T_c : Tensión en las correas.

α_c : Ángulo que formarán las correas respecto a su posición original, debido a la aplicación de la tensión.

T_p : Tensión en el alambre pòrtico.

α_p : Ángulo que formará el alambre pòrtico respecto a su posición original, debido a la aplicación de la tensión.

T_h : Tensión en el alambre de enrame.

α_h : Ángulo que formará el alambre de enrame respecto a su posición original, debido a la aplicación de la tensión.

Una vez conocidos los esfuerzos, el dimensionado se realizará según el *Documento Básico-Seguridad Estructural en el Acero* para un esfuerzo de compresión.

Según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección solicitada por un momento flector, esta se clasifica en una de las cuatro clases siguientes:

Clase 1: Plástica	Permiten la formación de la rótula plástica con la capacidad de rotación suficiente para la redistribución de momentos.
Clase 2: Compacta	Permiten el desarrollo del momento plástico con una capacidad de rotación limitada.
Clase 3: Semicompacta o Elástica	En la fibra más comprimida se puede alcanzar el límite elástico del acero pero la abolladura impide el desarrollo del momento plástico
Clase 4: Esbelta	Los elementos total o parcialmente comprimidos de las secciones esbeltas se abollan antes de alcanzar el límite elástico en la fibra más comprimida.

Tabla 8: Clasificación de secciones transversales solicitadas por momentos flectores (Fuente: *Documento Básico-Seguridad Estructural en el Acero. C.T.E.*)

Para la verificación de la seguridad estructural se deberá emplear uno de los métodos de cálculo definidos en la siguiente tabla, en concordancia con la clase de las secciones transversales.

Clase de sección	Método para la determinación de las solicitaciones	Método para la determinación de la resistencia de las secciones
Plástica	Plástico o Elástico	Plástico o Elástico
Compacta	Elástico	Plástico o Elástico
Semicompacta	Elástico	Elástico
Esbelta	Elástico con posible reducción de rigidez	Elástico con resistencia reducida

Tabla 9: Métodos de cálculo. (Fuente: *Documento Básico-Seguridad Estructural en el Acero. C.T.E.*)

Para definir las Clases 1, 2 y 3 se utilizan en los elementos comprimidos de las secciones los límites de las tablas 5.3 y 5.4 del *Documento Básico-Seguridad Estructural en el Acero. C.T.E.*

Los soportes verticales son redondos huecos de acero, por lo que para su cálculo será necesario determinar la clase a la que pertenece a partir de la siguiente tabla:

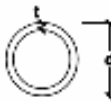
		Clase 1	Clase 2	Clase 3
	sección tubular			
	Compresión Flexión simple Flexocompresión	$\frac{d}{t} < 50\epsilon^{0.2}$	$\frac{d}{t} < 70\epsilon^{0.2}$	$\frac{d}{t} < 90\epsilon^{0.2}$
Factor de reducción $\chi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$				
1) $\chi \leq -1$ es aplicable a los casos con deformaciones unitarias que superen las correspondientes al límite elástico				

Tabla 10: Límites de esbeltez para elementos planos, apoyados en dos bordes, total o parcialmente comprimidos. [Fragmento]. (Fuente: *Documento Básico-Seguridad Estructural en el Acero. C.T.E.*).

Resistencia de las secciones a compresión:

La resistencia de las secciones a compresión, $N_{c,Rd}$, será:

$$N_{m\acute{a}x} \leq N_{c,Rd} (N_{pl,Rd}) = A \cdot f_{yd} \quad (55)$$

Siendo:

A área de la sección transversal.

$$f_{yd} \text{ resistencia de cálculo del acero, tomando } f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_M} \quad (56)$$

Resistencia de las barras

La resistencia de las barras a compresión, $N_{c,Rd}$, no superará la resistencia plástica de la sección bruta, $N_{pl,Rd}$, calculada según la ecuación (51), y será menor que la resistencia última de la barra a pandeo, $N_{b,Rd}$, calculada según se indica a continuación.

Como capacidad a pandeo por flexión, en compresión centrada, de una barra de sección constante, puede tomarse:

$$N_{m\acute{a}x} < N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} \quad (57)$$

Siendo:

A área de la sección transversal.

f_{yd} resistencia de cálculo del acero.

χ coeficiente de reducción por pandeo:

Se denomina esbeltez reducida λ , a la relación entre la resistencia plástica de la sección de cálculo y la compresión crítica por pandeo, de valor:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (58)$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I \quad (59)$$

Siendo:

E módulo de elasticidad;

I momento de inercia del área de la sección para flexión en el plano considerado;

L_k longitud de pandeo de la pieza, equivalente a la distancia entre puntos de inflexión de la deformación de pandeo que la tenga mayor.

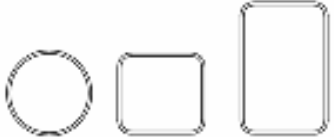
Tipo de sección	Tipo de acero Eje de pandeo ⁽¹⁾	S235 a S355		S450	
		y	z	y	z
Tubos de chapa simples o agrupados 	laminados en caliente	ii	is	iii	it
	conformados en frío	c	c	c	c

Tabla 11: Curva de pandeo en función de la sección transversal. [Fragmento]. (Fuente: *Documento Básico-Seguridad Estructural en el Acero. C.T.E.*)

Esbeltez reducida	Curva de pandeo				
	a_0	a	b	c	d
	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76
Coeficiente (α) de imperfección					
$\leq 0,20$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,30	0,99	0,98	0,96	0,95	0,92
0,40	0,97	0,95	0,93	0,90	0,85
0,50	0,95	0,92	0,88	0,84	0,78
0,60	0,93	0,89	0,84	0,79	0,71
0,70	0,90	0,85	0,78	0,72	0,64
0,80	0,85	0,80	0,72	0,66	0,58
0,90	0,80	0,73	0,66	0,60	0,52
1,00	0,73	0,67	0,60	0,54	0,47
1,10	0,65	0,60	0,54	0,48	0,42
1,20	0,57	0,53	0,48	0,43	0,38
1,30	0,51	0,47	0,43	0,39	0,34
1,40	0,45	0,42	0,38	0,35	0,31
1,50	0,40	0,37	0,34	0,31	0,28
1,60	0,35	0,32	0,31	0,28	0,25
1,80	0,28	0,27	0,25	0,23	0,21
2,00 ⁽¹⁾	0,23	0,22	0,21	0,20	0,18
2,20 ⁽¹⁾	0,19	0,19	0,18	0,17	0,15
2,40 ⁽¹⁾	0,16	0,16	0,15	0,14	0,13
2,70 ⁽²⁾	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11
3,00 ⁽²⁾	0,11	0,10	0,10	0,10	0,09

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

Tabla 12: Valores del coeficiente de pandeo (γ). (Fuente: *Documento Básico-Seguridad Estructural en el Acero. C.T.E.*).

3.2.6. Metodología para el cálculo de los amagados

En estos elementos se tendrá en cuenta las dos situaciones más desfavorables, es decir cuando trabajen a succión los alambres pórtico y cuando las fuerzas que se produzcan sean de presión, ya que estos elementos no están diseñados para tal situación.

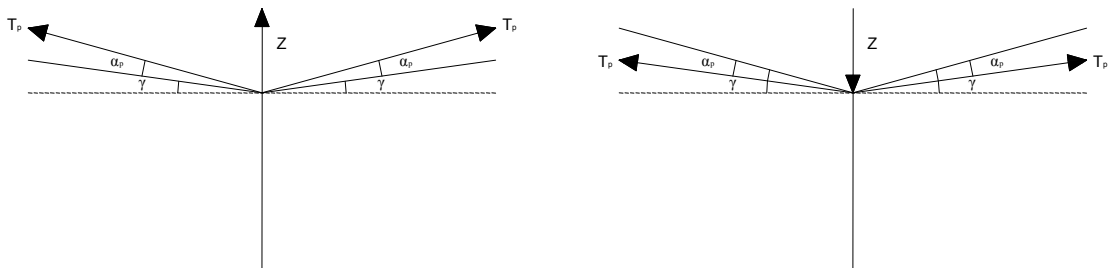


Figura 22: Esquema de carga para un amagado.

Esfuerzo de succión:

$$M = 2 \cdot T_c \cdot \text{sen} \alpha_c + 2 \cdot T_p \cdot \text{sen}(\gamma + \alpha_p) \quad (60)$$

Esfuerzo de compresión:

$$M = -2 \cdot T_c \cdot \text{sen} \alpha_c + 2 \cdot T_p \cdot \text{sen}(\gamma - \alpha_p) \quad (57)$$

Mediante las características del cable, diámetro y resistencia, se predimensiona el elemento hasta que cumpla con el coeficiente de seguridad, según las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_{calculada} = \frac{M}{A} \quad (58)$$

$$\gamma = \frac{\sigma_{adm}}{\sigma_{calculada}} > 1 \quad (59)$$

3.2.7. Metodología para el cálculo de los tensores y soportes perimetrales de extremos de alambre pórtico

La hipótesis de carga máxima tanto para la compresión en los pies inclinados como para la tracción en los vientos, se produce cuando actúan las cargas de presión sobre la correa y el alambre pórtico y la estructura de enrame está cargada.

La hipótesis de carga para la compresión mínima en el pie inclinado y la succión mínima en los viento, se produce cuando actúan las cargas de succión sobre el alambre pórtico y las correas y la estructura de enrame no está cargada.

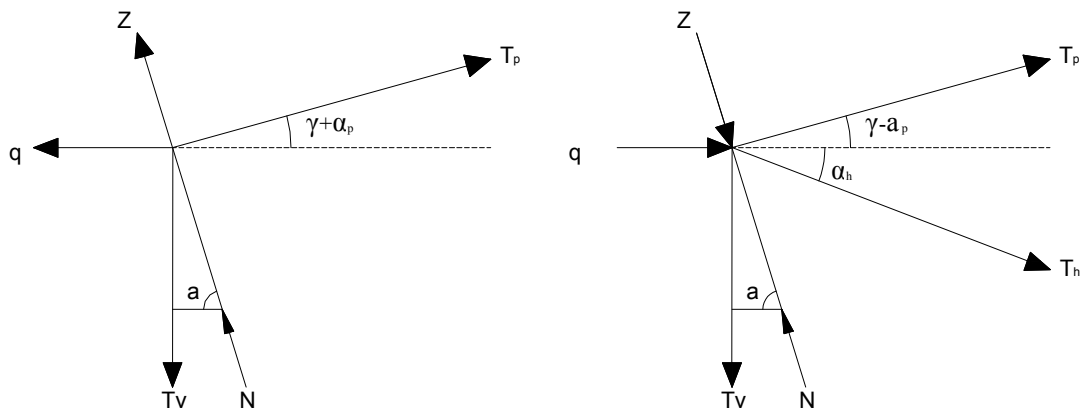
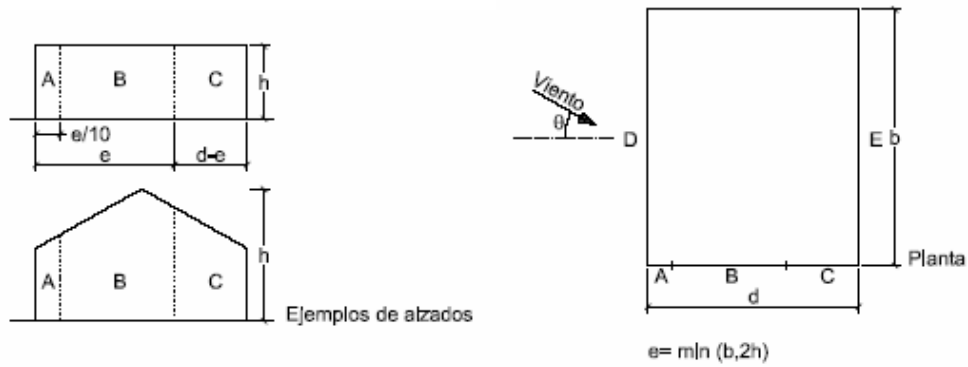


Figura 23: Esquema de carga para tensores y soportes perimetrales de extremos de alambre pórtico.

Para el cálculo del coeficiente de exposición, nos basamos en el *Anejo D del DB-SE Acciones en la edificación: Tabla D.1 Parámetros verticales*.



A (m ²)	h/d	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,7	-0,3
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	"	-0,3

Tabla 13: Parámetros verticales.

Mínimo esfuerzo de tracción y máximo compresión (con viento a compresión y con enrame)

$$-N \cdot \cos a + T_p \cdot \cos(\gamma - \alpha_p) + T_h \cdot \cos \alpha_h - T_c \cdot \sin(\gamma - \alpha_p) + q = 0 \quad (60)$$

$$-T_v + N \cdot \sin a + T_p \cdot \sin(\gamma - \alpha_p) - T_c \cdot \cos(\gamma - \alpha_p) - T_h \cdot \sin \alpha_h = 0 \quad (61)$$

Máximo esfuerzo de tracción y mínimo de compresión (con viento a succión y sin enrame)

$$- N \cdot \cos a + T_p \cdot \cos(\gamma + \alpha_p) - T_c \cdot \sin(\gamma + \alpha_p) - q = 0 \quad (62)$$

$$- T_v + N \cdot \text{sena} + T_p \cdot \text{sen}(\gamma + \alpha_p) + T_c \cdot \cos(\gamma + \alpha_p) = 0 \quad (63)$$

3.2.7.1. Soportes o pies inclinados

En nuestro caso usaremos perfiles rectangulares, por lo que la tabla para determinar la clase será la siguiente:

Geometría		Límite de esbeltez: c/t máximo		
Solicitación	Elemento plano	Límite de esbeltez: c/t máximo		
Compresión + Tracción -		Clase 1	Clase 2	Clase 3
Flexocompresión $\psi \geq -1$		$\frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$	$\frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$	
		$\alpha \geq 0,5$	$\alpha \geq 0,5$	$\frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$

Tabla 14: Límites de esbeltez para elementos planos, apoyados en dos bordes, total o parcialmente comprimidos. [Fragmento]. (Fuente: *Documento Básico-Seguridad Estructural en el Acero. C.T.E.*).

Las comprobaciones son iguales que en el caso de pies derechos.

3.2.7.2. Tensores

Los tensores se dimensionaran con dos redondos de acero según la figura siguiente:

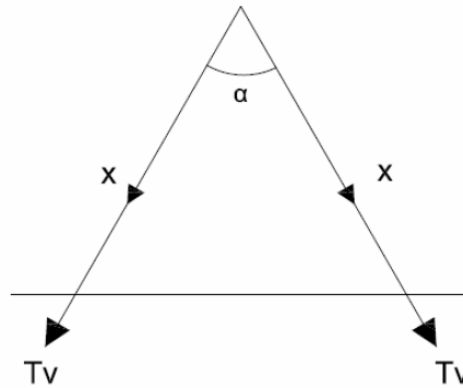


Figura 24: Esquema de carga de los tensores perimetrales de extremos de alambre pòrtico.

La tracción en cada redondo será:

$$X = \frac{T_v}{2 \cdot \cos \frac{\alpha}{2}} \quad (64)$$

Resistencia de las secciones a tracción

Como resistencia de las secciones a tracción, $N_{t,Rd}$, puede emplearse la plástica de la sección bruta sin superar la última de la sección neta:

$$N_{t,Rd} \leq N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} \quad (65)$$

$$N_{t,Rd} \leq N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{neta} \cdot f_{ud} \quad (66)$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_M} \quad f_{ud} = \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad (67) \text{ y } (68)$$

Resistencia de las barras

La resistencia a tracción pura de la barra, $N_{t,Rd}$, será la resistencia plástica de la sección bruta, $N_{pl,Rd}$, calculada según las ecuaciones anteriores.

3.2.8. Metodología para el cálculo de los tensores y soportes perimetrales de extremos de correas

La hipótesis de carga máxima tanto para la compresión en los pies inclinados como para la tracción en los vientos, se produce cuando actúan las cargas de presión sobre la correa.

La hipótesis de carga para la compresión mínima en el pie inclinado y la succión mínima en los viento, se produce cuando actúan las cargas de succión sobre las correas.

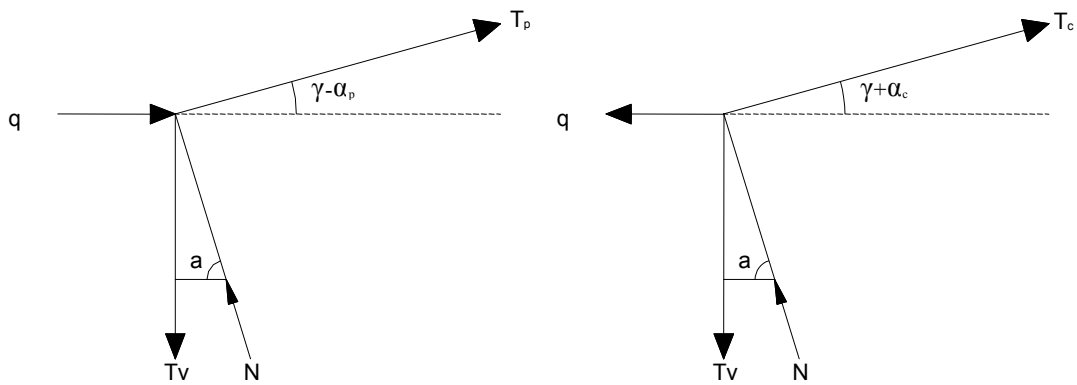


Figura 25: Esquema de carga para tensores y soportes perimetrales de extremos de correas.

Máximo esfuerzo de tracción y compresión

$$-N \cdot \cos a + T_c \cdot \cos(\gamma - \alpha_c) + q_p = 0 \quad (69)$$

$$-T_v + N \cdot \text{sen} a + T_c \cdot \text{sen}(\gamma - \alpha_c) = 0 \quad (70)$$

Mínimo esfuerzo de tracción y compresión

$$-N \cdot \cos a + T_c \cdot \cos(\gamma + \alpha_c) - q_s = 0 \quad (71)$$

$$-T_v + N \cdot \text{sen} a + T_c \cdot \text{sen}(\gamma + \alpha_c) = 0 \quad (72)$$

3.2.8.1. Soportes o pies inclinados

Se calculan igual que los soportes perimetrales de extremos de alambres pórtico.

3.2.8.2. Tensores

En el caso de los tensores que vienen en la dirección de las correas, tenemos dos configuraciones, para el caso de los que vienen de correas y amagados, será igual que en caso anterior.

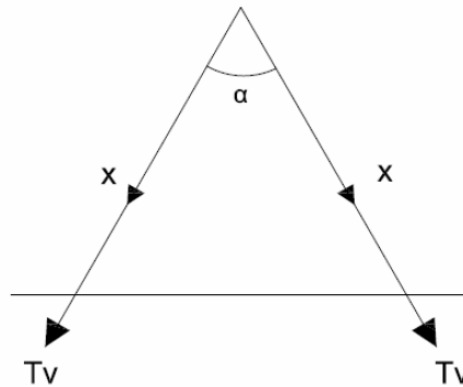


Figura 26: Esquema 1 de carga de los tensores perimetrales de extremos de correas.

La tracción en cada redondo será:

$$X = \frac{T_v}{2 \cdot \cos \frac{\alpha}{2}} \quad (73)$$

En el caso de los tensores que vienen de las cabezas de las raspas, su configuración será como indica la figura siguiente:

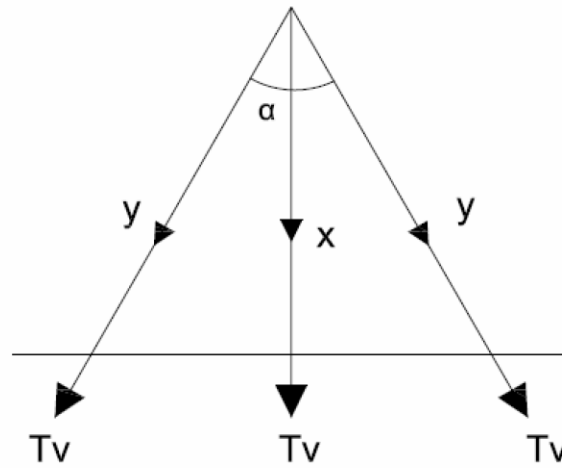


Figura 27: Esquema 2 de carga de los tensores perimetrales de extremos de correas

Hilo central:

$$X(N) = \frac{Tv(N)}{1 + 2 \cdot \cos^3 \alpha} \quad (74)$$

Hilos laterales:

$$Y(N) = X(N) \cdot \cos^2 \alpha \quad (75)$$

Lo dimensionaremos para el caso más desfavorable y se hará igual que en caso de tensores de extremos de alambres pórtico.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. CÁLCULO DEL INVERNADERO

4.1.1. Datos para el dimensionamiento

- Altura de la raspa: 4.7 m
- Altura del amagado: 3.8 m
- Altura del lateral: 3.4 m
- Distancia entre pórticos: 2 m
- Distancia entre pies derechos: 8 m
- Distancia entre amagado: 8 m
- Distancia entre perimetrales de bandas: 1,5 m
- Inclinación de los perimetrales de banda respecto de la horizontal: 60°
- Inclinación de los perimetrales de pósito respecto de la horizontal: 69°
- Distancia entre la banda y el primer pie derecho = 4 m
- Altura del alambre de enrame: 2,5m
- Pendiente de las cubreras interiores: $\alpha=13^\circ$
- Pendiente de las cubreras perimetrales: $\alpha=18^\circ$

4.1.2. Cálculo de acciones con el CTE

Las acciones que actúan sobre la estructura se clasifican según el Documento Básico SE-AE (Seguridad estructural-Acciones en la edificación) de Marzo de 2006.

4.1.2.1. Acciones variables: Sobrecarga de uso

Según la tabla 3.1 del DB-SE-AE, la carga a considerar es de **1 kN/m²** para distribuciones uniformes o **2 kN/m²** para puntuales. Refiriéndose a cubiertas accesibles únicamente para conservación (*Entrada G1; Tabla 3.1: Valores característicos de las sobrecargas de uso*).

4.1.2.2. Acciones variables: Viento

La acción de viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, q_e puede expresarse como:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p \quad (76)$$

donde:

q_b la presión dinámica del viento: $q_b = 0,42 \text{ kN/m}^2$

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3} \cdot (26 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1})^2 = 422,5 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s}^{-2} = 0,42 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 \quad (77)$$

Siendo δ la densidad del aire y v_b el valor básico de la velocidad del viento (*Anejo D: Velocidad del viento. Figura D.1: Valor básico de la velocidad del viento, v_b . Documento Básico SE-AE Acciones en la Edificación*).

c_e el coeficiente de exposición (*Tabla 3.3: Valores del coeficiente de exposición c_e . Documento Básico SE-AE Acciones en la Edificación*): $c_e = 1,83$.

c_p el coeficiente eólico:

Coficiente de presión interior, c_{pi} : se ha de calcular también ya que la estructura presenta grandes huecos. Se considera único en todos los paramentos interiores del edificio.

La esbeltez (*Anejo A del DB-SE-AE*):

$$\text{Esbeltez} = \frac{\text{Altura en cumbre}}{\text{Largo total del invernadero}} = \frac{4,7 \text{ m}}{44,8 \text{ m}} = 0,1049 < 1 \quad (78)$$

La esbeltez es la misma en las dos direcciones, sin embargo el área de huecos cambia según la zona, ya que tenemos tres ventanas cenitales hacia un lado y las otras dos hacia el otro.

Cuando el viento viene del este (levante), considerando que las ventanas laterales tienen 1.5 m de altura (colocadas a 1 m del suelo), las cenitales 0.75 m y que ambas son continuas a lo largo del invernadero:

$$\frac{\text{Área de huecos en zona de succión}}{\text{Área total de huecos}} = \tag{79}$$
$$= \frac{2v.cenitales \cdot 0.75m \cdot 44.8m + 1v.lateral \cdot 1.5m \cdot 44.8m + 1v.lateral \cdot 1.5m \cdot 47.2m}{3v.cenitales \cdot 0.75m \cdot 44.8m + 2v.laterales \cdot 1.5m \cdot 44.8m + 2v.laterales \cdot 1.5m \cdot 47.2m} = 0,545$$

El c_{pi} para viento procedente de levante (*Tabla 3.5 Coeficientes de presión interior. Documento Básico SE-AE Acciones en la Edificación*): $c_{pi} = 0,055$

Para viento de poniente:

$$\frac{\text{Área de huecos en zona de succión}}{\text{Área total de huecos}} = \tag{80}$$
$$= \frac{1v.cenital \cdot 0.75m \cdot 44.8m + 1v.lateral \cdot 1.5m \cdot 44.8m + 1v.lateral \cdot 1.5m \cdot 47.2m}{5v.cenitales \cdot 0.75m \cdot 44.8m + 2v.laterales \cdot 1.5m \cdot 44.8m + 2v.laterales \cdot 1.5m \cdot 47.2m} = 0,455$$

El c_{pi} para viento procedente de poniente (*Tabla 3.5 Coeficientes de presión interior. Documento Básico SE-AE Acciones en la Edificación*): $c_{pi} = 0.2$

En caso de velocidades de viento elevadas, el coeficiente de presión interior es nulo, ya que en este caso se cierran las ventanas.

Coefficiente de presión exterior, c_{pe} :

Para el **alambre pórtico**:

$$\text{Área de influencia, cubierta a } 18^\circ \quad A = 2 \cdot 0.5 \cdot 2m \cdot 4.2m = 8.4m^2 \quad (81)$$

$$\text{Área de influencia, cubierta a } 13^\circ \quad A = 2 \cdot 0.5 \cdot 2m \cdot 4.1m = 8.2m^2$$

En ambos casos el área de influencia está comprendida entre 1 m^2 y 10 m^2 , por lo que utilizaremos la siguiente fórmula (*anejo D del DB-SE-AE*):

$$c_{pe,A} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log_{10} A \quad (82)$$

donde:

$c_{pe,10}$ coeficiente de presión exterior para elementos con un área de influencia $A \geq 10 \text{ m}^2$

$c_{pe,1}$ coeficiente de presión exterior para elementos con un área de influencia $A \leq 1 \text{ m}^2$

Interpolando en la *Tabla D.4 Cubiertas a dos aguas (dirección del viento $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$). Documento Básico SE-AE Acciones en la Edificación*, y de acuerdo a las siguientes figuras:

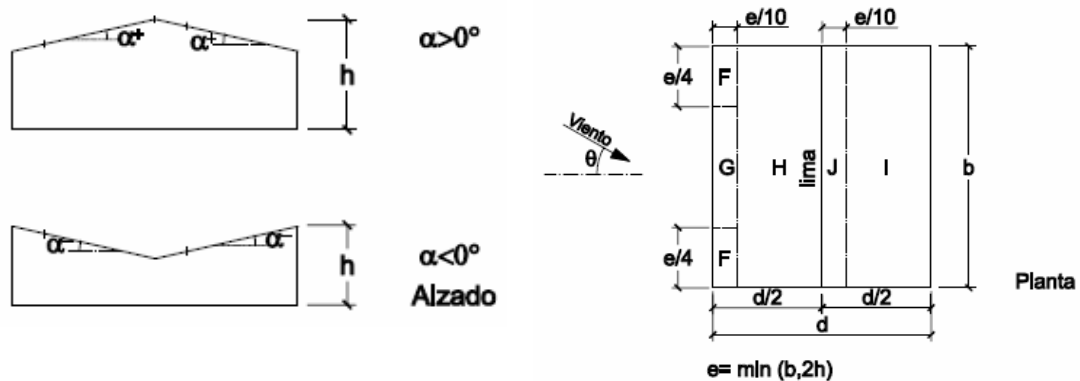


Figura 28: Anejo D. Acción del viento. Tabla D.4 Cubiertas a dos aguas (dirección del viento $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$). [Fragmento figuras]. (Fuente: DB SE-AE).

Pendiente	A (m ²)	Zona de la cubierta				
		Barlovento			Sotavento	
		F	G	H	I	J
15°	≥ 10	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1
		0,2	0,2	0,2	0,0	0,0
	≤ 1	-2	-1,5	-0,3	-0,4	-1,5
		0,2	0,2	0,2	0,0	0,0
	8.4	-1.1	-0.9	-0.3	-0.4	-1.1
		0.2	0.2	0.2	0.0	0.0
30°	≥ 10	-0.5	-0.5	-0.2	-0.4	-0.5
		0.7	0.7	0.4	0	0
	≤ 1	-1.5	-1.5	-0.2	-0.4	-0.5
		0.7	0.7	0.4	0	0
	8.4	-0.7	-0.7	-0.2	-0.4	-0.5
		0.7	0.7	0.4	0	0
18°	8,4	-1	-0.9	-0.3	-0.4	-1
		0.3	0.3	0.2	0	0

Tabla 15: Cubiertas a dos aguas (dirección del viento $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$). [Fragmento para 15° y 30°] (Fuente: DB SE-AE).

Pendiente	A (m ²)	Zona de la cubierta				
		Barlovento			Sotavento	
		F	G	H	I	J
5°	≥ 10	-1,7	-1,2	-0,6	0,2	0,2
		0,0	0,0	0,0	-0,6	-0,6
	≤ 1	-0,5	-2	-1,2	0,2	0,2
		0,0	0,0	0,0	-0,6	-0,6
	8.2	-1.5	-1.4	-0.7	0.2	0.2
		0.0	0.0	0.0	-0.6	-0.6
15°	≥ 10	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1
		0,2	0,2	0,2	0,0	0,0
	≤ 1	-2	-1,5	-0,3	-0,4	-1,5
		0,2	0,2	0,2	0,0	0,0
	8.2	-1.1	-0.9	-0.3	-0.4	-1.1
		0.2	0.2	0.2	0.0	0.0
13°	8.2	-1.18	-1	-0.38	-0.28	-0.84
		0.16	0.16	0.16	-0.12	-0.12

Tabla 16: Cubiertas a dos aguas (dirección del viento $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$). [Fragmento para 5° y 15°] (Fuente: DB SE-AE).

Inclinación de la cubierta	Coeficiente eólico de presión			
	Barlovento		Sotavento	
	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
18°	0.3	-1	0	-1
13°	0.16	-1.18	-0.12	-0.84

Tabla 17: Coeficiente eólico de presión para alambres pórtico.

Para las **correas** (suponiendo una separación de correas de 2.1 m para las cubiertas laterales y 2.05 m para las interiores):

$$\text{Área de influencia, cubierta a } 18^\circ \quad A = 2 \cdot 0.5 \cdot 2m \cdot 2.1m = 4.2m^2 \quad (83)$$

$$\text{Área de influencia, cubierta a } 13^\circ \quad A = 2 \cdot 0.5 \cdot 2m \cdot 2.05m = 4.1m^2$$

Al igual que para el alambre pórtico, en ambos casos el área de influencia está comprendida entre 1 m^2 y 10 m^2 , por lo que utilizaremos la siguiente fórmula (*anejo D del DB-SE-AE*):

$$c_{pe,A} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log_{10} A \quad (84)$$

donde:

$c_{pe,10}$ coeficiente de presión exterior para elementos con un área de influencia $A \geq 10 \text{ m}^2$
 $c_{pe,1}$ coeficiente de presión exterior para elementos con un área de influencia $A \leq 1 \text{ m}^2$

Si volvemos a interpolar en las tablas:

Pendiente	A (m ²)	Zona de la cubierta				
		Barlovento			Sotavento	
		F	G	H	I	J
15°	≥ 10	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1
		0,2	0,2	0,2	0,0	0,0
	≤ 1	-2	-1,5	-0,3	-0,4	-1,5
		0,2	0,2	0,2	0,0	0,0
	4.2	-1.6	-1	-0.3	-0.4	-1.3
		0.2	0.2	0.2	0.0	0.0
30°	≥ 10	-0.5	-0.5	-0.2	-0.4	-0.5
		0.7	0.7	0.4	0	0
	≤ 1	-1.5	-1.5	-0.2	-0.4	-0.5
		0.7	0.7	0.4	0	0
	4.2	-1.1	-1.1	-0.2	-0.4	-0.5
		0.7	0.7	0.4	0	0
18°	4.2	-1.5	-1	-0.3	-0.4	-1.1
		0.3	0.3	0.2	0	0

Tabla 18: Cubiertas a dos aguas (dirección del viento $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$). [Fragmento para 15° y 30°]

(Fuente: DB SE-AE).

Pendiente	A (m ²)	Zona de la cubierta				
		Barlovento			Sotavento	
		F	G	H	I	J
5°	≥ 10	-1,7	-1,2	-0,6	0,2	0,2
		0,0	0,0	0,0	-0,6	-0,6
	≤ 1	-0,5	-2	-1,2	0,2	0,2
		0,0	0,0	0,0	-0,6	-0,6
	4.1	-0.9	-1.7	-1	0.2	0.2
		0.0	0.0	0.0	-0.6	-0.6
15°	≥ 10	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1
		0,2	0,2	0,2	0,0	0,0
	≤ 1	-2	-1,5	-0,3	-0,4	-1,5
		0,2	0,2	0,2	0,0	0,0
	4.1	-1.6	-1.3	-0.3	-0.4	-1.3
		0.2	0.2	0.2	0.0	0.0
13°	4.1	-1.46	-1.67	-0.44	-0.36	-1
		0.16	0.16	0.16	-0.55	-0.55

Tabla 19: Cubiertas a dos aguas (dirección del viento $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$). [Fragmento para 5° y 15°] (Fuente:

DB SE-AE).

Inclinación de la cubierta	Coeficiente eólico de presión			
	Barlovento		Sotavento	
	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
18°	0,3	-1,5	0	-1,1
13°	0,16	-1,67	-0,36	-1

Tabla 20: Coeficiente eólico de presión para correas.

En nuestro caso tenemos cubierta múltiple, entonces:

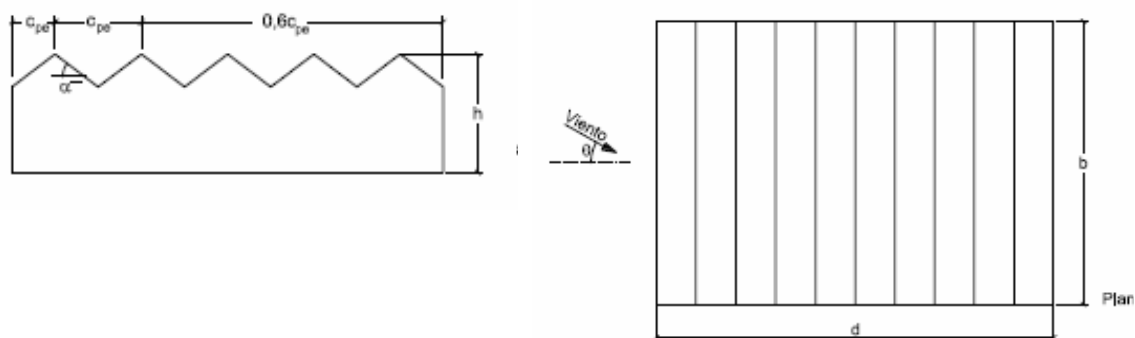


Figura 29: Anejo D. Acción del viento. Tabla D.7 Cubiertas múltiples. [Fragmento imágenes]. (Fuente: DB SE-AE).

Numerando del 1 al 10 las distintas cubiertas del invernadero, obtenemos los siguientes coeficientes eólicos de presión exterior:

Cubierta	Coeficiente eólico de presión exterior			
	Alambre pórtico		Correas	
	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
1 Barlovento	0,3	-1	0,3	-1,5
2 Sotavento	-0,12	-0,84	-0,36	-1
3 Barlovento	0,16	-1,18	0,16	-1,67
4 Sotavento	-0,072	-0,504	-0,216	-0,6
5 Barlovento	0,096	-0,708	0,096	-1,002
6 Sotavento	-0,072	-0,504	-0,216	-0,6
7 Barlovento	0,096	-0,708	0,096	-1
8 Sotavento	-0,072	-0,504	-0,216	-0,6
9 Barlovento	0,096	-0,708	0,096	-1
10 Sotavento	0	-0,6	0	-0,66

Tabla 21: Coeficiente eólico de presión exterior.

Cuando las ventanas están cerradas, el coeficiente eólico de presión es igual al coeficiente eólico de presión exterior. En el caso que las ventanas estén abiertas, el coeficiente eólico será igual a la suma del coeficiente eólico exterior e interior.

Suponiendo viento del oeste y que las ventanas se encuentren abiertas:

Cubierta	Coeficiente eólico de presión			
	Alambre pórtico		Correas	
	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
1 Barlovento	0,5	-0,8	0,5	-1,3
2 Sotavento	0,08	-0,64	-0,16	-0,8
3 Barlovento	0,36	-0,98	0,36	-1,47
4 Sotavento	0,128	-0,304	-0,016	-0,4
5 Barlovento	0,296	-0,508	0,296	-0,802
6 Sotavento	0,128	-0,304	-0,016	-0,4
7 Barlovento	0,296	-0,508	0,296	-0,802
8 Sotavento	0,128	-0,304	-0,016	-0,4
9 Barlovento	0,296	-0,508	0,296	-0,802
10 Sotavento	0,2	-0,4	0,2	-0,46

Tabla 22: Coeficiente eólico de presión exterior para viento del oeste y ventanas abiertas.

La carga de viento será la resultante de multiplicar la presión dinámica del viento por los coeficientes de exposición y de presión.

Para viento del oeste y con las ventanas cerradas:

Cubierta	Presión estática del viento (kN/m ²)			
	Alambre pórtico		Correas	
	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
1 Barlovento	0,231	-0,769	0,231	-1,153
2 Sotavento	-0,092	-0,646	-0,277	-0,769
3 Barlovento	0,123	-0,907	0,123	-1,284
4 Sotavento	-0,055	-0,387	-0,166	-0,461
5 Barlovento	0,074	-0,544	0,074	-0,770
6 Sotavento	-0,055	-0,387	-0,166	-0,461
7 Barlovento	0,074	-0,544	0,074	-0,770
8 Sotavento	-0,055	-0,387	-0,166	-0,461
9 Barlovento	0,074	-0,544	0,074	-0,770
10 Sotavento	0,000	-0,461	0,000	-0,507

Tabla 23: Presión estática del viento para viento del oeste y ventanas cerradas.

Para viento del oeste y con las ventanas abiertas:

Cubierta	Presión estática del viento (kN/m ²)			
	Alambre pórtico		Correas	
	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
1 Barlovento	0,384	-0,615	0,384	-0,999
2 Sotavento	0,061	-0,492	-0,123	-0,615
3 Barlovento	0,277	-0,753	0,277	-1,130
4 Sotavento	0,098	-0,234	-0,012	-0,307
5 Barlovento	0,228	-0,390	0,228	-0,616
6 Sotavento	0,098	-0,234	-0,012	-0,307
7 Barlovento	0,228	-0,390	0,228	-0,616
8 Sotavento	0,098	-0,234	-0,012	-0,307
9 Barlovento	0,228	-0,390	0,228	-0,616
10 Sotavento	0,154	-0,307	0,154	-0,354

Tabla 24: Presión estática del viento para viento del oeste y ventanas abiertas.

Para cada caso, la situación más desfavorable será la siguiente:

	Presión estática del viento (kN/m ²)			
	Alambre pórtico		Correas	
	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
Ventanas abiertas	0,231	-0,907	0,231	-1,284
Ventanas cerradas	0,384	-0,753	0,384	-1,130

Tabla 25: Presión estática del viento más desfavorable en cada caso.

4.1.2.3. Acciones variables: Acciones térmicas

Es de gran importancia en este tipo de estructura de invernadero, fundamentalmente en los alambres, trenzas y cables acerados que constituyen los pórticos, correas y vientos, ya que en su colocación se someten a una tensión inicial de tensado σ_i que puede verse incrementada sustancialmente por el efecto de la retracción térmica.

Las temperaturas ambiente extremas de verano y de invierno pueden obtenerse del Anejo E del Documento Básico SE-AE Acciones en la Edificación.

La temperatura máxima, en función de la ubicación del invernadero, será como media de 45 °C. La temperatura mínima, considerando una altitud de menos de 200m y sabiendo que nos encontramos en la zona 6, será de -7 °C.

Para elementos expuestos a la intemperie, como temperatura mínima se adoptará la extrema del ambiente. Como temperatura máxima en verano se adoptará la extrema del ambiente incrementada en la procedente del efecto de la radiación solar, según la *Tabla 3.6 Incremento de temperatura debido a la radiación solar del Documento Básico SE-AE Acciones en la Edificación*.

Finalmente, considerando esta última condición, en elementos situados en la cara norte y este, se considerarán 45°C; en elementos situados en la cara su y oeste, esta temperatura se incrementará a 63 °C.

Los elementos no expuestos se considerarán como expuestos, ya que la superficie plástica que cubre la estructura es transparente.

4.1.2.4. Acciones variables: Nieve

Como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, q_n , puede tomarse:

$$q_n = \mu \cdot s_k \quad (85)$$

siendo:

μ coeficiente de forma de la cubierta. Suponiendo que la malla ejerce de impedimento para el deslizamiento de la nieve, consideramos $\mu=1$.

s_k el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal, $s_k = 0,2$ kN/m².

El coeficiente de forma de la cubierta depende de la inclinación de ésta, por lo que:

$$q_n = \mu \cdot s_k \rightarrow q_{13} = 0.2kN / m^2 \cdot \cos 13 = 0.19kN / m^2 \quad (86)$$

$$q_n = \mu \cdot s_k \rightarrow q_{14} = 0.2kN / m^2 \cdot \cos 18 = 0.19kN / m^2$$

Debido a las pocas diferencias de inclinación, consideramos la misma carga para ambas cubiertas.

4.1.3. Combinación de acciones

Según el *Aparatado 4: Verificaciones basadas en coeficientes parciales del DB-SE*. “El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una situación persistente o transitoria, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (87)$$

Los valores de los coeficientes de seguridad, γ , se establecen en la *tabla 4.1 del Documento Básico-Seguridad Estructural* para cada tipo de acción.

Tipo de verificación	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente Peso propio, peso del terreno	1.35	0.80
	Variable	1.50	0

Tabla 26: Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones. (Fuente: DB SE-AE).

Los valores de los coeficientes de simultaneidad, ψ , se establecen en la *tabla 4.2 del Documento Básico-Seguridad Estructural*.

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE) • Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría H)	0	0	0
Nieve • para altitudes ≤ 1000 m	0.5	0.2	0
Viento	0.6	0.5	0
Temperatura	0.6	0.5	0
Acciones variables del terreno	0.7	0.7	0.7

Tabla 27: Coeficientes de simultaneidad (ψ). (Fuente: DB SE-AE).

4.1.3.1. Combinación de acciones considerando la estructura cerrada

Alambre pórtico (gravedad desfavorable)			
Acción	kN/m²	γ	Ψ_0
Sobrecarga uso	1	1.5	0
Viento máximo	0,384	1.5	0.6
Viento mínimo	-0,753	0	0.6
Nieve	0.19	1.5	0.5

Tabla 28: Combinación de acciones para alambre pórtico, gravedad desfavorable y estructura cerrada.

$$1.5 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento máx} + 0.5 \text{ nieve} = 1.8254 \text{ kN/m}^2$$

$$1.5 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento mín} + 0.5 \text{ nieve} = 1.1232 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 1.5 \text{ viento máx} + 0.5 \text{ nieve} = 0.671 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0 \text{ viento mín} + 0.5 \text{ nieve} = 0.095 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento máx} + 1.5 \text{ nieve} = 0.5154 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento mín} + 1.5 \text{ nieve} = -0.1668 \text{ kN/m}^2$$

Alambre pórtico (gravedad favorable)			
Acción	kN/m²	γ	Ψ₀
Sobrecarga uso	1	0	0
Viento máximo	0,384	0	0.6
Viento mínimo	-0,753	1.5	0.6
Nieve	0.19	0	0.5

Tabla 29: Combinación de acciones para alambre pórtico, gravedad favorable y estructura cerrada.

$$0 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento máx} + 0.5 \text{ nieve} = 0.3254 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento mín} + 0.5 \text{ nieve} = -0.3568 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0 \text{ viento máx} + 0.5 \text{ nieve} = 0.095 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 1.5 \text{ viento mín} + 0.5 \text{ nieve} = -1.0345 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento máx} + 0 \text{ nieve} = 0.2304 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento mín} + 0 \text{ nieve} = -0.4518 \text{ kN/m}^2$$

Correas (gravedad desfavorable)			
Acción	kN/m²	γ	Ψ₀
Sobrecarga uso	1	1.5	0
Viento máximo	0,384	1.5	0.6
Viento mínimo	-1,130	0	0.6
Nieve	0.19	1.5	0.5

Tabla 30: Combinación de acciones para correas, gravedad desfavorable y estructura cerrada.

$$1.5 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento máx} + 0.5 \text{ nieve} = 1.8254 \text{ kN/m}^2$$

$$1.5 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento mín} + 0.5 \text{ nieve} = 0.917 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 1.5 \text{ viento máx} + 0.5 \text{ nieve} = 0.671 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0 \text{ viento mín} + 0.5 \text{ nieve} = 0.095 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento máx} + 1.5 \text{ nieve} = 0.5154 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento mín} + 1.5 \text{ nieve} = -0.393 \text{ kN/m}^2$$

Correas (gravedad favorable)			
Acción	kN/m²	γ	Ψ₀
Sobrecarga uso	1	0	0
Viento máximo	0,384	0	0.6
Viento mínimo	-1,130	1.5	0.6
Nieve	0.19	0	0.5

Tabla 31: Combinación de acciones para correas, gravedad favorable y estructura cerrada.

$$0 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento máx} + 0.5 \text{ nieve} = 0.3254 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento mín} + 0.5 \text{ nieve} = -0.583 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0 \text{ viento máx} + 0.5 \text{ nieve} = 0.095 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 1.5 \text{ viento mín} + 0.5 \text{ nieve} = -1.6 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento máx} + 0 \text{ nieve} = 0.2304 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento mín} + 0 \text{ nieve} = -0.678 \text{ kN/m}^2$$

4.1.3.2. Combinación de acciones considerando la estructura abierta

Presión estática del viento (kN/m²)			
Alambre pórtico		Correas	
Alambre pórtico (gravedad desfavorable)			
Acción	kN/m²	γ	Ψ₀
Sobrecarga uso	1	1.5	0
Viento máximo	0,231	1.5	0.6
Viento mínimo	-0,907	0	0.6
Nieve	0.19	1.5	0.5

Tabla 32: Combinación de acciones para alambre pórtico, gravedad desfavorable y estructura abierta.

$$1.5 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento máx} + 0.5 \text{ nieve} = 1.7336 \text{ kN/m}^2$$

$$1.5 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento mín} + 0.5 \text{ nieve} = 1.0508 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 1.5 \text{ viento máx} + 0.5 \text{ nieve} = 0.4415 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0 \text{ viento mín} + 0.5 \text{ nieve} = 0.095 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento máx} + 1.5 \text{ nieve} = 0.4236 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento mín} + 1.5 \text{ nieve} = -0.2592 \text{ kN/m}^2$$

Alambre pórtico (gravedad favorable)			
Acción	kN/m²	γ	Ψ₀
Sobrecarga uso	1	0	0
Viento máximo	0,231	0	0.6
Viento mínimo	-0,907	1.5	0.6
Nieve	0.19	0	0.5

Tabla 33: Combinación de acciones para alambre pórtico, gravedad favorable y estructura abierta.

$$0 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento máx} + 0.5 \text{ nieve} = 0.2336 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento mín} + 0.5 \text{ nieve} = -0.4492 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0 \text{ viento máx} + 0.5 \text{ nieve} = 0.095 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 1.5 \text{ viento mín} + 0.5 \text{ nieve} = -1.2655 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento máx} + 0 \text{ nieve} = 0.1386 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento mín} + 0 \text{ nieve} = -0.5442 \text{ kN/m}^2$$

Correas (gravedad desfavorable)			
Acción	kN/m²	γ	Ψ₀
Sobrecarga uso	1	1.5	0
Viento máximo	0,231	1.5	0.6
Viento mínimo	-1,284	0	0.6
Nieve	0.19	1.5	0.5

Tabla 34: Combinación de acciones para correas, gravedad desfavorable y estructura abierta.

$$1.5 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento máx} + 0.5 \text{ nieve} = 1.7336 \text{ kN/m}^2$$

$$1.5 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento mín} + 0.5 \text{ nieve} = 0.8246 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 1.5 \text{ viento máx} + 0.5 \text{ nieve} = 0.4415 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0 \text{ viento mín} + 0.5 \text{ nieve} = 0.095 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento máx} + 1.5 \text{ nieve} = 0.4236 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento mín} + 1.5 \text{ nieve} = -0.4854 \text{ kN/m}^2$$

Correas (gravedad favorable)			
Acción	kN/m²	γ	Ψ₀
Sobrecarga uso	1	0	0
Viento máximo	0,231	0	0.6
Viento mínimo	-1,284	1.5	0.6
Nieve	0.19	0	0.5

Tabla 35: Combinación de acciones para correas, gravedad favorable y estructura abierta.

$$0 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento máx} + 0.5 \text{ nieve} = 0.2336 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento mín} + 0.5 \text{ nieve} = -0.6754 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0 \text{ viento máx} + 0.5 \text{ nieve} = 0.095 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 1.5 \text{ viento mín} + 0.5 \text{ nieve} = -1.831 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento máx} + 0 \text{ nieve} = 0.1386 \text{ kN/m}^2$$

$$0 \text{ uso} + 0.6 \text{ viento mín} + 0 \text{ nieve} = -0.7704 \text{ kN/m}^2$$

En la siguiente tabla se presentan las cargas máximas y mínimas en kN/m² para cada caso:

Elemento		Estructura cerrada		Estructura abierta	
		Gravedad desfavorable	Gravedad favorable	Gravedad desfavorable	Gravedad favorable
Alambre pórtico	Presión	1.8254	0.3254	1.7336	0.2336
	Succión	-0.1668	-1.0345	-0.2592	-1.2655
Correas	Presión	1.8254	0.3254	1.7336	0.2336
	Succión	-0.393	-1.6	-0.4854	-1.831

Tabla 36: Cargas máximas y mínimas en kN/m² para cada caso.

Finalmente, las más desfavorables para cada elemento son:

Alambre pórtico	Presión	1.8254 kN/m²
	Succión	-1.2655 kN/m²
Correas	Presión	1.8254 kN/m²
	Succión	-1.831 kN/m²

Tabla 37: Cargas más desfavorables.

4.1.4. Cálculo de la estructura resistente de cubierta

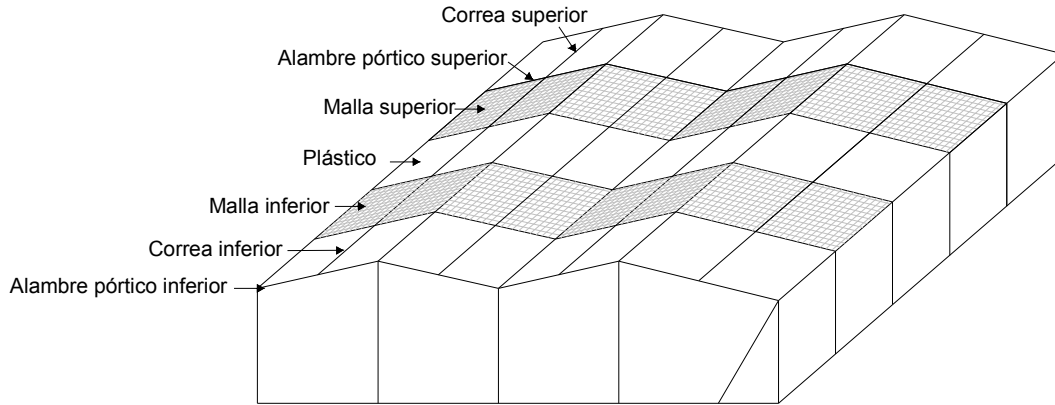


Figura 30: Esquema de los elementos que componen la estructura resistente de cubierta.

4.1.4.1 Correa superior e inferior

El caso más desfavorable para las correas es cuando están sometidas a succión, correspondiendo esta situación con un hilo sometido a cargas puntuales, iguales y equidistantes.

Inicialmente hay que realizar el reparto de cargas. La longitud de la correa (L_c) es 2 m y la separación entre ellas es 2.1 m en el caso más desfavorable.

La carga lineal es:

$$P_L = \frac{pA_i}{2(L_p + L_c)} = \frac{1.831(kN/m^2) \cdot 2(m) \cdot 2.1(m)}{2 \cdot (2m + 2.1m)} = 0.94kN/m \quad (88)$$

La carga ejercida entre cada punto de unión entre la malla y la correa:

$$P_{ic} = 2 \cdot P_L \cdot L_{mc} = 2 \cdot 0.94kN/m \cdot 0.25m = 0.47kN \quad (89)$$

N: número de puntos de unión entre la malla y la correa: $N = 2m / 0.25m = 8$ tramos \rightarrow 7 puntos de unión.

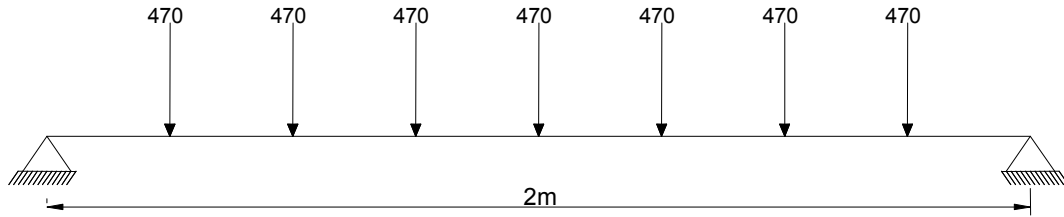


Figura 31: Esquema para una correa cargada (cargas iguales, puntuales y equidistantes).

Los datos del predimensionamiento de las correas son:

- Trenza acerada de 2x3 de límite elástico de 13300 kg/cm^2 ($\sigma_{adm} = 130.34 \text{ kN/cm}^2$) y una sección de $0,141 \text{ cm}^2$.
- El tráctel tensará este alambre como en el caso anterior, con una fuerza de 600 kg ($5,88 \text{ kN}$).

$$\sigma_{inicial} = \frac{5.88 \text{ kN}}{0.141 \text{ cm}^2} = 41.7 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (90)$$

Esta tensión inicial oscilará a lo largo del año según la temperatura. Si el intervalo de esta se ha fijado en $\pm 27^\circ \text{C}$, el incremento y el decremento de la tensión inicial será: $0,000012 \text{ mm/}^\circ\text{C}$

$$\Delta\sigma = E \cdot \alpha_T \cdot \Delta T = 2.06 \cdot 10^7 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2} \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} \frac{\text{m}}{\text{m}^\circ\text{C}} \cdot 27^\circ \text{C} = 6674.4 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2} \rightarrow 6.6744 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (91)$$

$$(\sigma_{ini})_{MÍNIMA} = 41.7 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} - 6.6744 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 35.03 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (92)$$

$$(\sigma_{ini})_{MÁXIMA} = 41.7 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} + 6.6744 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 48.37 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$\sigma_{\text{inicial}}(\text{N/cm}^2)$	α	F	T(N)	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$
48674.4	5,48	0,00843	17182,77	0,132
35325.6	5,49	0,00160	17168,69	0,132

Tabla 38: Cálculo de correa (cargas iguales, puntuales y equidistantes).

Como podemos comprobar está bien dimensionada la trenza, ya que requerimos una sección inferior.

Con estos resultados calculamos la tensión final, σ , el ángulo, α' , que forman sus extremos cuando actúa el viento y el coeficiente de seguridad, γ , aplicado en función de la tensión final:

T(N)	$\sigma=T/A(\text{N/cm}^2)$	$\gamma=\sigma_e/\sigma$
17182,77	121863,6	1,1
17168,69	121763,7	1,1

Tabla 39: Resultados finales para correas (cargas iguales, puntuales y equidistantes).

4.1.4.2. Alambre pórtico superior e inferior

La longitud del alambre pórtico L_p en el caso más desfavorable es 2,1 m, la separación entre pórticos es 2m. La carga que soporta el alambre pórtico más desfavorable corresponde a presión, con un valor de 1.8254 kN/m². Esta situación equivale a un hilo sometido a cargas puntuales, distintas, simétricas respecto al eje central y equidistantes.

La carga lineal de presión es:

$$P_L = \frac{1.8254(\text{kN} / \text{m}^2) \cdot 2.1(\text{m}) \cdot 2(\text{m})}{2 \cdot (2.1\text{m} + 2\text{m})} = 0.94\text{kN} / \text{m} \quad (93)$$

La carga puntual resultante que soporta cada tramo de corea será:

$$P_2 = P_L \cdot L_p = 1.974\text{kN} \quad (94)$$

La carga ejercida entre cada punto de unión entre el alambre pórtico y la malla es:

$$p_{ip} = 2 \cdot P_L \cdot L_m = 2 \cdot 0.94 \text{ kN/m} \cdot 0.3 \text{ m} = 0.564 \text{ kN} \quad (95)$$

La carga ejercida entre cada punto de unión entre la correa y el alambre pórtico:

$$p_c = p_2 + p_{ip} = 1.974 \text{ kN} + 0.564 \text{ kN} = 2.54 \text{ kN} \quad (96)$$

N: número de puntos de unión entre la malla y el alambre pórtico:

$$N = 4,2 \text{ m} / 0.3 \text{ m} = 14 \text{ tramos} \rightarrow 13 \text{ puntos de unión.}$$

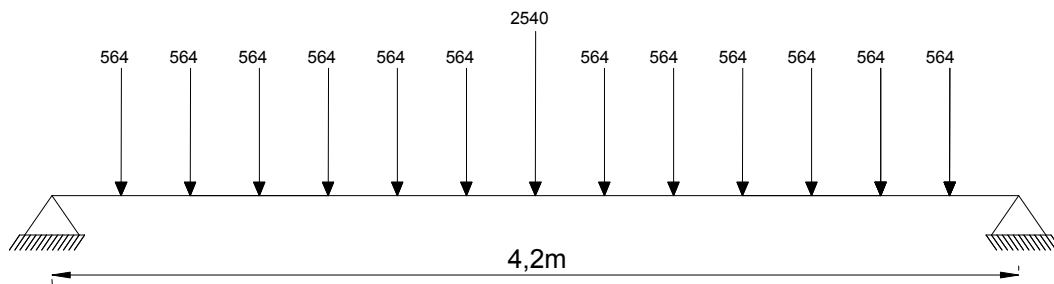


Figura 32: Esquema para un alambre pórtico cargado (cargas puntuales, distintas, simétricas y equidistantes).

Debido a la forma de amarre de este tipo de estructura, que se realiza practicando un nudo en forma de garrotera en cada uno de sus extremos, el alambre puede ceder, provocando un deslizamiento cifrado en 101769 N/cm^2 , según Pérez et al., 1982.

Suponemos una trenza de 3x3 de 0.212 cm^2 y 0.17 kp/m ($1,666 \text{ N/m}$). Debido al proceso de montaje del pórtico, inicialmente el alambre pórtico se encuentra formando una catenaria entre las bandas del invernadero. Considerando que la tensión a la que se encuentra sometida es debida al peso de un operario (80 kg ó 784 N) en uno de sus extremos, la longitud de la catenaria es $L_c = 42,96 \text{ m}$.

Una vez esté realizado el montaje, la cubierta tendrá una longitud de 43,8 m, lo que supone un alargamiento del cable con el consecuente incremento de tensión de éste, quedando finalmente la tensión en:

$$\sigma = E \frac{\Delta L}{L_c} = 2.1 \cdot 10^6 \frac{kp}{cm^2} \cdot \frac{43,8m - 42,96m}{42,96m} = 41061,45 \frac{kp}{cm^2} \rightarrow 402402,2 \frac{N}{cm^2} \quad (97)$$

Como vemos esta tensión supera la tensión de deslizamiento del nudo, “debido a la acción del viento, los cambios de temperatura y a la pérdida de fuerza del propio nudo, el alambre pórtico se destensa y finalmente el hilo queda con una tensión límite deslizamiento del nudo”, Pérez et al., 1992, por lo que tomaremos la tensión de deslizamiento para los posteriores cálculos.

$$(\sigma_{ini})_{MÁXIMA} = 101,769 \frac{kN}{cm^2} + 6,6744 \frac{kN}{cm^2} = 108,44 \frac{kN}{cm^2} \quad (98)$$

$$(\sigma_{ini})_{MÍNIMA} = 101,769 \frac{kN}{cm^2} - 6,6744 \frac{kN}{cm^2} = 95,09 \frac{kN}{cm^2}$$

Para una trenza de 3x3 de 0.212 cm² y $\sigma_e = 18000 \text{ kp/cm}^2$ ó 176400 N/cm^2 ,

$\sigma_{inicial}(\text{N/cm}^2)$	F	$A_{min}(\text{cm}^2)$	T(N)	α_0
108440	0,00700	0,1746	30806,63	9,22
95090	0,00126	0,1740	30707,58	9,25

Tabla 40: Cálculo de alambre pórtico (cargas puntuales, distintas, simétricas y equidistantes).

Como podemos comprobar está bien dimensionada la trenza, ya que requerimos una sección inferior.

Con estos resultados calculamos la tensión final, σ , el ángulo, α' , que forman sus extremos cuando actúa el viento y el coeficiente de seguridad, γ , aplicado en función de la tensión final:

T(N)	$\sigma=T/A(N/cm^2)$	$\gamma=\sigma_e/\sigma$
30806,63	145314,29	1,2
30707,58	144847,08	1,2

Tabla 41: Resultados finales para alambres pórtico (cargas puntuales, distintas, simétricas y equidistantes).

4.1.4.3. Malla

Para este cálculo, asemejaremos al cálculo de hilos sometidos a cargas uniformemente distribuidas.

La longitud de cada tramo será de 2 m y la distancia entre ellas 0,25x0,30 m. Tomando la carga de succión de las correas, por ser este el elemento calculado más desfavorable, de -1.831 kN/m².

Los puntos de unión entre la malla y el alambre pórtico se realizan cada 0.30m, por lo que la carga lineal será:

$$q(kN m^{-1}) = p(kN m^{-2}) \cdot s(m) = 1.831 \cdot 0.30 = 0,55 kN m^{-1} = 56,12 kp / m \quad (99)$$

Los datos del predimensionamiento con alambre normal son:

- Tensión de acero en su límite elástico del alambre normal: 5600 kp cm⁻².
- Coeficiente de seguridad: 1,5
- Tensión admisible:

$$\sigma_{adm} = \frac{6000}{1,5} = 4000 kg cm^{-2} \quad (100)$$

La tensión inicial es prácticamente nula.

$$\alpha = \sqrt{\frac{6 \times \sigma_{adm}}{(E + \sigma_{adm})}} = 0,107 rad = 6,12^\circ \quad (101)$$

$$A_{min} = \frac{q \times L}{2 \times \sigma_{adm} \times sen \alpha} = 0,138 cm^2 = 13,8 mm^2 \quad (102)$$

$$\phi_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times A_{\min}}{\pi}} = 4,2mm \quad (103)$$

Por lo tanto elegimos alambre normal de 4,4 mm de diámetro. Tiene un área de 15,2 mm², por lo que con los supuestos anteriores se obtendría:

$$\alpha = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot q \cdot L}{A \cdot E}} = 0,02rad = 1,26^\circ \quad (104)$$

Donde: $L=2 \cdot R \cdot \text{sen}\alpha$

A es el área del hilo

E es el módulo de elasticidad

q es la carga expresada en kp/m

y la tensión que soportará sería:

$$\sigma(kp\text{ cm}^{-2}) = \frac{q(kp\text{ m}^{-1}) \cdot L(m)}{2 \cdot A(\text{cm}^2) \cdot \text{sen}\alpha} = 16790,4kg\text{ cm}^{-2} \quad (105)$$

Por lo tanto queda comprobado que la tensión de trabajo será menor que la admisible ($\sigma \leq \sigma_{\text{adm}}$).

4.1.4.4. Estructura de enrame

El valor de la carga es:

$$Q(kp/m) = q(kp/m^2) \cdot L(m) = 20\text{ kp m}^{-1} \quad (106)$$

- q es el valor de las cargas gravitatorias, tomaremos un dato genérico de 10 kp m⁻².

- L es la separación entre pórticos con un valor de 2 m.

Los tutores se atan al cable de enrame a una distancia $D = 50$ cm, por tanto cada tutor soporta una carga puntual P de valor:

$$P(kp) = Q(kp/m) \cdot 0,5 m = 10kp \quad (107)$$

El número de cargas P que soporta el cable depende de su longitud, que es la mitad de la luz del pórtico $L'/2$ (m):

$$N(\text{número de cargas en el cable}) = \frac{\frac{L'}{2} (\text{distancia entre pies})}{D(\text{separación entre tutores})} = 8 \quad (108)$$

La tensión admisible del acero:

$$\sigma_{adm} = \frac{11300 kp cm^{-2}}{1,5} = 7533,33 kp cm^{-2} \quad (109)$$

Tomando una tensión inicial cero.

$$\alpha = \sqrt{\frac{24 \times (\sigma_{adm} - \sigma_{ini})}{N \times (N + 2) \times E + (N + 1)^2 \times (\sigma_{adm} - \sigma_{ini})}} = 0,033 rad = 1,89^\circ \quad (110)$$

$$T = \frac{P}{2 \times \text{sen} \frac{\alpha}{2}} = 303,2 kp \quad (111)$$

$$A_{\min} = \frac{T}{\sigma_{adm}} = 0,04 cm^2 \quad (112)$$

Por lo tanto se elige un alambre retrofilado sobregalvanizado de 3 mm de diámetro. Con una superficie de 7.07 mm^2 , y la tensión que soportará sería:

$$\sigma(kp\text{ cm}^{-2}) = \frac{q(kp\text{ m}^{-1}) \cdot L(m)}{2 \cdot A(\text{cm}^2) \cdot \text{sen}\alpha} = 3039,63\text{ kg cm}^{-2} \quad (113)$$

Por lo tanto queda comprobado que la tensión de trabajo será menor que la admisible ($\sigma \leq \sigma_{\text{adm}}$).

Los valores para este cable serán:

$$\alpha = 1.1^\circ$$

$$T = 5219,54\text{N}$$

4.1.4.5. Resumen de elementos calculados

Finalmente, con los elementos dimensionados y usando medidas comerciales, obtenemos los siguientes resultados:

Correas superiores e inferiores: Trenza acerada de 2x3mm y 0,141 cm².

	$\sigma_{\text{inicial}}(\text{N}/\text{cm}^2)$	α	T(N)	$\sigma=T/A(\text{N}/\text{cm}^2)$
máx.	48674.4	5,48	17182,77	121863,6
mín.	35325.6	5,49	17168,69	121763,7

Tabla 42: Resumen de resultados para correas superiores e inferiores.

Alambre pórtico superior e inferior: Trenza acerada de 3x3mm y 0,212 cm².

	$\sigma_{\text{inicial}}(\text{N}/\text{cm}^2)$	α_0	T(N)	$\sigma=T/A(\text{N}/\text{cm}^2)$
máx.	108440	9,22	30806,63	145314,29
mín.	95090	9,25	30707,58	144847,08

Tabla 43: Resumen de resultados para alambre pórtico superior e inferior.

Malla superior e inferior: Alambre normal de 5,9 mm y 27,3 mm².

$\sigma(\text{N}/\text{cm}^2)$	T(N)	α
16790,4	25009,8	1,26

Tabla 44: Resumen de resultados para la malla superior e inferior.

Estructura de enrame: Alambre retrofilado sobregalvanizado de 3 mm y 7,07 mm².

$\sigma(\text{N/cm}^2)$	T(N)	α
29788,4	5219,54	1,1

Tabla 45: Resumen de resultados para la estructura de enrame.

4.1.5. Soportes verticales o pies derechos

Tendremos en cuenta las dos situaciones más desfavorables, es decir la compresión máxima, que se producirá cuando las correas y los alambres pórtico trabajen a compresión y esté el cultivo sobre la estructura de enrame. La otra situación más desfavorable será cuando los soportes verticales trabajen a succión, ya que estos no están diseñados para tal, esta situación se producirá cuando las correas y los alambre pórtico trabajen a succión.

4.1.5.1. Combinación de hipótesis para soportes verticales de las naves laterales

Máximo esfuerzo de compresión:

$$\begin{aligned}
 N_{\text{máx}} &= 2 \cdot T_{cm} \cdot \text{sen} \alpha_{cm} + 2 \cdot T_h \cdot \text{sen} \alpha_h + T_{pm} \cdot [\text{sen}(\gamma_1 + \alpha_{pm}) + \text{sen}(\gamma_2 + \alpha_{pm})] = \\
 &= 2 \cdot 17182,77 \cdot \text{sen} 5,48 + 2 \cdot 5219,54 \cdot \text{sen} 1,1 + 30806,63 \cdot [\text{sen}(18 + 9,22) + \text{sen}(13 + 9,22)] = \\
 &= 29223,42 N
 \end{aligned}
 \tag{114}$$

$$\begin{aligned}
 N_{\text{min}} &= 2 \cdot T_{cm} \cdot \text{sen} \alpha_{cm} + 2 \cdot T_h \cdot \text{sen} \alpha_h + T_{pm} \cdot [\text{sen}(\gamma_1 + \alpha_{pm}) + \text{sen}(\gamma_2 + \alpha_{pm})] = \\
 &= 2 \cdot 17168,69 \cdot \text{sen} 5,49 + 2 \cdot 5219,54 \cdot \text{sen} 1,1 + 30707,58 \cdot [\text{sen}(18 + 9,25) + \text{sen}(13 + 9,25)] = \\
 &= 29173,11 N
 \end{aligned}$$

Mínimo esfuerzo:

$$\begin{aligned} N_{\text{máx}} &= -2 \cdot T_{cM} \cdot \text{sen} \alpha_{cM} + T_{pM} \cdot [\text{sen}(\gamma_1 - \alpha_{pM}) + \text{sen}(\gamma_2 - \alpha_{pM})] = \\ &= -2 \cdot 17182,77 \cdot \text{sen} 5,48 + 30806,63 [\text{sen}(18 - 9,22) + \text{sen}(13 - 9,22)] = 3462,07 N \end{aligned} \quad (115)$$

$$\begin{aligned} N_{\text{mín}} &= -2 \cdot T_{cm} \cdot \text{sen} \alpha_{cm} + T_{pm} \cdot [\text{sen}(\gamma_1 - \alpha_{pm}) + \text{sen}(\gamma_2 - \alpha_{pm})] = \\ &= -2 \cdot 17168,69 \cdot \text{sen} 5,49 + 30707,58 [\text{sen}(18 - 9,25) + \text{sen}(13 - 9,25)] = 3394,59 N \end{aligned}$$

4.1.5.2. Combinación de hipótesis para soportes verticales de las naves centrales

Máximo esfuerzo de compresión:

$$\begin{aligned} N_{\text{máx}} &= 2 \cdot T_{cM} \cdot \text{sen} \alpha_{cM} + 2 \cdot T_h \cdot \text{sen} \alpha_h + 2 \cdot T_{pM} \text{sen}(\gamma + \alpha_{pM}) = \\ &= 2 \cdot 17182,77 \cdot \text{sen} 5,48 + 2 \cdot 5219,54 \cdot \text{sen} 1,1 + 2 \cdot 30806,63 \text{sen}(13 + 9,22) = 26782,17 N \end{aligned} \quad (116)$$

$$\begin{aligned} N_{\text{mín}} &= 2 \cdot T_{cm} \cdot \text{sen} \alpha_{cm} + 2 \cdot T_h \cdot \text{sen} \alpha_h + 2 \cdot T_{pm} \text{sen}(\gamma + \alpha_{pm}) = \\ &= 2 \cdot 17168,69 \cdot \text{sen} 5,49 + 2 \cdot 5219,54 \cdot \text{sen} 1,1 + 2 \cdot 30707,58 \text{sen}(13 + 9,25) = 26740,30 N \end{aligned}$$

Esfuerzo de succión:

$$\begin{aligned} N_{\text{máx}} &= -2 \cdot T_{cM} \cdot \text{sen} \alpha_{cM} + 2 \cdot T_{pM} \text{sen}(\gamma - \alpha_{pM}) = \\ &= -2 \cdot 17182,77 \cdot \text{sen} 5,48 + 2 \cdot 30806,63 \cdot \text{sen}(13 - 9,22) = 780,04 N \end{aligned} \quad (117)$$

$$\begin{aligned} N_{\text{mín}} &= -2 \cdot T_{cm} \cdot \text{sen} \alpha_{cm} + 2 \cdot T_{pm} \text{sen}(\gamma - \alpha_{pm}) = \\ &= -2 \cdot 17168,69 \cdot \text{sen} 5,49 + 2 \cdot 30707,58 \cdot \text{sen}(13 - 9,25) = 731,62 N \end{aligned}$$

4.1.5.3. Dimensionado

La máxima compresión se produce en las naves laterales, por lo que estas serán las que dimensionemos. Este dimensionado se realizará según el *Documento Básico-Seguridad Estructural en el Acero*.

Para un esfuerzo de compresión de 29223,42 N usaremos un redondo de 8 cm de diámetro exterior y 0,2 cm de espesor de acero S275, por lo que $f_y=275\text{N/mm}^2$.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924 \quad (118)$$

$$\frac{d}{t} = \frac{8}{0,2} = 40 \quad (119)$$

$$50\varepsilon^2 = 42.57 \quad (120)$$

Como $\frac{d}{t} \leq 50\varepsilon^2 \rightarrow$ Se trata de un perfil **Clase 1: Plástica** Permiten la formación de la rótula plástica con la capacidad de rotación suficiente para la redistribución de momentos. Para la verificación de la seguridad estructural se deberá emplear el método Plástico o Elástico.

La resistencia de las secciones a compresión, $N_{c,Rd}$, será:

$$29223,42 \text{ N} \leq N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd} = 490 \cdot 261.9 = 128333,33 \text{ N} \quad (121)$$

$$\text{Siendo } A=4,9 \text{ cm}^2 \text{ y } f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_M} = \frac{275}{1,05} = 261.9 \quad (122)$$

Como capacidad a pandeo por flexión, en compresión centrada, de una barra de sección constante:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} = 0,44 \cdot 490 \cdot 261.9 = 56466,67 \text{ N} \quad (123)$$

$$29223,42 \text{ N} < N_{b,Rd} = 56466,67 \text{ N}$$

Donde:

$$A = 4,9 \text{ cm}^2.$$

X coeficiente de reducción por pandeo:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{490 \cdot 261,9}{68660,9926}} = 1,37 \quad (124)$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I = \left(\frac{\pi}{470}\right)^2 \cdot 2,06 \cdot 10^7 \cdot 74,6 = 68660,99 \text{ N} \quad (125)$$

Siendo $I = 74,6 \text{ cm}^4$ y $L_k = 470 \text{ cm}$ por considerarse biarticulado.

Como $\lambda = 1,37 \rightarrow$ interpolando $\rightarrow \chi = 0,44$

4.1.6. Amagados

En estos elementos se tendrá en cuenta las dos situaciones más desfavorables, es decir cuando trabajen a succión los alambres pórtico y no exista entutorado y cuando las fuerzas que se produzcan sean de presión, ya que estos elementos no están diseñados para tal situación.

4.1.6.1. Combinación de hipótesis

Máximo esfuerzo de succión:

$$\begin{aligned} M_{\text{máx}} &= 2 \cdot T_{cM} \cdot \text{sen} \alpha_{cM} + 2 \cdot T_{pM} \cdot \text{sen}(\gamma + \alpha_{pM}) = \\ &= 2 \cdot 17182,77 \cdot \text{sen} 5,48 + 2 \cdot 30806,63 \cdot \text{sen}(13 + 9,22) = 26581,76 \text{ N} \end{aligned} \quad (126)$$

$$\begin{aligned} M_{\text{mín}} &= 2 \cdot T_{cm} \cdot \text{sen} \alpha_{cm} + 2 \cdot T_{pm} \cdot \text{sen}(\gamma + \alpha_{pm}) = \\ &= 2 \cdot 17168,69 \cdot \text{sen} 5,49 + 2 \cdot 30707,58 \cdot \text{sen}(13 + 9,25) = 26539,89 \text{ N} \end{aligned}$$

Esfuerzo de compresión:

$$\begin{aligned} M_{m\acute{a}x} &= -2 \cdot T_{cM} \cdot \text{sen} \alpha_{cM} + 2 \cdot T_{pM} \cdot \text{sen}(\gamma - \alpha_{pM}) = \\ &= -2 \cdot 17182,77 \cdot \text{sen} 5,48 + 2 \cdot 30806,63 \cdot \text{sen}(13 - 9,22) = 801,5N \end{aligned} \quad (127)$$

$$\begin{aligned} M_{m\acute{i}n} &= -2 \cdot T_{cm} \cdot \text{sen} \alpha_{cm} + 2 \cdot T_{pm} \cdot \text{sen}(\gamma - \alpha_{pm}) = \\ &= -2 \cdot 17168,69 \cdot \text{sen} 5,49 + 2 \cdot 30707,58 \cdot \text{sen}(13 - 9,25) = 731,62N \end{aligned}$$

4.1.6.2. Dimensionado

Usando dos cables acerados de 4mm de diámetro y una resistencia de 137200 N/cm². La tensión y el coeficiente de seguridad resultantes serán:

$$\sigma = \frac{M}{A} = \frac{26581,76}{0,25} = 106327,04N / cm^2 \quad (128)$$

$$\gamma = \frac{\sigma_{adm}}{\sigma} = \frac{137200}{106327,04} = 1,29 \quad (129)$$

4.1.7. Tensores y soportes perimetrales de extremos de alambre pórtico

La hipótesis de carga máxima tanto para la compresión en los pies inclinados como para la tracción en los vientos, se produce cuando actúan las cargas de presión sobre la correa y el alambre pórtico y la estructura de enrame está cargada.

La hipótesis de carga para la compresión mínima en el pie inclinado y la succión mínima en los vientos, se produce cuando actúan las cargas de succión sobre el alambre pórtico y las correas y la estructura de enrame no está cargada.

La presión dinámica, calculada anteriormente vale $q_b = 420 \text{ N/m}^2$.

Para el cálculo del coeficiente de exposición, nos basamos en el *Anejo D del DB-SE Acciones en la edificación: Tabla D.1 Parámetros verticales*.

Interpolando en la tabla, nos resultan los siguientes coeficientes de presión:

A (m ²)	h/d	Zona (según figura)				
		A	B	C	D	E
6.8	$\frac{4.7}{45} = 0.10 \leq 0.25$	-	-	-	0.764	-0.3

Tabla 46: Tabla D.1 Parámetros verticales Coeficiente de exposición en tensores y soportes perimetrales de extremos de alambre pórtico. [Fragmento] (Fuente: Anejo D del DB-SE AE).

El coeficiente de exposición será 1.64, por lo que la carga para el caso de presión será 526.24 N/m² y en el caso de succión -206.64 N/m².

4.1.7.1. Combinación de hipótesis

Mínimo esfuerzo de tracción y máximo compresión (con viento a compresión y con enrame)

$$\begin{aligned}
 & -N_M \cdot \cos a + T_{pM} \cdot \cos(\gamma - \alpha_{pM}) + T_h \cdot \cos \alpha_h - T_{cM} \cdot \text{sen}(\gamma - \alpha_{pM}) + q = 0 \\
 & -N_M \cdot \cos 60 + 30806,63 \cdot \cos(18 - 9,22) + 5219,54 \cdot \cos 1.1 - 17182,77 \cdot \text{sen}(18 - 5,48) \\
 & + 526,24 \cdot 6,8 = 0 \rightarrow N_M = 71035,50N
 \end{aligned} \tag{130}$$

$$\begin{aligned}
 & -N_m \cdot \cos a + T_{pm} \cdot \cos(\gamma - \alpha_{pm}) + T_h \cdot \cos \alpha_h - T_{pm} \cdot \text{sen}(\gamma - \alpha_{pm}) + q = 0 \\
 & -N_m \cdot \cos 60 + 30707,58 \cdot \cos(18 - 9,25) + 5219,54 \cdot \cos 1.1 - 17168,69 \cdot \text{sen}(18 - 5,49) \\
 & + 526,24 \cdot 6,8 = 0 \rightarrow N_m = 70856,58N
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & -T_{vM} + N_M \cdot \text{sen} a + T_{pM} \cdot \text{sen}(\gamma - \alpha_{pM}) - T_{cM} \cdot \cos(\gamma - \alpha_{pM}) - T_h \cdot \text{sen} \alpha_h = 0 \\
 & -T_{vM} + 71035,5 \cdot \text{sen} 60 + 30806,63 \cdot \text{sen}(18 - 9,22) - 17182,77 \cdot \cos(18 - 5,48) \\
 & - 5219,54 \cdot \text{sen} 1.1 = 0 \rightarrow T_{vM} = 49346,52N
 \end{aligned} \tag{131}$$

$$\begin{aligned}
 & -T_{vm} + N_m \cdot \text{sen} a + T_{pm} \cdot \text{sen}(\gamma - \alpha_{pm}) - T_{cm} \cdot \cos(\gamma - \alpha_{pm}) - T_h \cdot \text{sen} \alpha_h = 0 \\
 & -T_{vm} + 70856,58 \cdot \text{sen} 60 + 30707,58 \cdot \text{sen}(18 - 9,25) - 17168,69 \cdot \cos(18 - 5,49) \\
 & - 5219,54 \cdot \text{sen} 1.1 = 0 \rightarrow T_{vm} = 49173,66N
 \end{aligned}$$

Máximo esfuerzo de tracción y mínimo de compresión (con viento a succión y sin enrame)

$$\begin{aligned}
 & -N_M \cdot \cos a + T_{pM} \cdot \cos(\gamma + \alpha_{pM}) - T_{cM} \cdot \text{sen}(\gamma + \alpha_{pM}) - q = 0 \\
 & -N_M \cdot \cos 60 + 30806,63 \cdot \cos(18 + 9,22) - 17182,77 \cdot \text{sen}(18 + 5,48) - 206.64 \cdot 6.8 = 0 \\
 & \rightarrow N_M = 38287,48N
 \end{aligned} \tag{132}$$

$$\begin{aligned}
 & -N_m \cdot \cos a + T_{pm} \cdot \cos(\gamma + \alpha_{pm}) - T_{cm} \cdot \text{sen}(\gamma + \alpha_{pm}) - q = 0 \\
 & -N_m \cdot \cos 60 + 30707,58 \cdot \cos(18 + 9,25) - 17168,69 \cdot \text{sen}(18 + 5,49) - 206.64 \cdot 6.8 = 0 \\
 & \rightarrow N_m = 38102,32N
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & -T_{vM} + N_M \cdot \text{sen} a + T_{pM} \cdot \text{sen}(\gamma + \alpha_{pM}) + T_{cM} \cdot \cos(\gamma + \alpha_{pM}) = 0 \\
 & -T_{vM} + 38287,48 \cdot \text{sen} 60 + 30806,63 \cdot \text{sen}(18 + 9,22) + 17182,77 \cdot \cos(18 + 5,48) = 0 \\
 & \rightarrow T_{vM} = 63009,09N
 \end{aligned} \tag{133}$$

$$\begin{aligned}
 & -T_{vm} + N_m \cdot \text{sen} a + T_{pm} \cdot \text{sen}(\gamma + \alpha_{pm}) + T_{cm} \cdot \cos(\gamma + \alpha_{pm}) = 0 \\
 & -T_{vm} + 38102,32 \cdot \text{sen} 60 + 30707,58 \cdot \text{sen}(18 + 9,25) + 17168,69 \cdot \cos(18 + 5,49) = 0 \\
 & \rightarrow T_{vm} = 62803,69N
 \end{aligned}$$

4.1.7.2. Dimensionado de los soportes

Para una compresión con $N = 71035,5$ N usaremos un perfil rectangular de acero de 4 x 8 cm y 0,4 cm de espesor de acero S275, por lo que $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924 \tag{134}$$

$$c = 135 - 2 \cdot t = 135 - 2 \cdot 4 = 127 \text{ mm} \tag{135}$$

$$\frac{c}{t} = 31,75 \tag{136}$$

$$\frac{c}{t} < \frac{369\varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{369 \cdot 0.924}{13 \cdot 0.5 - 1} = 62.24 \quad (137)$$

Como $\frac{c}{t} \leq 62.24 \rightarrow$ Se trata de un perfil **Clase 1: Plástica** Permiten la formación de la rótula plástica con la capacidad de rotación suficiente para la redistribución de momentos. Para la verificación de la seguridad estructural se deberá emplear el método Plástico o Elástico.

Resistencia de las secciones a compresión

La resistencia de las secciones a compresión, $N_{c,Rd}$, será:

$$N_{c,Rd} = 71035,5 \text{ N} \leq N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} = 233619,048 \text{ N} \quad (138)$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_M} = \frac{275}{1,05} = 261.9 \quad (139)$$

Capacidad a pandeo

Como capacidad a pandeo por flexión, en compresión centrada, de una barra de sección constante, puede tomarse:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} = 84102,86 \text{ N} \quad (140)$$

$$71035,5 \text{ N} < N_{b,Rd} = 84102,86 \text{ N}$$

Siendo:

$$A = 892 \text{ mm}^2.$$

χ coeficiente de reducción por pandeo:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = 1,61 < 2 \quad (141)$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I = 90220,52 N \quad (142)$$

Siendo:

$$I = 71 \text{ cm}^4;$$

$$L_k = 400 \text{ cm por considerarse biarticulado.}$$

$$\text{Como } \lambda = 1,61 \rightarrow \chi = 0,36$$

4.1.7.3. Dimensionado de los tensores

El esfuerzo de tracción es $T_v = 63009,09 \text{ N}$ y un ángulo $\alpha = 33^\circ$.

Los tensores se dimensionaran con dos redondos de acero de 14 mm de diámetro según la figura siguiente:

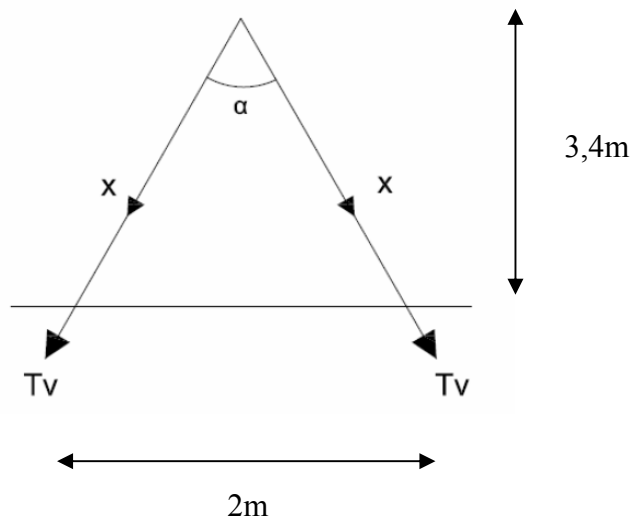


Figura 33: Esquema de carga de los tensores perimetrales de extremos de alambre pórtico.

La tracción en cada redondo será:

$$X = \frac{T_v}{2 \cdot \cos \frac{\alpha}{2}} = \frac{63009,09}{2 \cdot \cos \frac{33}{2}} = 32857,63 N \quad (143)$$

Resistencia de las secciones a tracción

Como resistencia de las secciones a tracción, $N_{t,Rd}$, puede emplearse la plástica de la sección bruta sin superar la última de la sección neta:

$$N_{t,Rd} = 32857,63N \leq N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} = 154mm^2 \cdot 261,9 N/mm^2 = 40333,33N \quad (144)$$

$$N_{t,Rd} = 32857,63N \leq N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{neta} \cdot f_{ud} = 0,9 \cdot 154mm^2 \cdot 328 N/mm^2 = 45460,8N \quad (145)$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_M} = \frac{275}{1,05} = 261,9 \quad f_{ud} = \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{410}{1,25} = 328 \quad (146) \text{ y } (147)$$

4.1.8. Tensores y soportes perimetrales de extremos de correas

La hipótesis de carga máxima tanto para la compresión en los pies inclinados como para la tracción en los vientos, se produce cuando actúan las cargas de presión sobre la correa.

La hipótesis de carga para la compresión mínima en el pie inclinado y la succión mínima en los viento, se produce cuando actúan las cargas de succión sobre las correas.

La presión dinámica calculada anteriormente vale $q_b = 420 N/m^2$.

Para el cálculo del coeficiente de exposición, nos basamos en el *Anejo D del DB-SE Acciones en la edificación: Tabla D.1 Parámetros verticales*.

Interpolando en la tabla, nos resultan los siguientes coeficientes de presión:

A (m ²)	h/d	Zona (según figura)				
		A	B	C	D	E
6.8	$\frac{4.7}{45} = 0.10 \leq 0.25$	-	-	-	0.764	-0.3

Tabla 47: Tabla D.1 Parámetros verticales Coeficiente de exposición en tensores y soportes perimetrales de extremos de correas. [Fragmento] (Fuente: Anejo D del DB-SE AE).

El coeficiente de exposición será 1.64, por lo que la carga para el caso de presión será 526.24 N/m² y en el caso de succión -206.64 N/m².

4.1.8.1. Combinación de hipótesis

Máximo esfuerzo de tracción y compresión

$$\begin{aligned}
 & -N_M \cdot \cos a + T_{cM} \cdot \cos(\gamma - \alpha_{cM}) + q_p = 0 \\
 & -N_M \cdot \cos 69 + 17182,77 \cdot \cos(20 - 5,48) + 526,24 \cdot 6,8 = 0 \rightarrow N_M = 56401,21N
 \end{aligned}
 \tag{148}$$

$$\begin{aligned}
 & -N_m \cdot \cos a + T_{cm} \cdot \cos(\gamma - \alpha_{cm}) + q_p = 0 \\
 & -N_m \cdot \cos 69 + 17168,69 \cdot \cos(20 - 5,49) + 526,24 \cdot 6,8 = 0 \rightarrow N_m = 56365,27N
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & -T_{vM} + N_M \cdot \text{sen} a + T_{cM} \cdot \text{sen}(\gamma - \alpha_{cM}) = 0 \\
 & -T_{vM} + 56401,21 \cdot \text{sen} 69 + 17182,77 \cdot \text{sen}(20 - 5,48) = 0 \rightarrow T_{vM} = 56963,10N
 \end{aligned}
 \tag{149}$$

$$\begin{aligned}
 & -T_{vm} + N_m \cdot \text{sen} a + T_{cm} \cdot \text{sen}(\gamma - \alpha_{cm}) = 0 \\
 & -T_{vm} + 56365,27 \cdot \text{sen} 69 + 17168,69 \cdot \text{sen}(20 - 5,49) = 0 \rightarrow T_{vm} = 56923,12N
 \end{aligned}$$

Mínimo esfuerzo de tracción y compresión

$$\begin{aligned}
 & -N_M \cdot \cos a + T_{cM} \cdot \cos(\gamma + \alpha_{cM}) - q_s = 0 \\
 & -N_M \cdot \cos 69 + 17182,77 \cdot \cos(20 + 5,48) - 206.64 \cdot 6.8 = 0 \rightarrow N_M = 39362,74N
 \end{aligned}
 \tag{150}$$

$$\begin{aligned}
 & -N_m \cdot \cos a + T_{cm} \cdot \cos(\gamma + \alpha_{cm}) - q_s = 0 \\
 & -N_m \cdot \cos 69 + 17168,69 \cdot \cos(20 + 5,49) - 206,64 \cdot 6,8 = 0 \rightarrow N_m = 39323,67N \\
 \\
 & -T_{vM} + N_M \cdot \text{sena} + T_{cM} \cdot \text{sen}(\gamma + \alpha_{cM}) = 0 \\
 & -T_{vM} + 39362,74 \cdot \text{sen}69 + 17182,77 \cdot \text{sen}(20 + 5,48) = 0 \rightarrow T_{vM} = 44140,24N \\
 & \hspace{20em} (151) \\
 \\
 & -T_{vm} + N_m \cdot \text{sena} + T_{cm} \cdot \text{sen}(\gamma + \alpha_{cm}) = 0 \\
 & -T_{vm} + 39323,67 \cdot \text{sen}69 + 17168,69 \cdot \text{sen}(20 + 5,49) = 0 \rightarrow T_{vm} = 44100,12N
 \end{aligned}$$

4.1.8.2. Dimensionado de los soportes

Para una compresión con $N = 56401,21 \text{ N}$ y succión con $T_v = 56963,1 \text{ N}$ usaremos un perfil rectangular de acero de $5 \times 7 \text{ cm}$ y $0,4 \text{ cm}$ de espesor de acero S275, por lo que $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924 \quad (152)$$

$$c = 135 - 2 \cdot t = 135 - 2 \cdot 4 = 127 \text{ mm} \quad (153)$$

$$\frac{c}{t} = 31,75 \quad (154)$$

$$\frac{c}{t} < \frac{369\varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{369 \cdot 0,924}{13 \cdot 0,5 - 1} = 62,24 \quad (155)$$

Como $\frac{c}{t} \leq 62,24 \rightarrow$ Se trata de un perfil **Clase 1: Plástica** Permiten la formación de la rótula plástica con la capacidad de rotación suficiente para la redistribución de momentos. Para la verificación de la seguridad estructural se deberá emplear el método Plástico o Elástico.

Resistencia de las secciones a compresión

La resistencia de las secciones a compresión, $N_{c,Rd}$, será:

$$N_{c,Rd} = 56401,21 N \leq N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} = 233619,05 N \quad (156)$$

Capacidad a pandeo

Como capacidad a pandeo por flexión, en compresión centrada, de una barra de sección constante, puede tomarse:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} = 0,30 \cdot 892 \cdot 261,9 = 70786,57 N \quad (157)$$

$$56401,21 N < N_{b,Rd} = 70786,57 N$$

Siendo:

$$A = 892 \text{ mm}^2.$$

χ coeficiente de reducción por pandeo:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{892 \cdot 261,9}{89107,6}} = 1,67 < 2 \quad (158)$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I = \left(\frac{\pi}{370}\right)^2 \cdot 2,06 \cdot 10^7 \cdot 60 = 89107,6 N \quad (159)$$

Siendo:

$$I = 60 \text{ cm}^4;$$

$L_k = 370 \text{ cm}$ por considerarse biarticulado.

Como $\lambda = 1,67 \rightarrow \chi = 0,30$

4.1.8.3. Dimensionado de los tensores

El máximo esfuerzo que soportarán estos elemento será $T_v = 56963,1 \text{ N}$.

En el caso de los tensores que vienen en la dirección de las correas, tenemos dos configuraciones, para el caso de los que vienen de correas y amagados, será igual que en caso anterior, con $\alpha = 33^\circ$:

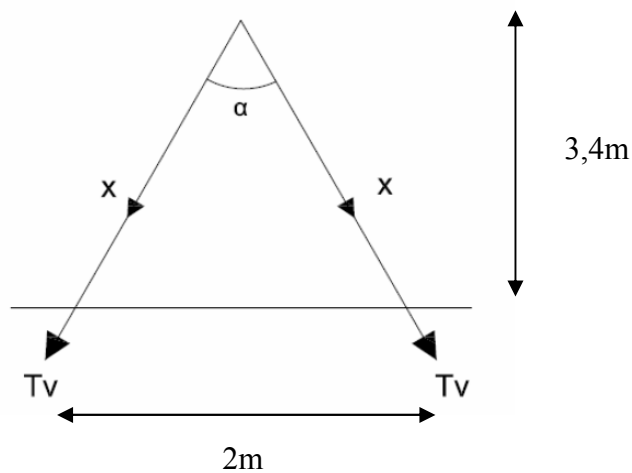


Figura 34: Esquema 1 de carga de los tensores perimetrales de extremos de correas.

La tracción en cada redondo será:

$$X = \frac{T_v}{2 \cdot \cos \frac{\alpha}{2}} = \frac{56963,1}{\cos \frac{33}{2}} = 29704,8 \text{ N} \quad (160)$$

En el caso de los tensores que vienen de las cabezas de las rasps, su configuración será como indica la figura siguiente, con $\alpha=16,5^\circ$:

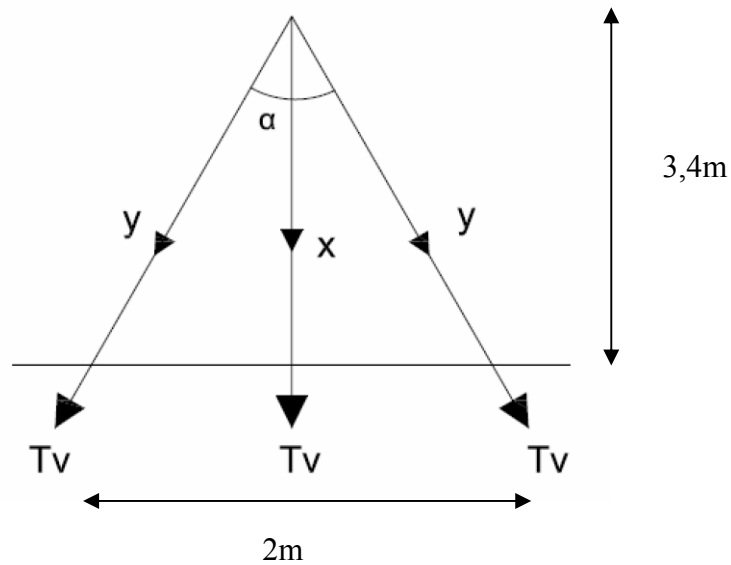


Figura 35: Esquema 2 de carga de los tensores perimetrales de extremos de correas

Hilo central:

$$X(N) = \frac{T_v(N)}{1 + 2 \cdot \cos^3 \alpha} = 20066,82 \text{ N} \quad (161)$$

Hilos laterales:

$$Y(N) = X(N) \cdot \cos^2 \alpha = 18448,14 \text{ N} \quad (162)$$

De acuerdo con lo expuesto, lo que lo dimensionaremos para el caso más desfavorable que es el primero, con una tensión de 29704,8 N. Se usarán redondos macizos de 14 mm de diámetro.

Resistencia de las secciones a tracción

Como resistencia de las secciones a tracción, $N_{t,Rd}$, puede emplearse la plástica de la sección bruta sin superar la última de la sección neta:

$$N_{t,Rd} = 29704,8 \text{ N} \leq N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} = 154 \text{ mm}^2 \cdot 261,9 \text{ N/mm}^2 = 40333,33 \text{ N} \quad (163)$$

$$N_{t,Rd} = 29704,8N \leq N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{neta} \cdot f_{ud} = 0,9 \cdot 154mm^2 \cdot 328 N / mm^2 = 45460,8N \quad (164)$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_M} = \frac{275}{1,05} = 261,9 \quad f_{ud} = \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{410}{1,25} = 328 \quad (165) \text{ y } (166)$$

4.1.9 Resumen de elementos calculados

	Elemento empleado	Máx. esfuerzo
Pies derechos	Redondo 9 cm de diámetro y 0.5 cm de espesor	29223,42 N
Amagados	2 cables acerados de 4 mm de diámetro	26581,76 N
Soportes perimetrales de extremos de alambre pórtico (pies inclinados)	Perfil rectangular de 4x8 cm y 0,4 cm de espesor	71035,5 N
Tensores perimetrales de extremos de alambre pórtico (vientos)	Redondo macizo de 1,4 cm de diámetro	63009,09 N
Soportes perimetrales de extremos de correas (pies inclinados)	Perfil rectangular de 5x7 cm y 0,4 cm de espesor	56401,21 N
Tensores perimetrales de extremos de correas (vientos)	Redondo macizo de 1,4 cm de diámetro	56963,1 N

Tabla 48: Resumen de elementos verticales calculados.

Estos serían los valores resultantes para cada elemento, no obstante, a la hora de construir el invernadero los elementos se tratarían de homogeneizar, quedando finalmente:

	Elemento empleado
Pies derechos	Redondo 9 cm de diámetro y 0.5 cm de espesor
Amagados	2 cables acerados de 4 mm de diámetro
Soportes perimetrales de extremos de alambre pórtico (pies inclinados)	Perfil rectangular de 5x7 cm y 0,4 cm de espesor
Tensores perimetrales de extremos de alambre pórtico (vientos)	Redondo macizo de 1,4 cm de diámetro
Soportes perimetrales de extremos de correas (pies inclinados)	Perfil rectangular de 4x8 cm y 0,4 cm de espesor
Tensores perimetrales de extremos de correas (vientos)	Redondo macizo de 1,4 cm de diámetro

Tabla 49: Elementos finales empleados en la estructura vertical.

4.2 COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS

A continuación se presenta una comparación de los resultados del dimensionamiento de los distintos elementos resistentes obtenidos por el método analítico y los empleados en el invernadero construido:

	Construidos	Calculados
Correas superiores e inferiores	Trenza galvanizada de 3x3 mm	Trenza acerada de 2x3mm
Locas	Trenza galvanizada de 2x2,5 mm	Trenza acerada de 2x3mm
Alambre pórtico superior e inferior	Trenza galvanizada de 3x3 mm	Trenza acerada de 3x3mm
Malla superior e inferior	Alambre acerado triple galvanizado de 2,5 mm	Alambre dulce de 4,4 mm
Estructura de enrame	Trenza galvanizada de 2x3 mm	Alambre retrofilado sobregalvanizado de 3 mm
Pies derechos	Redondo hueco 8 cm de diámetro y 1,7 cm de espesor	Redondo 8 cm de diámetro y 2 cm de espesor
Amagados	Trenza de 3x3 mm galvanizada	2 cables acerados de 4 mm de diámetro
Soportes perimetrales de extremos de alambre pórtico y de correas (pies inclinados)	Perfil rectangular hueco de acero de 10 x 5 cm y 3 mm de espesor	Perfil rectangular de 4x8 cm y 0,4 cm de espesor
Tensores perimetrales de extremos de alambre pórtico y de correas (vientos)	Perfil redondo hueco de 30 mm de diámetro, 1,2 mm de espesor	Redondo macizo de 1,4 cm de diámetro

Tabla 50: Comparación de resultados.

De forma general se observa que no existen diferencias significativas, en todos los casos existe similitud entre el elemento seleccionado y sus dimensiones, se van a estudiar de forma individual cada uno de estos resultados.

En el invernadero construido se distingue entre correas, que serían las que irían en las cabezas de los pies derechos y de los amagados; y locas, que corresponderían a las que van entre éstos dos. En el invernadero calculado no se ha hecho esta distinción sino que se han calculado todas por igual, ya que no es lógico diferenciarlos desde el

punto de vista del cálculo, pues se encuentran sometidas a las mismas cargas. En ambos casos, locas y correas, se encuentran sobredimensionadas en baja medida.

En el alambre pórtico se ha empleado en la construcción el mismo elemento que se ha obtenido en el cálculo.

En la malla se ha empleado alambre acerado triple galvanizado y en el cálculo alambre normal o dulce, esta diferencia hace que las dimensiones sean menores en el primer caso respecto al segundo. No obstante, serían elementos equivalentes en cuanto a su resistencia a rotura.

La estructura de enrame también se encuentra sobredimensionada, no sería necesario emplear un elemento de esa resistencia a rotura, con el alambre retrofilado sobre galvanizado quedarían cubiertas las necesidades para las cargas descritas en el cálculo. El dimensionado de este elemento es más subjetivo que el resto, ya que depende del tipo de hortaliza que se entutore, estudios realizados por Pérez et al., en 1992, cifran esta carga en 10 kp/m^2 como máximo.

En los pies derechos se ha empleado un perfil redondo hueco en ambos casos similar, en el caso del invernadero construido usa un perfil que no queda recogido en la normativa *NBE EA-95. Estructuras de acero en edificación. Anejos de la Parte 2. Tabla 2.A2.1. Perfiles huecos redondos.*

Para los amagados se empleó una trenza acerada de 3x3 mm, según las cargas calculadas, esta trenza no es suficiente, se tendría que aumentar el área para obtener una mayor resistencia, se ha optado por dos cables acerados de 4 mm de diámetro, así aumentamos la superficie y además poseen una mayor resistencia a rotura.

En el caso de los soportes perimetrales de extremos de alambre pórtico y de correas (pies inclinados) se ha empleado en ambos casos un perfil rectangular hueco, quedando sobredimensionado en el invernadero construido.

Los tensores perimetrales de extremos de alambre pórtico y de correas (vientos) se han dimensionado con un perfil redondo hueco que no queda recogido en la normativa *NBE EA-95. Estructuras de acero en edificación. Anejos de la Parte 2. Tabla 2.A2.1. Perfiles huecos redondos*. Para el cálculo se ha optado por un perfil redondo macizo con un diámetro superior al construido por lo que se deduce que el empleado en la construcción puede no ser suficiente.

4.3 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

Atendiendo a los resultados analizados en el trabajo, podemos concluir que en general el invernadero no está bien diseñado desde el punto de vista del cálculo. Se han analizado ocho elementos, de los cuales cinco no estarían bien dimensionados.

Cada componente del invernadero es de vital importancia para mantener la estructura en caso de fuertes vientos, lluvia, nieve, etc., si falla alguno de ellos, la estructura caería por “efecto dominó”.

Aparecen dos elementos que según los cálculos realizados, adaptando el nuevo código de la edificación, no cumplirían con las comprobaciones de seguridad. En los dos casos se trata de elementos de la estructura vertical que trabajan a tracción, amagados y tensores perimetrales.

Como se ha adelantado existen otros elementos que están sobredimensionados ya que, de acuerdo con lo expuesto por Pérez et al., 1991, “los elementos que estaban sobredimensionados lo siguen estando ya que nadie se ha preocupado de aquellos que no fallan”.

Esta situación se daría en las correas, aunque en baja medida; otro caso sería el alambre del entutorado, que como se ha expuesto es el elemento más subjetivo a la hora de calcularlo, ya que depende del peso de las hortalizas.

El tercer elemento sobredimensionado es el soporte perimetral o pie inclinado, éste aportaría casi el doble de la resistencia que aporta el calculado. Los pies inclinados son elementos que en general trabajan a compresión, pero están dotados de una pequeña cimentación que hace que si se aplica sobre ellos cierta tracción puedan soportarla, si esto ocurriera amortiguaría los esfuerzos que se dieran en las uniones con los tensores, paliando en cierta medida el déficit existente en los tensores perimetrales.

Observando la evolución histórica de los invernaderos, se puede entender como éstos han llegado a construirse sin un cálculo previo, ya que partiendo de la estructura de los parrales y a través de la experiencia, se ha conseguido diseñar un invernadero competente. No obstante, sería recomendable la realización del diseño antes de su construcción, ya que así se mejorarían aquellos elementos que no cumplen la normativa y se ahorraría al no instalar componentes sobredimensionados.

5. CONCLUSIONES

A continuación se pasan a enumerar las distintas conclusiones extraídas de este trabajo:

- I. En el invernadero estudiado existen elementos de la estructura resistente que no cumple las condiciones de seguridad exigidas por el C.T.E. de 2006.
- II. Se han encontrado en el invernadero construido, elementos resistentes sobredimensionados respecto a lo exigido en el C.T.E. de 2006.
- III. Se observa como deficiencias resistentes en algunos elementos, se suplen con el refuerzo de la estructura mediante otros elementos, en lugar de aumentar la resistencia del primero.
- IV. Teniendo en cuenta los resultados analizados, puede concluirse que, en general, conociendo la evolución y la realidad de la construcción de invernaderos, los que se construyen en la actualidad estarían diseñados adecuadamente.

6. BIBLIOGRAFÍA

6. BIBLIOGRAFÍA

BOSQUE, J. (1979). *Andalucía. Estudios de Geografía Agraria*. Ed. Aljibe: 197 pp.

BRIASSOUILIS, O., WAAIJENBERG, D., GRATRAUD, J., VON ELSNER, B. (1997). “Mechanical properties of covering materials for greenhouses. Part 1: General overview”. *Journal Agricultural Engineering Research*, 67: 81-96.

CALATRAVA, J. (1998). “Eficiencia productiva y adopción de tecnologías en invernaderos almerienses: un análisis mediante funciones de producción frontera estocástica”. Congreso. Universidad politécnica de Valencia.

CASTILLA, N. (2005). *Invernaderos de plástico. Tecnología y Manejo*. Ed. Mundi-Prensa. Madrid.

ELACHACHIA, S.M., BREYSSEA, D., YOTTEA, S., CREMONAC, C. (2005). “A probabilistic multi-scale time dependent model for corroded structural suspension cables”. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 21: 235–245.

GÁLVEZ, F., ATIENZA, J.M., RUIZ, J. y ELICES, M. (2001). “Influencia de la velocidad de deformación en el comportamiento mecánico de alambres de acero trefilados”. *Anales de Mecánica de la Fractura*. Vol. 18. 185:189.

MENDIZÁBAL, M. (1969). “Posibilidades Agrícolas de los Plásticos en la Provincia de Almería”. *Actas de las I Jornadas Regionales de Plásticos en Agricultura, CEPLA*: 11-17.

MOLINA AÍZ, F. D., VALERA MARTINEZ, D.L., GIL RIBES, A. J. y ÁLVAREZ MARTÍNEZ, A. J. (2003). “Evolución de los invernaderos en la provincia de Almería”. *Curso de Control Climático en Invernaderos*. Ed. Universidad de Almería.

MUÑOZ, A. (1991). *Recursos Naturales y Crecimiento Económico en el “Campo de Dalías”*. Ed. Agencia de Medio Ambiente de la junta de Andalucía: 556 pp.

NAVARRO CASTILLO, J.A. (2001) “Evolución y mejoras aplicadas a la tecnología de la producción integrada en los invernaderos de Almería”. El sector agrario y agroalimentario de Almería ante el siglo XXI: evolución y perspectiva de nuestra agricultura en el año 20001: producción integrada : incidencia de las nuevas normativas de residuos de plaguicidas sobre la horticultura almeriense, Ed. Instituto de Estudios Almerienses. págs. 221-246.

NAVARRO CASTILLO, J.A. (1998) “Evolución de los invernaderos de Almería. Parte I”. *Horticultura*, 133: 13-18.

PALOMAR, F. (1994). “XXX Años de Invernaderos en Almería”. Poniente, nº extra de marzo de 1994: 43-113.

PEÑA, A., PÉREZ, F., VALERA, D.L., AYUSO, J. y PÉREZ, J. (2002) “Análisis de cimentaciones a tracción en invernaderos y aproximación al cálculo de las mismas mediante elementos finitos”. *Informes de la Construcción*, vol. 53, nº 477:47-57.

PÉREZ GARCÍA, F., MANZANO AGUGLIARO, F., AYUSO MUÑOZ, J., CABALLERO, A., DE LA CRUZ FERNÁNDEZ, J.L. y LÓPEZ HERNANDEZ, M. (1992). *Invernaderos tipo parral en la provincia de Almería. Tecnología, cálculo constructivo y optimización*. Ed. Escuela Técnica Superior de Ingenieros Agrónomos. Universidad de Córdoba. 163 pp.

PÉREZ PARRA, J. y CÉSPEDES, A. (2008) “Tecnología de los invernaderos mediterráneos: evolución de la tecnología de los invernaderos de bajo consumo energético de Almería”. Ed. Estación Experimental de la Fundación Cajamar.

RUIZ RULL, E. M. (2008). “Cálculo estructural de un invernadero tipo *Almería* siguiendo el nuevo Código Técnico de la Edificación”. Proyecto fin de carrera. Escuela Politécnica Superior. Universidad de Almería.

SERRANO CERMEÑO, Z. (1994). *Construcción de Invernaderos*. Ed. Grupo Mundi-Prensa. Madrid. 507 pp.

VALERA, D. L , MOLINA, F.D. y GIL, J.A. (1999). *Los invernaderos de Almería: Tipología y mecanización del clima*. Ed. Universidad de almería. Instituto de Estudios Almerienses. Almería. 268 pp.

VALERA, D. L , MOLINA, F.D. y PEÑA, A. (2002). *Climatización de Invernaderos*. Ed. Servicio de Publicaciones de la Universidad de almería. Almería. 233 pp.

VALERA, D. L , PEÑA, A., PÉREZ J., ÁLVAREZ, A. y MOLINA, F., LÓPEZ-GÁLVEZ, J. (2003). “Tecno-estructuras como sistemas de protección de protección de cultivos: el invernadero tipo *Almería*”. Curso de Control Climático en Invernaderos. Ed. Universidad de Almería.

VON ELSNER, B., BRIASSOULIS, D., WAAIJENBERG, D., MISTRIOTIS, A.; VON ZABELTITZ, C., GRATRAUD, J., RUSSO, G., SUAY-CORTES, R. (2000-a) “Review of Structural and Functional Characteristics of Greenhouses in European Union Countries: Part I, Design Requirements”. *Journal Agricultural Engineering Research*, 75: 1-16.

VON ELSNER, B., BRIASSOULIS, D., WAAIJENBERG, D., MISTRIOTIS, A.; VON ZABELTITZ, C., GRATRAUD, J., RUSSO, G., SUAY-CORTES, R. (2000-b) “Review of Structural and Functional Characteristics of Greenhouses in European Union Countries: Part II, Design Requirements”. *Journal Agricultural Engineering Research*, 75: 111-126.

NORMATIVA CONSULTADA:

MINISTERIO DE VIVIENDA. 2006. *Código Técnico de la Edificación: Documento Básico de Seguridad Estructural: Acciones en la Edificación*. DB-SE-AE. Real Decreto 314/2006. B.O.E., 28 de marzo de 2006.

MINISTERIO DE FOMENTO. 2002. *Norma Sismorresistente: Parte General y Edificación*. NCSE-02. Real Decreto 997/2002, de 27-sep. B.O.E., 11 de octubre de 2002.

MINISTERIO DE VIVIENDA. 2006. *Código Técnico de la Edificación: Documento Básico de Seguridad Estructural: Acero*. DB-SE-A. Real Decreto 314/2006. B.O.E., 28 de marzo de 2006.

MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS, TRANSPORTE Y MEDIO AMBIENTE. 1996. *Norma Básica de la Edificación: Estructuras de Acero en la Edificación*. NBE-EA95. Real Decreto 1829/1995, de 10-nov. B.O.E.: 18 de enero de 1996.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. 2002. *Invernaderos: Proyecto y Construcción. Parte I: Invernaderos para producción comercial*. UNE-EN-13031-1. Madrid: AENOR.