



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL RAFAELA
Departamento Ingeniería Civil

ASIGNATURA
PROYECTO FINAL

ESTABLO MODULAR DE MADERA LAMINADA
PARA ESTABLECIMIENTOS DE ORDEÑO
BOVINO

AUTOR
FRANCO DANIEL GIAILEVRA

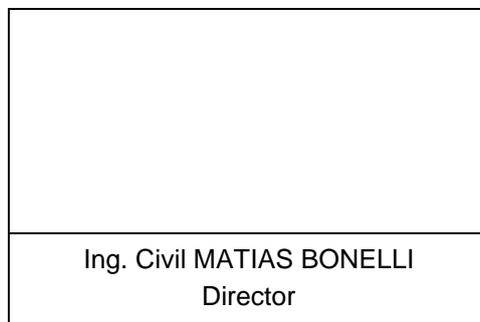
RAFAELA (SF), Febrero de 2020

**ESTABLO MODULAR DE MADERA LAMINADA PARA ESTABLECIMIENTOS
DE ORDEÑO BOVINO**

PROYECTO FINAL
ELABORADO POR
FRANCO GIAILEVRA

BAJO LA DIRECCIÓN DE
ING. CIVIL **MATIAS BONELLI**

**ESTABLO MODULAR DE MADERA LAMINADA PARA ESTABLECIMIENTOS
DE ORDEÑO BOVINO**



**ESTABLO MODULAR DE MADERA LAMINADA PARA ESTABLECIMIENTOS
DE ORDEÑO BOVINO**

TRIBUNAL DE EVALUACIÓN		
Jurado	Jurado Presidente	Jurado

AGRADECIMIENTOS

Mediante estas líneas aprovecho la ocasión para agradecer a aquellas personas que estuvieron incondicionalmente a lo largo de la carrera.

En primer lugar, a mis padres María Elena y Daniel, quienes han depositado su confianza en mí, inculcándome en todo momento el valor del estudio, el esfuerzo y la constancia.

A mis hermanos, Brian y Diego, quienes son parte incondicional de mi vida. A mis primos, Gonzalo, Rodrigo y Federico. A mis tíos María Isabel y Juan Carlos, que supieron aconsejarme en los momentos difíciles de la vida.

En segundo lugar, a mis amigos Hugo, Javier, Gastón y Matías, con los cuales comparto una maravillosa amistad que data de muchos años. A mis compañeros de trabajo, compañeros de fútbol y amigos de la facultad, especialmente a Esteban, Jairo, Juan, Ale y Belén, con quienes compartí muchas horas de estudio y que son los que contribuyeron enormemente a este logro personal.

Al Ing. Héctor Darío Mónaco, quien fue el precursor de la idea de proyecto.

Al Profesor titular de la cátedra Proyecto Final Ing. Hugo Félix Begliardo, quien en todo momento estuvo predispuesto a evacuar mis dudas y consultas, además de poner a disposición toda su experiencia profesional.

A la Licenciada en Química Laura Alegre quien me ayudó a superar los primeros traspies de la carrera.

Hago extensivo este saludo a aquellas personas que facilitaron el acceso a información y conocimientos necesarios para el desarrollo del trabajo.

Y, para finalizar, a Evaristo, mi gato. Por todos esos interminables días de tesis, haciéndome compañía recostado en mi cama y, pidiendo por momentos caricias, como sabiendo que necesitaba distraerme.

PRÓLOGO

La realización del presente Proyecto Final ha surgido a partir de la necesidad de establecer una opción diferente a las técnicas constructivas empleadas normalmente en la concepción de rodeos lecheros.

De acuerdo a un relevamiento realizado sobre los recintos destinados para tal finalidad, se pudo constatar que aquellos constituidos con materiales metálicos, presentaban evidentes signos de deterioro por oxidación, tanto en la estructura como en la cubierta. Esto es debido a la acción conjunta de la condensación intersticial y los gases desprendidos por sudación, efluentes líquidos y excrementos del ganado (amoníaco, dióxido de carbono, ácido sulfhídrico, etc.).

A partir del análisis previo, se plantea un prototipo de tambo construido con madera compensada, cuyas características productivas sean de explotación intensiva mediante el empleo de un sistema de producción con cama de compostaje (tipo establo).

El objetivo principal es resolver la problemática detectada y proponer mejoras para lograr un tambo reutilizable e integral, cuyo sistema constructivo considere aspectos productivos, de rentabilidad y de sustentabilidad.

El proyecto es reutilizable, en el sentido que permite ser desarmado y trasladado hacia una nueva explotación, siendo de gran solución para aquellos productores que no poseen estancias propias y deban alquilar. Es integral porque considera una descripción pormenorizada de los métodos empleados al momento de concebir materialización de la obra propuesta.

La premisa es clara; recurrir a técnicas, elementos y procedimientos convencionales, en pos de lograr un proceso constructivo, adaptable a las diferentes situaciones tecnológicas, sociales, económicas, garantizando en todo momento óptimas condiciones de habitabilidad y seguridad para el correcto desarrollo de ésta actividad agropecuaria.

Es una alternativa que no solo promueve la optimización de los recursos utilizados en el sistema lechero propuesto, sino que también establece un precedente para la investigación en el área del desarrollo rural.

La concepción del trabajo parte de la recopilación de antecedentes e información provista de manuales, libros, editoriales y documentos; como también de la realización de entrevistas a profesionales, productores y mano de obra afín.

Cabe aclarar que el propósito no es cuestionar el sistema de producción láctea, sino brindar elementos que tiendan a mejorar la prestancia de los recursos implicados en dicho proceso productivo.

El Proyecto se estructuró en cinco capítulos:

En el capítulo 1 se ha realizado una introducción sobre las características del mecanismo productivo afín a la producción lechera del país y de la provincia de Santa Fe, haciendo hincapié en la clasificación de los sistemas de producción actuales.

El capítulo 2 está dedicado a la estructura general del trabajo, los antecedentes y los problemas detectados que motivaron su confección, sus objetivos, sus fundamentos teóricos, metodológicos y la resolución adoptada. Seguidamente se establecen las consideraciones previas de diseño, además de determinar una descripción general del proyecto abordado. Además se instituye un

cronograma tentativo de los aspectos, parámetros, conocimientos y consideraciones previas necesarias para el desarrollo de la estructura, en el cual se analizan tipologías de pórticos posibles de conformar el sistema estructural principal, hasta elegir la opción más viable.

El capítulo 3 expone de manera general, las distintas aplicaciones constructivas que presenta la utilización de madera en todas sus formas. A su vez, propone un enfoque más detallado sobre las propiedades físicas-mecánicas, las ventajas y desventajas asociadas al uso de la madera laminada en diversos proyectos. Por último, se menciona el marco legal vigente que regula el cálculo de la estructura propuesta.

En el capítulo 4 se detalla de manera pormenorizada el cálculo de todos los componentes estructurales primarios: superiores (correas), intermedios (pórticos) e inferiores (cimentaciones). Sin exceptuar de dicho cálculo, los componentes estructurales secundarios (arriostramientos de cubierta y laterales) y la materialización de las uniones mecánicas entre todos los componentes, imprescindibles al momento de asegurar el correcto funcionamiento y la estabilidad de la estructura.

Por último, el capítulo 5 describe las conclusiones, agrupadas en función a los siguientes temas: tipo de proyecto, proceso de diseño estructural, modelado y virtualización de estructuras de sección variable, comentarios respecto de todos los elementos estructurales dimensionados, y por último reseñas sobre programa de cálculo empleado. Posteriormente se enumeran una serie de futuras líneas de investigación que derivan del presente Proyecto.

La memoria concluye con el listado de las referencias bibliográficas. Conforme a las pautas de presentación, dichas fuentes se citan en orden alfabético, por autor y año de publicación, recogándose al final del texto de forma completa, sujeto al estilo Harvard – Anglia Ruskin University.

Finalmente se encuentra el Anexo A, el cual cuenta con toda la documentación gráfica (planos y detalles) del sistema estructural calculado.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS	vii
PRÓLOGO.....	x
ÍNDICE	xiii
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	xix
LISTA DE TABLAS	xxv
LISTA DE FIGURAS	xxvii
CAPÍTULO 1. MARCO	1
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. SISTEMAS DE PRODUCCIÓN DE LECHE	1
1.2.1. Clasificación	1
1.2.2. Componentes.....	2
1.2.2.1. Hombre	3
1.2.2.2. Ganado	3
1.2.2.2.1. Medidas del ganado.....	3
1.2.2.3. Medioambiente.....	3
1.2.3. Tambo.....	4
1.2.3.1. Parámetros técnico-productivos	5
1.2.3.1.1. Tamaño de los establecimientos	5
1.2.3.1.2. Tamaño del rodeo	5
1.2.3.1.3. Disponibilidad de terrenos.....	5
1.3. CARACTERÍSTICAS DE LA PRODUCCIÓN LECHERA ARGENTINA	6
1.3.1. Cadena láctea argentina	6
1.3.1.1. Ubicación de las principales cuencas lecheras.....	6
1.3.2. Mecanismo productivo	7
1.3.2.1. Actualidad	8
1.3.2.2. Futuro	9
1.4. CARACTERÍSTICAS DE LA INDUSTRIA LÁCTEA SANTAFESINA	9
1.4.1. Cadena láctea santafesina	9
1.4.1.1. Localización de zonas de producción láctea	10
1.4.1.2. Entorno climático.....	11
CAPÍTULO 2. PREMISAS Y PROYECTO	13
2.1. ANTECEDENTES	13

2.2.	OBJETIVOS.....	14
2.2.1.	Objetivos Parciales.....	14
2.3.	JUSTIFICACIÓN	15
2.3.1.	Justificación teórica.....	15
2.3.2.	Justificación metodológica.....	16
2.4.	SOLUCIÓN PROPUESTA.....	16
2.5.	METODOLOGÍA.....	17
2.5.1.	Configuración geométrica.....	17
2.5.1.1.	Dimensiones y forma arquitectónica.....	18
2.5.1.2.	Propiedades mecánicas del material principal componente	19
2.5.2.	Modulación.....	19
2.5.3.	Predimensionamiento.....	20
2.5.4.	Análisis estructural	20
2.5.4.1.	Método de cálculo	20
2.5.4.2.	Grados de libertad y vínculos	21
2.5.4.3.	Cargas actuantes	21
2.5.4.4.	Combinaciones de cargas	22
2.5.4.5.	Envolvente de combinaciones de cargas	22
2.5.5.	Dimensionamiento.....	23
2.5.6.	Revisión estructural.....	23
2.6.	ESPECIFICACIONES Y ALCANCE	24
2.7.	CONSIDERACIONES GENERALES PREVIAS.....	24
2.8.	DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO.....	24
2.9.	COMPONENTES DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO.....	25
2.9.1.	Sistema estructural.....	25
2.9.1.1.	Sistema estructural primario.....	30
2.9.1.2.	Sistema estructural secundario	30
2.9.2.	Sistema envolvente	30
2.9.2.1.	Cerramiento horizontal exterior	31
2.9.2.2.	Cerramiento vertical exterior	32
CAPÍTULO 3.	MADERA	33
3.1.	INTRODUCCIÓN	33
3.2.	MADERA LAMINADA ENCOLADA	33

3.2.1.	Antecedentes	34
3.2.3.	Proceso de fabricación	35
3.2.3.1.	Uniones	35
3.2.3.2.	Encolado	36
3.2.3.3.	Adhesivos	36
3.2.3.4.	Prensado.....	37
3.2.3.5.	Operaciones finales.....	37
3.2.3.6.	Requisitos de calidad	37
3.2.4.	Marco legal.....	38
3.2.5.	Propiedades físicas	38
3.2.5.1.	Densidad.....	38
3.2.6.	Propiedades mecánicas	39
3.2.6.1.	Tracción paralela a las fibras.....	39
3.2.6.2.	Compresión paralela a las fibras	40
3.2.6.3.	Flexión	40
3.2.6.4.	Módulo de elasticidad E	41
3.2.6.5.	Coefficiente de Poisson μ	42
3.2.7.	Elección de la madera: eucalipto Grandis	42
CAPÍTULO 4.	CÁLCULO ESTRUCTURAL.....	45
4.1.	CONFORMACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL	45
4.2.	COMPONENTES ESTRUCTURALES SUPERIORES: CORREAS	46
4.2.1.	Paneles: distancia entre apoyos.....	46
4.2.2.	Predimensionado de correas.....	55
4.2.3.	Dimensionado de correas.....	60
4.2.3.1.	Valores de tensiones de diseño	64
4.2.3.1.1.	Tensión de diseño para la flexión f_b	64
4.2.3.1.2.	Tensión originada por el esfuerzo de corte paralelo a la dirección de las fibras (corte horizontal) f_v	65
4.2.3.1.3.	Tensión originada por el esfuerzo de compresión perpendicular a la dirección de las fibras f_c^\perp	66
4.2.3.2.	Valores de tensiones de diseño de referencia	67
4.2.3.2.1.	Tensión de diseño para la flexión de referencia, F_b	67
4.2.3.2.2.	Tensión de diseño en corte paralelo a las fibras, de referencia, F_v	67

4.2.3.2.3.	Tensión de diseño en corte perpendicular a las fibras, de referencia F_c^\perp	67
4.2.3.3.	Valores de diseño ajustadas	67
4.2.3.3.1.	Tensión de diseño en flexión ajustada $F'b$	68
4.2.3.3.2.	Tensión de diseño en corte paralelo a las fibras ajustada $F'v$	68
4.2.3.3.3.	Tensión de diseño en corte perpendicular a las fibras, ajustada $F'c^\perp$	69
4.2.3.4.	Factores de ajuste.....	69
4.2.3.4.1.	Factor de duración de la carga CD	69
4.2.3.4.2.	Factor de condición de servicio CM	69
4.2.3.4.3.	Factor de temperatura Ct	69
4.2.3.4.4.	Factor de volumen CV	69
4.2.3.4.5.	Factor de curvatura CC	70
4.2.3.4.6.	Factor de distribución lateral de cargas Cr	70
4.2.3.4.7.	Factor de estabilidad lateral de la viga CL	70
4.2.3.5.	Verificación de resistencias	73
4.2.3.5.1.	Verificación de la resistencia a la flexión	73
4.2.3.5.2.	Verificación de la resistencia al corte paralelo a la dirección de las fibras	74
4.2.3.5.3.	Verificación de la resistencia a la compresión perpendicular a la dirección de las fibras	74
4.2.3.6.	Control de las deformaciones.....	75
4.2.3.6.1.	Deformación instantánea Δi	77
4.2.3.6.2.	Deformación neta final Δf_{net}	78
4.3.	COMPONENTES ESTRUCTURALES INTERMEDIOS: PÓRTICOS.....	79
4.3.1.	Predimensionado de pórticos	79
4.3.2.	Dimensionado de pórticos	80
4.3.2.1.	Prototipo "A"	80
4.3.2.2.	Verificación a flexo-compresión.....	83
4.4.	COMPONENTES ESTRUCTURALES INFERIORES: BASES	87
4.4.1.	Desarrollo de cálculo.....	88
4.4.1.1.	Dimensiones de solera.....	88
4.4.1.2.	Dimensiones del fuste	89
4.4.1.3.	Cuantía mínima en voladizos	90
4.4.1.4.	Tensión ficticia de contacto	91
4.4.1.5.	Determinación de momentos flectores en el borde de la columna.....	91
4.4.1.6.	Cálculo de momentos nominales necesarios	92

4.4.1.7.	Predimensionamiento de la altura por flexión.....	92
4.4.1.8.	Verificación de seguridad al punzonamiento	93
4.4.1.9.	Verificación de la altura al corte	95
4.4.1.10.	Cálculo de las armaduras de flexión.....	96
4.4.1.11.	Adopción y distribución de la armadura de flexión.....	97
4.4.1.12.	Adopción del talón de la base	99
4.5.	UNIONES MECÁNICAS ENTRE COMPONENTES ESTRUCTURALES.....	99
4.5.1.	Unión entre correa y pórtico	99
4.5.1.1.	Verificación de la unión propuesta bajo la combinación de la acción del viento W y del peso propio D	103
4.5.1.1.1.	Resistencia a la extracción de diseño ajustada de la unión W'	103
4.5.1.1.2.	Resistencia lateral de diseño ajustada Z'	106
4.5.1.2.	Verificación de la unión propuesta bajo la combinación de la acción del peso propio D y la sobrecarga de uso (Lr)	108
4.5.2.	Enlace articulado en el nudo de cumbrera	108
4.5.2.1.1.	Resistencia lateral de diseño ajustada en dirección paralela a las fibras Z'	112
4.5.3.	Unión de pórtico al apoyo mediante rótula articulada	115
4.5.3.2.1.	Resistencia lateral de diseño ajustada en dirección paralela a las fibras $Z//'$	120
4.5.3.2.2.	Resistencia lateral de diseño ajustada en dirección perpendicular a las fibras $Z\perp'$	123
4.6.	ARRIOSTRAMIENTOS	126
4.6.1.	Arriostramientos de cubierta.....	126
4.6.2.	Arriostramientos laterales.....	128
4.7.	RESUMEN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	130
CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN		131
5.1.	CONCLUSIONES.....	131
5.1.1.	Tipo de proyecto	131
5.1.2.	Proceso de diseño estructural	131
5.1.3.	Modelado y virtualización de estructuras de sección variable.....	132
5.1.4.	Comentarios respecto de los elementos estructurales	132
5.1.4.1.	Aspectos referidos al cálculo de las correas.....	132
5.1.4.2.	Aspectos referidos al cálculo de los pórticos	132
5.1.4.3.	Aspectos referidos al cálculo de las bases	132
5.1.4.4.	Aspectos referidos al cálculo de las articulaciones	133

5.1.4.5. Aspectos referidos al cálculo de los arriostramientos	133
5.1.5. Programa de cálculo empleado: SAP 2000	133
5.2. LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN	134
Bibliografía.....	135
PLANOS Y DETALLES.....	139

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

A_{adop}	Área necesaria de acero adoptada como arriostramiento
A_m	Área bruta de la sección transversal del miembro principal de fijación
A_{nec}	Área necesaria de acero empleado como arriostramiento
A_o	Área de la base encerrada por el perímetro crítico de punzonamiento
A_s	Suma de las áreas brutas de las secciones transversales de los miembros laterales
$A_{s\ min.}$	Área mínima de la armadura de flexión
A_{sx}	Área necesaria de la armadura de flexión respecto al eje X
A_{sy}	Área necesaria de la armadura de flexión respecto al eje Y
A_t	Área total de la cubierta
A_2^*	Giro en panel entre apoyos A y C1
B	Lado menor de base
B_1^*	Giro en panel entre apoyos C1 y C2
a	Factor dependiente de la condición de vínculo en un miembro estructural simple comprimido
b	Ancho de la sección transversal en un miembro estructural flexionado
b_c	Espesor de pórtico
b_c	Ancho de correas
b_o	Perímetro crítico de punzonamiento
b_x	Dimensión de fuste columna respecto al eje X
b_y	Dimensión de fuste columna respecto al eje Y
C_C	Factor de curvatura
C_D	Factor de duración de la carga
C_g	Factor de acción de grupo
C_L	Factor de estabilidad lateral de la viga
C_M	Factor de condición de servicio
C_P	Factor de estabilidad del miembro comprimido
C_r	Factor de distribución lateral de cargas
C_t	Factor de temperatura
C_{tn}	Factor de clavado oblicuo
C_V	Factor de volumen
c	Distancia desde el eje neutro hasta la fibra más alejada
c_c	Recubrimiento de hormigón libre de armadura de acero
c_x	Dimensión de columna respecto al eje X
c_y	Dimensión de columna respecto al eje Y

D	Cargas permanentes o las solicitaciones producidas por ellas
D	Diámetro nominal del elemento de fijación
D_1	Distancia del baricentro de la chapa trapezoidal de panel respecto al eje primitivo X
D_2	Distancia del baricentro del tableado de panel respecto al eje primitivo X
d	Altura de la sección transversal en un miembro estructural flexionado o ancho de la misma en un miembro estructural sometido a esfuerzo normal
d	Altura comprendida entre armadura de la cimentación con respecto a su base superior
$d_{mín.}$	Mínimo valor de d
$d_{máx.}$	Máximo valor de d
d_b	Diámetro nominal de barra de acero
d_x	Altura de base respecto al eje X
d_y	Altura de base respecto al eje Y
d_1	Lado mayor de la sección transversal
d_2	Lado menor de la sección transversal
d_c	Altura de correas
E	Sismos de ocurrencia excepcional
E	Módulo de elasticidad longitudinal de referencia
E'	Módulo de elasticidad longitudinal ajustado
E_m	Módulo de elasticidad del miembro principal
$E_{mín.}$	Módulo de elasticidad para el cálculo de la estabilidad de vigas y columnas de referencia
E_s	Módulo de elasticidad del miembro lateral
$E'_{mín.}$	Módulo de elasticidad para el cálculo de la estabilidad de vigas y columnas ajustado
F	Cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades y presiones bien definidas y alturas máximas controlables o las solicitaciones producidas por ellas
F_b	Tensión de diseño para la flexión de referencia
F_b^*	Tensión de diseño en flexión de referencia multiplicada por todos los factores de ajuste, excepto C_L
F_{bE}	Tensión crítica de pandeo en miembros flexionados
F_{cE1}	Tensión crítica de pandeo en miembros comprimidos respecto al eje de mayor momento de inercia
F_{cE2}	Tensión crítica de pandeo en miembros comprimidos respecto al eje de menor momento de inercia
F_e	Tensión de aplastamiento
F'_b	Tensión de diseño en flexión ajustada
F'_{b1}	Tensión de diseño en flexión respecto al eje de mayor momento de inercia ajustada
F'_{b2}	Tensión de diseño en flexión respecto al eje de menor momento de inercia ajustada
F'_c	Tensión de diseño en compresión paralela a las fibras ajustada, e
$F_c \perp$	Tensión de diseño en corte perpendicular a las fibras de referencia
$F'_c \perp$	Tensión de diseño en corte perpendicular a las fibras, ajustada

F_{em}	Resistencia al aplastamiento de referencia del miembro principal
F_{es}	Resistencia al aplastamiento de referencia del miembro lateral
F_v	Tensión de diseño en corte paralelo a las fibras de referencia
F'_v	Tensión de diseño en corte paralelo a las fibras ajustada
F_{yb}	Tensión de fluencia en flexión del elemento de fijación
f_b	Tensión de diseño para la flexión
f_{b1}	Tensión originada por el momento flector producido por las cargas transversales actuando normalmente al eje de mayor momento de inercia
f_{b2}	Tensión originada por el momento flector producido por las cargas transversales actuando normalmente al eje de menor momento de inercia
f_c	Tensión originada por el esfuerzo de compresión paralelo a la dirección de las fibras
f'_c	Resistencia especificada a la compresión del hormigón
$f_c \perp$	Tensión originada por el esfuerzo de compresión perpendicular a la dirección de las fibras
f_v	Tensión originada por el esfuerzo de corte paralelo a la dirección de las fibras
f_y	Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa
G	Gravedad específica anhidra
G	Módulo de elasticidad transversal
GC_{pf}	Coefficientes de presión externa
GC_{pi}	Coefficientes de presión interna
H	Cargas debidas al peso y presión lateral del suelo, del agua en el suelo u otros materiales o las solicitaciones producidas por ellas
H_p	Altura del canto mayor de pórtico
h	Altura media de la cubierta
h_m	Altura promedio de los cantos mayor y menor de pórtico
h_p	Altura del canto menor de pórtico
I	Factor de importancia en carga de viento
I_c	Momento de inercia en correa
I_T	Momento de inercia de panel
I_{x1}	Momento de inercia propio de chapa trapezoidal de panel
I_{x2}	Momento de inercia propio del tableteado interior de panel
K_{cr}	Factor de deformación dependiente del tiempo
k	Factor variable dependiente del canto de pórtico considerado
$k_{a \text{ mín}}$	Factor que determina cuantía mínima
k_d	Factor de direccionalidad del viento
k_3	Coefficiente determinado por $K_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1+R_e)}{R_e} + \frac{2 F_{yb} (2+R_e) D^2}{3 F_{em} l_s^2}}$
L	Sobrecargas o las solicitaciones producidas por ellas
L	Lado mayor de la base
L_p	Longitud de cálculo de pórtico

L_r	Sobrecargas en las cubiertas o las solicitaciones producidas por ellas
L_x	Dimensión de base respecto al eje X
L_y	Dimensión de base respecto al eje Y
l_c	Longitud de cálculo de correas comprendida entre apoyos
l_e	Longitud efectiva de pandeo lateral
l_{e1}	Longitud efectiva de pandeo lateral respecto al eje de mayor momento de inercia
l_{e2}	Longitud efectiva de pandeo lateral respecto al eje de mayor momento de inercia
l_m	Longitud del elemento de fijación dentro del miembro principal
l_p	Longitud de panel comprendido entre apoyos
l_s	Longitud del elemento de fijación dentro del miembro lateral
l_u	Separación entre arriostramientos laterales
l_1	Longitud de panel comprendido entre apoyos A y C1
l_2	Longitud de panel comprendido entre apoyos C1 y C2
MA	Madera aserrada
MEF	Método de elementos finitos
MLE	Madera laminada encolada
M^*	Momento en panel
M_A	Momento de panel en apoyo A
M_{C1}	Momento de panel en apoyo C1
M_{C2}	Momento de panel en apoyo C2
$M_{m\acute{a}x_c}$	Momento máximo en correa
$M_{m\acute{a}x_{pa}}$	Momento máximo en panel
$M_{m\acute{a}x-tramo\ 1}$	Momento máximo en tramo 1 de panel comprendido entre apoyos A y C1
$M_{m\acute{a}x-tramo\ 2}$	Momento máximo en tramo 2 de panel comprendido entre apoyos C1 y C2
$M_{m\acute{a}x-tramo\ 3}$	Momento máximo en tramo 3 de panel comprendido entre apoyos C2 y B
M_{nx}	Momento flector nominal respecto al eje X
M_{ny}	Momento flector nominal respecto al eje Y
M_{ux}	Momento flector actuante en el borde de columna respecto al eje X
M_{uy}	Momento flector actuante en el borde de columna respecto al eje Y
m	Coeficiente determinado por $m = u - \sqrt{u^2 - 1}$
m_n	Momento flector reducido
$m_n\ m\acute{i}n.$	Momento flector mínimo reducido
m_{nx}	Momento flector reducido respecto al eje X
m_{ny}	Momento flector reducido respecto al eje Y
$P_{p\ c}$	Peso propio de correas
$P_{p\ pa}$	Peso propio de panel
P_u	Carga axial mayorada en la sección de diseño comprimida sin excentricidad

Q	Momento estático o de primer orden
Q_X	Esfuerzo de corte nulo
q	Fuerzas conocidas distribuidas en el volumen V de la estructura
q_c	Carga uniformemente repartida de correa
q_p	Carga propia de panel para 1 metro de ancho tributario
q_u	Tensión ficticia de contacto
R	Cargas provenientes de la lluvia o las solicitaciones producidas por ellas
R_A	Reacción en apoyo A de panel, adimensional
R_B	Relación de esbeltez lateral
R_{C1}	Reacción en apoyo C1 de panel
R_{C2}	Reacción en apoyo C2 de panel
R_d	Coefficiente de reducción
R_e	Coefficiente determinado por $R_e = F_{em}/F_{es}$
$R_1; R_2$	Factores de reducción de sobrecarga de cubierta según Reglamento Cirsoc 101 – 2005
R'	Radio de curvatura de la cara interna de la lámina
r	Radio de giro de la sección transversal total no reducida respecto del eje de pandeo considerado
SAP 2000	Software Integrated for Structural Analysis & Design
S	Cargas de nieve o las solicitaciones producidas por ellas
S_{nec}	Modulo resistente de correa
S_x	Módulo resistente de la sección compuesta (panel)
S_1	Área de la chapa trapezoidal de panel
S_2	Área de tableteado interior de panel, en cm^2
s	Distancia entre centros de dos elementos consecutivos en una fila
T	Solicitaciones de coacción y efectos provenientes de la contracción o expansión resultante de las variaciones de temperatura, fluencia lenta de los materiales componentes, contracción, cambios de humedad y asentamientos diferenciales o sus combinaciones
t	Espesor de lámina de madera
U	Estado de carga
u	Coefficiente determinado por $u = 1 + \gamma \frac{s}{2} \left[\frac{1}{E_m A_m} + \frac{1}{E_S A_S} \right]$
V	Velocidad básica del viento
V_c	Esfuerzo de corte en correa
V_c	Resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón
V_{ux}	Verificación de la altura al corte respecto al eje X
V_{uy}	Verificación de la altura al corte respecto al eje Y
W	Cargas de viento o las solicitaciones producidas por ellas
W	Resistencia a la extracción de diseño de referencia
W'	Resistencia a la extracción de diseño ajustada
w	Carga de extracción aplicada a una unión

X	Distancia respecto a apoyo A de panel en el cual el momento es máximo
Y_g	Coordenada de baricentro de panel
$Y_{m\acute{a}x.}$	Distancia más alejada de sección compuesta de panel respecto a eje neutro
Z	Resistencia lateral de diseño de referencia
Z'	Resistencia lateral de diseño ajustada
z	Carga lateral aplicada a una unión
α	Pendiente de cubierta de techo expresado en sistema decimal
α_s	Constante que se utiliza para calcular V_c en losas y zapatas
β	Relación entre la longitud del lado mayor y la longitud del lado menor de una base
γ	Módulo de deslizamiento
$\rho_{0,05}$	Valor característico de densidad correspondiente al percentil 5 % con un contenido de humedad del 12 %
Δ_{fnet}	Deformación final neta
$\Delta_{fnet (TC)}$	Deformación final neta producida por la totalidad de las cargas
Δ	Deformación inicial
$\Delta_{i(CD)}$	Deformación instantánea producida por cargas de corta duración
$\Delta_{i(LD)}$	Deformación instantánea producida por cargas permanentes y de larga duración
θ	El máximo ángulo entre la dirección de la fuerza y la de las fibras de cualquier miembro que integra la unión ($0^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$)
μ	Módulo de Poisson
$\sigma_{adm_{eu}}$	Tensión admisible de madera empleada (eucalipto)
σ_p	Tensión admisible de paquete estructural (panel)
$\sigma_{adm.}$	Tensión admisible del acero
$\sigma_t adm.$	Tensión admisible de terreno

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Modelos viables para confinar los rodeos en Argentina (Taverna et al., 2008).....	4
Tabla 2. Comparativo entre propiedades propias y alquiladas empleadas para la producción de leche (Gastaldi et al., 2015)	5
Tabla 3. Límites de exposición a gases en alojamientos ganaderos (Fuente: Callejo Ramos, s.f.)	13
Tabla 4. Tipos y criterios de investigación consultados	16
Tabla 5. Tipos y criterios de investigación consultados	19
Tabla 6. Valores de densidad	39
Tabla 7. Valores de referencia para Tensión de diseño en tracción paralela a las fibras, de referencia F_t (IRAM 9660-1, 2015).....	40
Tabla 8. Valores de referencia para Tensión de diseño en compresión paralela a las fibras, de referencia F_c (IRAM 9660-1, 2015).....	40
Tabla 9. Valores de referencia para Tensión de diseño en flexión, de referencia F_b (IRAM 9660-1, 2015)	41
Tabla 10. Valores de referencia para Módulos de elasticidad longitudinales (IRAM 9660-1, 2015)	41
Tabla 11. Valores de propiedades físicas, especie Eucalipto Grandis (INTI - MADERA Y MUEBLES, s.f.).....	42
Tabla 12. Propiedades de la sección arbitraria de cada panel.....	47
Tabla 13. Tablas de luces y cargas admisibles (Acerolatina S.A., s.f.)	48
Tabla 14. Factor de la duración de la carga CD (INTI - CIRSOC 601, 2016).....	57
Tabla 15. Pesos de materiales en cubierta.....	58
Tabla 16. Medidas comerciales correas (Ecoviga S.A.).....	60
Tabla 17. Valores de diseño de referencia para madera laminada encolada (INTI - CIRSOC 601, 2016).	67
Tabla 18. Factores de ajuste aplicables para madera laminada encolada estructural (INTI - CIRSOC 601, 2016).....	68
Tabla 19. Factores de ajuste aplicables para madera laminada encolada estructural (INTI - CIRSOC 601, 2016).....	69
Tabla 20. Factor de temperatura C_t (INTI - CIRSOC 601, 2016).	69
Tabla 21. Longitud efectiva de pandeo lateral (l_e). (INTI - CIRSOC 601, 2016).....	71
Tabla 22. Deformaciones admisibles recomendadas para las vigas (INTI - CIRSOC 601, 2016).	78

Tabla 23. Predimensionado de pórtico triarticulado (Argüelles Alvarez & Arriaga, 2003)	79
Tabla 24. Valores de esfuerzos axiles y de momentos flectores del prototipo “A”	83
Tabla 25. Factores de ajuste aplicables para uniones con elementos de fijación tipo clavija sometidos a carga de extracción (INTI - CIRSOC 601, 2016).	103
Tabla 26. Gravedad específica anhidra, G, de la madera clasificada por resistencia conforme a los métodos que se indican en el Suplemento 1 y sus apéndices (INTI - CIRSOC 601, 2016).	104
Tabla 27. Uniones con tirafondos sometidas a una carga de extracción. Resistencia a la extracción de diseño de referencia, W (N/mm), por cada tirafondo y por cada mm de penetración efectiva (1)(2) (INTI - CIRSOC 601, 2016).	105
Tabla 28. Características de los tirafondos (INTI - CIRSOC 601, 2016).	106
Tabla 29. Factores de ajuste aplicables para uniones con elementos de fijación tipo clavija sometidos a carga lateral (INTI - CIRSOC 601, 2016).	106
Tabla 30. Uniones con tirafondos y placas laterales de acero tipo F-24 de 6,35 mm de espesor con un miembro de madera (una sección de corte). Resistencia lateral de diseño de referencia, Z (kN), por cada tirafondo (INTI - CIRSOC 601, 2016).	107
Tabla 31. Distancias mínimas de elementos de fijación tipo clavija con $D \geq 6,35$ mm y sometidos a carga lateral (INTI - CIRSOC 601, 2016).	109
Tabla 32. Expresiones correspondientes a los modos de rotura en uniones para un elemento de fijación de tipo clavija sometido a carga lateral (INTI - CIRSOC 601, 2016).	111
Tabla 33. Factores de ajuste aplicables para uniones con elementos de fijación tipo clavija sometidos a carga lateral (INTI - CIRSOC 601, 2016).	112
Tabla 34. Coeficiente de reducción R_d (INTI - CIRSOC 601, 2016).	113
Tabla 35. Resistencia al aplastamiento de referencia, F_e (N/mm ²), de la madera para uniones con elementos de fijación de tipo clavija sometidas a carga lateral (INTI - CIRSOC 601, 2016).	114
Tabla 36. Tensión de aplastamiento, F_e (N / mm ²), y módulo de elasticidad, E, de placas de acero que actúan como elementos laterales auxiliares de las uniones (INTI - CIRSOC 601, 2016).	115
Tabla 37. Tensión de fluencia en flexión, F_{yb} para elementos de fijación de tipo clavija construidos con acero tipo F-24 (INTI - CIRSOC 601, 2016).	122
Tabla 38. Barras laminadas en caliente (Sider S.A., 2017).	128

LISTA DE FIGURAS

Fig. 1. Sistema pastoril	1
Fig. 2. Sistema confinado	2
Fig. 3. Distribución de frecuencia de la superficie total del establecimiento y la destinada a vaca total. (Gastaldi et al., 2015)	5
Fig. 4. Establecimientos de la actividad tambera por provincia (Gastaldi et al., 2015).	6
Fig. 5. Densidad de vacas e identificación de las principales cuencas lecheras (Taverna et al., 2008).	7
Fig. 6. Cadena de valor del complejo lechero (Petrecolla, 2016)	8
Fig. 7. Áreas macroeconómicas (Giunta, 2004).	10
Fig. 8. Ejemplos de corrosión	14
Fig. 9. Disposición de elementos estructurales en nave proyectada	18
Fig. 10. Disposición de arriostramientos de cubierta en nave proyectada.....	18
Fig. 11. Planta esquemática de la estructura propuesta	19
Fig. 12. Denominaciones según direcciones de cargas de viento en nave proyectada.....	22
Fig. 13. Modelo idealizado y estructura real con cargas en pórtico biarticulado	25
Fig. 14. Diagrama de momentos flectores en pórtico biarticulado.....	26
Fig. 15. Modelo idealizado y estructura real con cargas para pórtico triarticulado.....	26
Fig. 16. Diagrama de momentos flectores en pórtico triarticulado.....	27
Fig. 17. Modelo idealizado y estructura real con cargas en pórtico biarticulado	27
Fig. 18. Diagrama de momentos flectores en pórtico biempotrado	27
Fig. 19. Modelo idealizado y estructura real para pórtico biempotrado con articulación doble	28
Fig. 20. Diagrama de momentos flectores en pórtico biempotrado con articulación en esquinas..	28
Fig. 21. Sistema estructural con pórticos triarticulados de madera	29
Fig. 22. Sistema inestable y estable en cadena cinemática de dos chapas, articuladas entre sí ..	29
Fig. 23. Acción de cargas en pórticos triarticulados	29
Fig. 24. Descripción del panel metálico (Empresa Acerolatina S.A).....	31
Fig. 25. Detalle de encuentros. Fuente: Empresa Acerolatina S.A.....	32
Fig. 26. Configuración estructural	45
Fig. 27. Corte paneles (Acerolatina S.A., s.f.)	46

Fig. 28. Componentes de paneles (Acerolatina S.A., s.f.).....	46
Fig. 29. Baricentro de panel. Medidas en centímetros.	47
Fig. 30. Situación de carga.	49
Fig. 31. Esquema de carga.....	50
Fig. 32. Esquema de carga.....	50
Fig. 33. Esquema de carga en el primer tramo.	51
Fig. 34. Esquema de carga en el segundo tramo.....	53
Fig. 35. Resolución viga hiperestática con carga uniformemente repartida.....	54
Fig. 36. Incidencia de carga lineal sobre cada correa.	58
Fig. 37. Carga uniformemente repartida con diagrama de momento máximo (kN.m).	59
Fig. 38. Consideración de cargas en correas de techo.	61
Fig. 39. Diagrama de esfuerzos cortantes (kN).....	61
Fig. 40. Diagrama de momentos flectores (kN.m).....	61
Fig. 41. Consideración de cargas en correas laterales.	62
Fig. 42. Diagrama de esfuerzos en correa lateral.	62
Fig. 43. Esfuerzos de flexión en correas.....	64
Fig. 44. Momento estático en sección rectangular.	65
Fig. 45. Dimensiones preliminares del pórtico en mm.....	81
Fig. 46. Elementos constitutivos del pórtico a evaluar	81
Fig. 47. Representación del pórtico	81
Fig. 48. Sección variable del pórtico	82
Fig. 49. Diagrama de esfuerzos axiales del prototipo “A” (kN).	82
Fig. 50. Diagrama de momentos flectores del prototipo “A” (kN.m).....	82
Fig. 51. Dimensiones de base (INTI - CIRSOC 201, 2005).....	87
Fig. 52. Perímetro crítico para la consideración del punzonamiento en bases centradas (INTI - CIRSOC 201, 2005).....	93
Fig. 53. Sección crítica para la consideración del corte en bases centradas (INTI - CIRSOC 201, 2005).	95
Fig. 54. Altura total de base (INTI - CIRSOC 201, 2005).	96
Fig. 55. Distribución de armadura.	98

Fig. 56. Detalle unión conjunto correa, pórtico y piezas auxiliares metálicas.	100
Fig. 57. Corte transversal de la cubierta.	100
Fig. 58. Detalle unión de correa y pórtico.	101
Fig. 59. Detalle piezas metálicas.	101
Fig. 60. Cargas actuantes en la unión pórtico-correa.....	101
Fig. 61. Fuerza resultante z' entre w y z	103
Fig. 62. Parámetros de tirafondos a considerar (INTI - CIRSOC 601, 2016).....	105
Fig. 63. Vista frontal y superior de articulación en la cumbrera.	109
Fig. 64. Geometría de las uniones con elementos de fijación de tipo clavija (INTI - CIRSOC 601, 2016).	110
Fig. 65. Unión con dos secciones de corte (INTI - CIRSOC 601, 2016).....	111
Fig. 66. Valores máximos de referencia.....	116
Fig. 67. Distribución geométrica de bulones en la conexión propuesta.....	116
Fig. 68. Fuerzas y momentos actuantes en rótula.	118
Fig. 69. Disposición arriostramientos de cubierta en nave proyectada.....	127
Fig. 70. Esfuerzo máximo de tracción presente en arriostramientos de cubierta.....	127
Fig. 71. Disposición arriostramientos en nave proyectada.	129
Fig. 72. Esfuerzo máximo de tracción en arriostramientos laterales.	129
Fig. 73. Vista global de la estructura con arriostramientos.....	130

CAPÍTULO 1

MARCO

1.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se ha realizado un análisis general respecto a los sistemas de producción de leche actuales. El estudio de los mismos ha sido vital importancia, ya que permitió conocer el contexto en el cual funcionan, determinar los principales componentes y sus interacciones dentro del proceso tecnológico; además de observar los recursos puestos en práctica para el respectivo funcionamiento. Son aspectos fundamentales a considerar al momento de prever mejoras en el ámbito constructivo.

1.2. SISTEMAS DE PRODUCCIÓN DE LECHE

Los sistemas de producción de leche son muy complejos y multivariados, ya que incluyen un gran número de recursos, actividades y se encuentran altamente relacionados con el ambiente. Como todo proceso biológico muestra un alto grado de complejidad ya que la posibilidad de combinación de variables y actividades para obtener un producto puede ser infinita (Pendini, 2012)

1.2.1. Clasificación

El estudio de sistemas lecheros ha llevado a clasificarlos usando diferentes parámetros o argumentos, el uso del recurso suelo en extensivos e intensivos; por el uso o forma de suministro de los alimentos: en pastoriles (Figura 1) y de confinamiento (Figura 2), por el grado o nivel tecnológico o uso de tecnología, por la forma de su organización para la toma de decisiones y organización de la empresa agropecuaria (Pendini, 2012).



Fig. 1. Sistema pastoril

El pastoreo es un método tradicional en uso desde que los vacunos fueron domesticados por el hombre. Es el método mejor adaptable al comportamiento natural de estos animales; sin embargo, es un sistema que emplea mucha tierra, comodidad que cada día es más difícil de adquirir en América Tropical. Sistemas intensivos semi y estabulados, funcionan en áreas de terreno más pequeñas; situación a considerar, cuando alguien quiere iniciarse en esta actividad y se encuentra con que el costo de la tierra haría la recuperación del capital y tiempo invertido bastante difícil, aún a largo plazo (Francesca, 2017).



Fig. 2. Sistema confinado

La diferencia entre sistemas extensivos e intensivos, se establece en el análisis de la productividad. En los sistemas pastoriles prepondera el concepto de producción total sobre el de producción individual, es decir el número de animales tiene especial injerencia. No así en los sistemas intensivos, donde cada unidad productiva se analiza individualmente en relación a su eficiencia.

Es propicio aclarar que, no deben confundirse los conceptos de “estabulación” y “confinamiento”. El sistema estabulado es un sistema de alojamiento hecho en establos cerrados; mientras que el de confinamiento es un sistema de encierre a corral, tipo feedolt que puede tener o no protección.

1.2.2. Componentes

Se destaca la preponderancia de tres factores principales: hombre, ganado y medio ambiente. Dado que están íntimamente relacionados entre sí, su consideración no debe ser rígida. En todo caso, corresponde analizarlos de forma de manera conjunta e integral ya que dependen de las características propias de cada recinto, según sean las tecnologías de producción aplicadas. Existen establecimientos con un escaso desarrollo tecnológico y otros muy avanzados. En los tambos más intensificados la implementación de tecnologías produce un salto productivo muy limitado, de acuerdo a análisis realizados los cambios más importantes se relacionan a mejoras en la gestión tanto productiva como económica (Pendini, 2012).

1.2.2.1. Hombre

El lugar de trabajo debe ser seguro y confiable, para que puedan desarrollar eficientemente sus tareas tanto los operarios y productores como los profesionales asesores (ingenieros agrónomos y/o médicos veterinarios).

1.2.2.2. Ganado

El recinto debe contar con todas las condiciones que permita al ganado estar saludable, de modo de potenciar su nivel de producción, por ende aumentar la rentabilidad. Para ello, es necesario evitar cualquier tipo de estrés, ya sea térmico o por maltrato.

Según Ramón Gasque Gómez (2008), el bienestar animal juega un papel preponderante ya que de ello dependerá en gran medida el éxito de la empresa. Comprender la conducta de los animales y su relación con el hombre contribuye a facilitar el manejo de los mismos, además de incrementar los beneficios económicos derivados de su producción.

Se deben proporcionar adecuadas rutinas de ordeño, independientemente del tipo de sistema empleado; controlando regularmente la salud de las ubres a fin de detectar problemas de mastitis u otro tipo de enfermedad asociada.

Por otro lado, se tiene que prestar especial atención a la calidad del suministro de alimentación y de la gestión del agua de bebida, ya que la calidad de la leche puede verse afectada.

1.2.2.2.1. Medidas del ganado

Conocer las medidas de los animales es de vital importancia cuando se diseñan los alojamientos de las instalaciones ganaderas.

Cabe aclarar que, además de considerar las dimensiones propias del animal; debe tenerse en cuenta su espacio social. Es decir, el área demandada por su físico, que no es necesariamente el espacio real que requiere en la práctica. Por lo que corresponde asignar a cada bovino una superficie libre de 6 m² alrededor de su cabeza, de forma tal de evitar disputas entre otros miembros por dicha zona.

Las dimensiones del animal condicionan el espacio que ocupará, tanto cuando esté de pie como cuando esté echado (Gasque Gómez, 2008).

1.2.2.3. Medioambiente

Su consideración apunta a reducir el vestigio medioambiental ocasionado por la contaminación del entorno donde funciona una explotación; implementando las siguientes acciones:

- Minimizar el impacto ambiental mediante una efectiva gestión de los efluentes generados.
- Reducir la transferencia de nutrientes del suelo a los corrales (Pardini, 2012).
- Aprovechar al máximo los recursos disponibles. Por lo cual se debe disminuir la demanda de agua proveniente del consumo diario de los animales, lavado de las instalaciones y equipos de ordeño.

En cuanto al diseño, materiales y tecnologías empleadas; es condición obligatoria aplicar el concepto de "sustentabilidad ambiental". Un sistema sustentable se basa en aquel que tiene como

principal característica la aptitud de mantener su productividad y ser útiles a la sociedad indefinidamente, conservando los recursos naturales, preservando el medio ambiente y siendo económicamente competitivos y rentables. La evaluación de sustentabilidad mediante enfoques sistémicos que incluya indicadores ambientales, económicos y sociales ha recibido atención recientemente, dado su potencial como herramienta de toma de decisiones. Resulta entonces imprescindible comenzar a evaluar los indicadores ambientales más destacados teniendo en cuenta que la sustentabilidad del sistema no sólo estará condicionada a los aspectos productivos y socioeconómicos (Tieri, 2014).

1.2.3. Tambo

Un tambo es el establecimiento agropecuario donde se realiza el ordeño de hembras de distintas especies animales. Aunque en el caso de nuestra zona se relacione mayormente al de origen bovino (Gianre, 2015).

Numerosos estudios han tratado de diferenciar y caracterizar tipos de explotaciones y/o productores agrarios. Si bien no existen tipologías universales o de utilidad múltiple, es posible identificar grupos de descriptores que generalmente cumplen un papel importante en los ejercicios de clasificación (Escobar & Berdegué, 1990).

Informes al respecto (Taverna et al., 2008) proponen tres tipos de instalaciones genéricas con niveles de manejo, complejidad e inversión crecientes. A continuación, la Tabla 1 propone un cuadro a modo de resumen.

Tabla 1. Modelos viables para confinar los rodeos en Argentina (Taverna et al., 2008)

Puntos de análisis	1º) Temporal, relocalizable y de bajo inversión"	2º) Permanente, tipo corral seco	3º Permanente, tipo establo
Corral de encierro	Temporal	Permanente	Permanente
Nivel de Inversión	Bajo	Alto	Muy alto
	(u\$s300 por vaca)	(entre u\$s 300 y 1.000 por vaca)	(más de u\$s 1.000 por vaca)
Requerimiento	Alto	Alto	Bajo
Espacial	30-40 m ² por vaca por piquete	50-70 m ² por vaca	15 m ² por vaca
Requerimiento Personal	Bajo	Alto	Muy alto
Confort	Deficiente	Aceptable	Óptimo
Piso cemento	No	Si	Si
Estructura de sombras	Temporal	Permanente	Permanente
Comedero	a) En el suelo utilizando un boyero	No	Si
	b) Comederos con patines		
Desperdicio de alimento	Alto	Moderado	Bajo
	15 a 30%	(Menos de 10%)	(Menos de 8%)
Nivel de respuesta a inclemencias meteorológicas	Deficiente	Aceptable	Óptimo
Costo operativo	Bajo	Moderado	Alto

1.2.3.1. Parámetros técnico-productivos

1.2.3.1.1. Tamaño de los establecimientos

Según la Figura 3, el tamaño promedio de los establecimientos relevados en el período 2012-2013 resultó en 195 has totales. Este valor resulta coincidente con el rango de mayor frecuencia de la distribución de la población encuestada (47%) (Campbell, 2014).

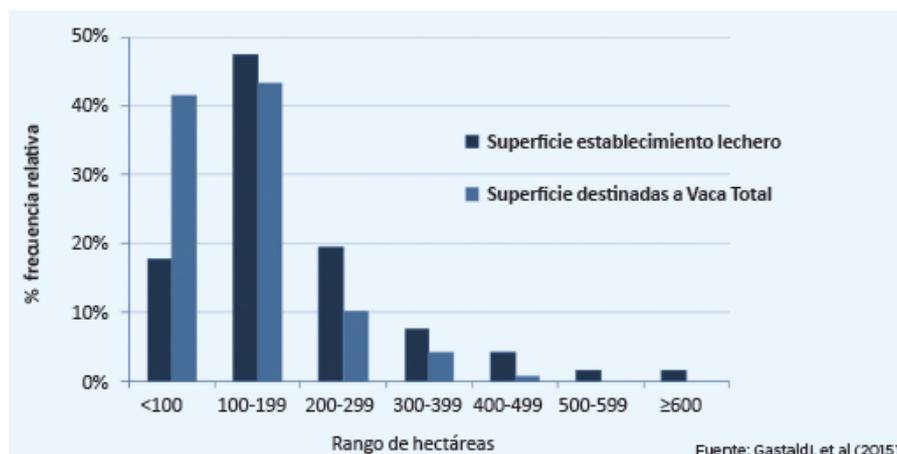


Fig. 3. Distribución de frecuencia de la superficie total del establecimiento y la destinada a vaca total. (Gastaldi et al., 2015)

1.2.3.1.2. Tamaño del rodeo

Desde hace unos años y a través de diferentes estudios (INTA, PDT SANCOR, AACREA) se ha puesto en evidencia las dificultades que presentan los tambos argentinos para crecer en cantidad de vacas. Este relevamiento confirma ésta situación puesto que el rodeo medio pasó de 173 a 175 vacas adultas entre 2001-2004 y 2012-2013 (Campbell, 2014).

1.2.3.1.3. Disponibilidad de terrenos

De acuerdo a un relevamiento reciente (Gastaldi et al., 2015), la producción de la leche se lleva a cabo tanto en terrenos propios del productor como en haciendas alquiladas (55% y 45%, respectivamente).

La siguiente Tabla 2 manifiesta un cierto incremento de los establecimientos que utilizan tierras propias, en contraposición con los que solo alquila, para los períodos 2001-2004 y 2012-2013 que a continuación se detallan:

Tabla 2. Comparativo entre propiedades propias y alquiladas empleadas para la producción de leche (Gastaldi et al., 2015)

Períodos comparados	Propiedad de la tierra utilizada para producir leche		
	Solo propia	Solo alquilada	Propia + alquilada
2001/04	20%	31%	48%
2013/14	28%	22%	50%

1.3. CARACTERÍSTICAS DE LA PRODUCCIÓN LECHERA ARGENTINA

1.3.1. Cadena láctea argentina

La cadena de la leche es uno de los complejos agroalimentarios más importantes y dinámicos del país que aporta significativamente al desarrollo territorial y a la generación de empleo local. (Castellano et al., 2009).

Una cadena agroalimentaria (CAA), según un enfoque sistémico, hace referencia al conjunto de actividades que surgen a partir del vínculo horizontal y vertical entre la producción y el mercado. Es decir, en el concepto de CAA existe un cruce entre los sistemas de producción (en forma horizontal) y el eslabonamiento de producción, transformación y distribución, que se presenta a nivel vertical en la cadena productiva. En este sentido, se puede decir que está compuesta por una serie de subsistemas, integrados por diversas cadenas productivas y sistemas de producción interrelacionados (Ghezan et al., 2007).

1.3.1.1. Ubicación de las principales cuencas lecheras

Las “cuencas lecheras” son aquellas regiones dentro de las provincias o entre provincias en las cuales existe una mayor densidad de concentración de tambos.

La delimitación de estas cuencas ha sido influida por las características ecológicas y las condiciones productivas para la cría de ganado destinado a la producción lechera, aunque también ha sido afectada por la división política provincial (Petrecolla, 2016).

Según la Figura 4, la actividad lechera se concentra en las zonas templadas de la pradera pampeana y extra-pampeana. Fundamentalmente en las provincias de Santa Fe, Córdoba, Buenos Aires y Entre Ríos.

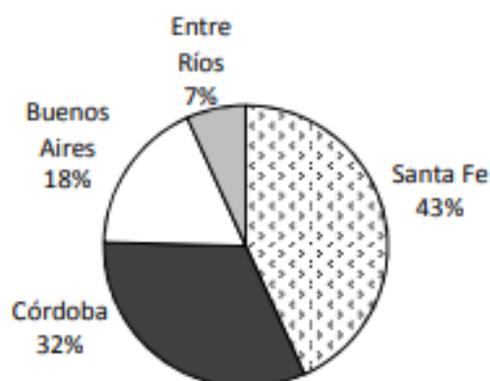


Fig. 4. Establecimientos de la actividad tambera por provincia (Gastaldi et al., 2015).

En la Figura 5, se detalla dicha concentración, puede apreciarse sobre los departamentos del centro-oeste de la provincia de Santa Fe, del centro-este de Córdoba y oeste de Buenos Aires.

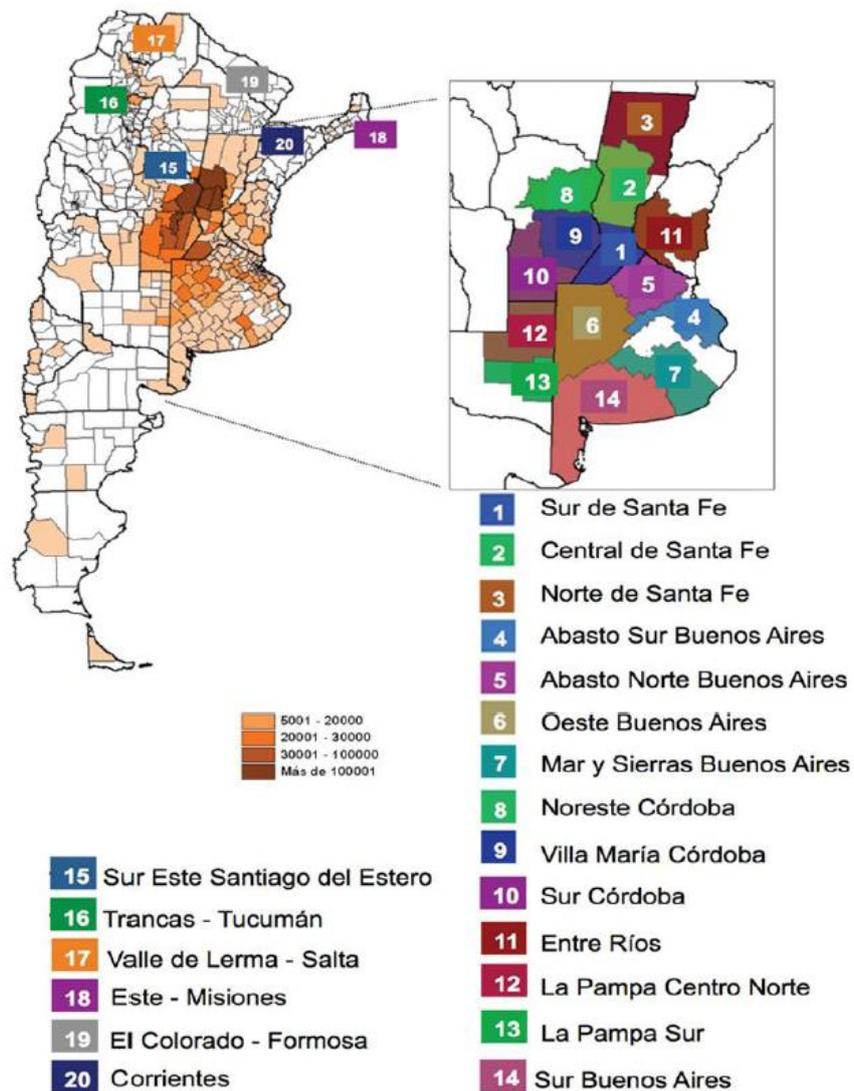


Fig. 5. Densidad de vacas e identificación de las principales cuencas lecheras (Taverna et al., 2008).

1.3.2. Mecanismo productivo

La cadena de valor del complejo lácteo está conformada por tres eslabones: producción primaria, procesamiento industrial o sector secundario, y comercialización (Petrecolla, 2016).

Abordar este tema en detalle implica considerar un amplio y complejo sistema de actividades que no hacen al objetivo principal del trabajo. Por lo cual, la Figura 6 expone de forma condensada la estructura y el funcionamiento.

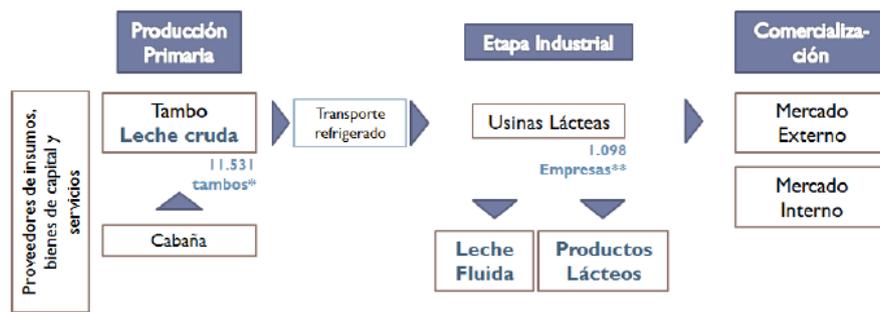


Fig. 6. Cadena de valor del complejo lechero (Petrecolla, 2016)

La comercialización se encuentra fuertemente concentrada en manos de un reducido conjunto de grandes cadenas de súper e hipermercados, de procedencia internacional (Gutman et al., 2003). El mercado interno es el destino más importante de la leche producida en la Argentina. En el último decenio el consumo absorbió entre 7.000 y 8.500 millones de litros equivalentes de leche por año, lo que en promedio representó algo más de las tres cuartas partes de la producción. Nuestro país tiene una larga tradición en el consumo de productos lácteos y niveles de ingesta por habitante comparables con los de países desarrollados. Esta particularidad le ha otorgado a nuestro mercado interno un papel preponderante en la evolución de la cadena en su conjunto, resultando una sólida base de sustentación para la posterior conquista del mercado global (Campbell, 2014). Es importante destacar que el mercado internacional de la leche y productos lácteos tiene injerencia en el mercado doméstico. La evolución de los precios internacionales de estos productos repercute en el comportamiento de los precios internos (Petrecolla, 2016).

1.3.2.1. Actualidad

Dentro del sistema alimentario argentino, la cadena láctea es un caso caracterizado por la diversidad productiva, tecnológica y de mercado, en todos los eslabones que la componen. A nivel de producción primaria, se observa una fuerte heterogeneidad intrasectorial y entre regiones productoras, lo que se manifiesta en una estructura atomizada (Gutman et al., 2003).

En la faz industrial, predomina una clara estratificación en las escalas de las empresas, con la presencia en el estrato superior de un número pequeño de firmas, principalmente de capitales de origen nacional; un escalón intermedio, limitado por un grupo de firmas medianas; y finalmente, un segmento de varios centenares de micro y pequeñas empresas.

La producción total de leche cruda en Argentina ubica a nuestro país como 2º productor de América Latina y el 11º en el orden mundial. El mantenimiento de los niveles de producción, logrado con una menor cantidad de tambos, puede ser explicado por el aprovechamiento de economías de escala y por un aumento de la eficiencia media por tambo y por vaca (Gutman et al., 2003).

Los sistemas lecheros en la Argentina presentan una gran variabilidad en su estructura y en la tecnología implementada. La caracterización indica que existen modelos de base pastoril con

diferente grado de intensificación y modelos intensivos con confinamiento abierto y con encierro en galpones o tinglados totalmente estabulados.

1.3.2.2. Futuro

El rumbo de la economía se re direcciona a términos de escala y eficiencia productiva, apuntado a múltiples beneficios, más allá del “propio ordeño”.

Se observa una tendencia hacia un mayor confinamiento de los animales. El mismo busca incrementar los litros de leche producidos por vaca, como también estabilizar el consumo de materia seca (Frossasco et al., 2015).

Intensificar implica hacer un uso más eficiente de los recursos con que se cuentan: suelos, instalaciones, forrajes, vacas, personal, administración, etcétera. La elección del modelo de sistema depende de las debilidades y fortalezas de cada establecimiento. Hay que tener en cuenta el personal, el clima, los suelos, el manejo de efluentes, la inversión, los costos operativos y la sustentabilidad económico-social y ambiental del sistema.

Conforme a lo expuesto anteriormente, Pendini (2012) afirma que el aumento del costo de la tierra y el avance de la agricultura demandan que los sistemas lecheros se desarrollen hacia modelos más eficientes y competitivos. El confinamiento parece ser una alternativa válida en zonas o regiones donde la agricultura es altamente competitiva.

Cuando se habla de confinamiento, toma gran relevancia planificar y diseñar correctamente las instalaciones para lograr proveer al ganado óptimas condiciones que garanticen su bienestar (Frossasco et al., 2015).

1.4. CARACTERÍSTICAS DE LA INDUSTRIA LÁCTEA SANTAFESINA

1.4.1. Cadena láctea santafesina

Las cuencas Santa Fe y Córdoba son las más importantes (concentran el 66% del total de tambos del país); si bien tienen los tambos más chicos en superficie, poseen la mayor carga ganadera y la mayor utilización de pastos para la alimentación animal. En las mismas predomina la combinación del tambo con otras actividades agropecuarias (UADE, 2004).

En la provincia de Santa Fe la actividad láctea es significativamente importante tanto a nivel del eslabón primario como del industrial. Actualmente existen industrias procesadoras de la materia prima que llevan casi un siglo elaborando productos lácteos para el país y el mundo.

Para esta cadena, se encuentran en la provincia los tres eslabones principales que la componen:

- La producción primaria que se desarrolla principalmente en el centro y sur de la provincia.
- El sector industrial compuesto por empresas elaboradoras que se articulan con tambos de la provincia fundamentalmente, que a su vez captan materia prima de tambos de otras provincias como ser Córdoba, Entre Ríos, Santiago del Estero y Buenos Aires principalmente.
- El eslabón de comercialización, una importante cantidad de distribuidores mayoristas y minoristas nacionales que tienen presencia en el ámbito provincial, localizado en el centro y sur.

A su vez es importante remarcar que a nivel local existen una gran cantidad de otros agentes vinculados a la provisión de insumos y bienes de capital. Estos agentes, algunos de presencia nacional, se articulan tanto con el eslabón primario como con el industrial (Castellano et al., 2009).

1.4.1.1. Localización de zonas de producción láctea

La provincia de Santa Fe cuenta con una superficie de 13.300.700 ha que representa el 4.7% del territorio nacional, es integrante de la región pampeana y participa con el 16.1% de la superficie de la misma (Giunta, 2004).

Existen dos zonas de producción láctea, una en el centro y otra al oeste de los departamentos Castellanos y San Cristóbal respectivamente, en las que las explotaciones evidencian un alto grado de avance en las tecnologías disponibles para la producción primaria.

Sin embargo, en el este del departamento San Cristóbal y en el departamento 9 de Julio, existen cuencas lecheras pequeñas que necesitan, además de guías de sistemas productivos sustentables, obras de infraestructura como caminos en condiciones para el transporte y energía eléctrica para las instalaciones del tambo y la conservación de la materia prima.

En la Figura 7, se muestran además de la región central lechera, otras regiones macroeconómicas de Santa Fe.

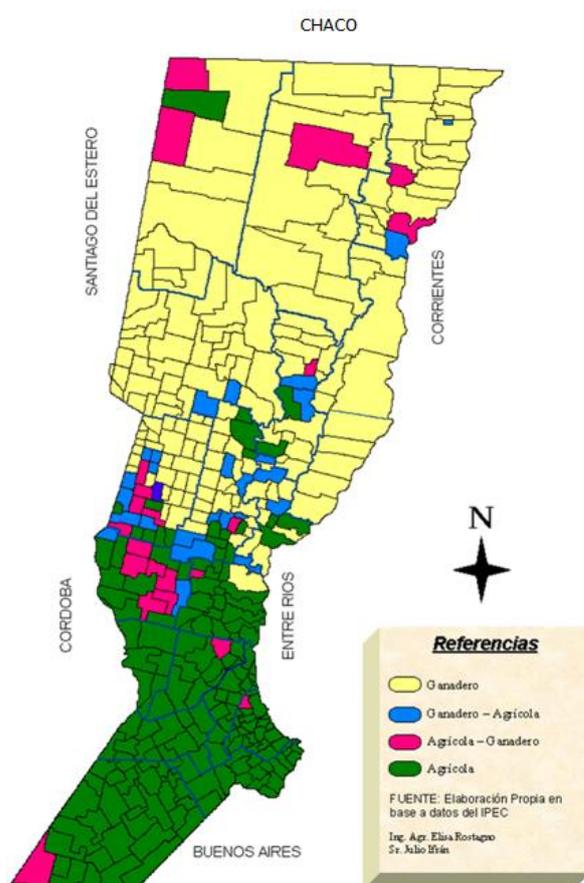


Fig. 7. Áreas macroeconómicas (Giunta, 2004).

1.4.1.2. Entorno climático

La provincia de Santa Fe se caracteriza por presentar rasgos transicionales en sus condiciones térmicas y pluviométricas de los climas tropicales a templados.

En lo que concierne a la zona de influencia de los tambos, las temperaturas son elevadas, con promedios de 21° C y precipitaciones que oscilan entre los 800 y 1.100 milímetros anuales.

CAPÍTULO 2

PREMISAS Y PROYECTO

2.1. ANTECEDENTES

La mayoría de las naves ganaderas utilizadas en tambos de ordeño, tienen como denominador común la utilización de acero en sus estructuras. El principal problema surge al desconocer la incidencia que tienen sobre éste material, factores internos tales como:

- El ataque químico producto de los gases desprendidos de purines, sudor y excrementos del ganado bovino: amoníaco (NH_3), monóxido de carbono (CO), dióxido de carbono (CO_2), sulfuro de hidrógeno (SH_2).

Son gases relativamente estables que pueden dar lugar a otros compuestos como resultado de su degradación anaeróbica (ácidos orgánicos, alcoholes, aldehídos, amidas, aminas y sulfuros) causando malos olores. El grado de descomposición depende de la humedad, del pH y de la temperatura (Callejo Ramos, s.f.)

Los principales gases producidos por los animales y sus límites de exposición para el ser humano, se exponen en la Tabla 3.

Tabla 3. Límites de exposición a gases en alojamientos ganaderos (Fuente: Callejo Ramos, s.f.)

Gases (ppm)	Límites exposición animal (máximo nivel exposición continua)	Límites exposición para el hombre	
		Exp. Larga	Exp. Corta (10 min.)
NH_3	20	25	35
CO_2	3.000	5.000	15.000
CO	10	50	300
SH_2	5	10	15

- El fenómeno de condensación ocasionado por las elevadas tasas de humedad relativa reinante en los ambientes internos produce corrosión, producto de una reacción electroquímica entre las superficies metálicas y el agua.

Ambos agentes ocasionan una degradación progresiva, afectando principalmente la cubierta y toda su estructura de sujeción. Situación que repercute negativamente sobre la durabilidad de los materiales, comprometiendo principalmente la estabilidad estructural.

En la Figura 8, pueden observarse registros fotográficos que evidencian avanzados procesos corrosivos. Las imágenes provienen de un tambo sito en la localidad Marull (Provincia de Córdoba), propiedad de la firma Abratte Hermanos S.H.



Fig. 8. Ejemplos de corrosión

2.2. OBJETIVOS

El objetivo principal que fundamenta la concreción del presente Proyecto Final, es proveer una solución al problema que revisten los procesos de oxidación metálica, presentes en la mayoría de los establecimientos de ordeño bovino. A partir de la detección de las causantes, se propone a la madera laminada como material apropiado para asegurar la durabilidad y eficiencia estructural. Como punto de partida se considera el layout perteneciente a un establecimiento lechero ubicado en la localidad de Villa Elisa, Provincia de Entre Ríos. El predio donde está instalado cuenta con una superficie total de 620 has, mientras que el sector destinado al tambo es de 1,5 ha aproximadamente. Sobre un total de 1600 vacas, 620 son las destinadas al ordeño. La producción diaria, es cercana a los 15000 litros de leche.

2.2.1. Objetivos Parciales

A fin de garantizar todos los estándares de seguridad y funcionalidad requeridos por la normativa vigente, se han trazado los siguientes objetivos parciales:

- Definir la disposición de la estructura proyectada, mediante el planteo de un esquema estructural en el que se detallen elementos primarios y secundarios conformantes.

- Establecer el vínculo entre el cálculo manual y el cálculo computarizado de estructuras, mediante el empleo de programas basados en operación matricial a fin de optimizar los tiempos aplicados en los procesos de cálculo.
- Focalizar el análisis en puntos singulares que requieran la confección de detalles constructivos.
- Confeccionar una memoria en la que consten todos documentos técnicos (cálculos, diseños y planos) tendientes a la ejecución del proyecto propuesto.
- Establecer un análisis pormenorizado acerca de los resultados obtenidos a fin de redactar una serie de conclusiones relacionadas al comportamiento mecánico-estructural.

2.3. JUSTIFICACIÓN

2.3.1. Justificación teórica

En la actualidad, en el contexto de las naves industriales destinadas a la industria siderúrgica, metal-mecánica y alimenticia, sus estructuras provienen de materiales no renovables, mayoritariamente de acero.

Para este caso particular de estudio, se considera conveniente aplicar como elemento estructural principal a la madera laminada por ser un material de “mejor respuesta” a la degradación por efecto de purines y a la situación de humedad constante, relacionada a la actividad tambera.

Sumado a la problemática mencionada; se detectan infraestructuras inadecuadas que imposibilitan garantizar un entorno adecuado al ganado; sin poder resguardándolo de situaciones adversas como puede ser la incidencia de factores climatológicos.

Ante ello, se propone desarrollar una estructura modular de sección transversal variable constituida íntegramente de madera laminada que funcione de sostén a la cubierta y de los revestimientos laterales.

Para tal finalidad, en los capítulos posteriores se desarrolla la metodología de cálculo que contempla todos los parámetros necesarios para definir las dimensiones de todos los elementos estructurales conformantes.

Por otra parte, dada la creciente demanda de establecimientos industriales y de tinglados rurales en particular, en conjunción a la crisis energética por la que atraviesa el país, ha llevado la necesidad de reducir los costos involucrados en el proceso de fabricación de los materiales aplicados. Al respecto, la investigación procura instituir un paso hacia el desarrollo sostenible de acuerdo a las nuevas políticas ambientales, aplicando aquellos de características renovables y reciclables, provenientes de tecnologías que emplean energías limpias y renovables. Asimismo, brindar un aporte al conocimiento acerca del comportamiento mecánico de estructuras, permitiendo ser una base de consulta a estudiantes y a todo público en general interesado en la temática propuesta. Incluso, se busca fomentar el desarrollo de la madera laminada teniendo en cuenta el bajo consumo evidenciado. Esto resulta en cierta forma algo paradójico, considerando que el país cuenta con un amplio sector forestal, fundamentalmente desarrollado sobre las provincias de Corrientes y Misiones, siendo las plantaciones industriales de Eucaliptus y Pino Elliotti las más comunes.

2.3.2. Justificación metodológica

El método de diseño pretende establecer el desarrollo secuencial de un establo genérico. En él se plantean una serie de procedimientos dirigidos a proponer una mejora alternativa acerca de las características constructivas actuales.

Resulta imperioso contar con estudios, referencias y documentos ligados a la temática planteada, para poder recabar datos e información vital que posibiliten establecer comparaciones y orientar ajustes.

Implica:

- Evaluar, procesar y clasificar el material bibliográfico disponible (libros, editoriales, documentos, manuales de diseño, etc.).
- Realizar entrevistas a profesionales, productores, responsables de industrias lácteas y empresas pymes que operan en la región, con el propósito de obtener conocimientos, intercambiar ideas y recabar información que permitan elaborar pautas estratégicas de diseño.

La Tabla 4 resume los métodos y técnicas de investigación aplicadas:

Tabla 4. Tipos y criterios de investigación consultados

TECNICAS	MEDIO	PROCESAMIENTO DE LA INFORMACION
OBSERVACION	Relevamiento presencial	Toma de apuntes y fotografías.
		Filmaciones
DOCUMENTAL	Consideración de antecedentes, referencias y datos.	Evaluación, estudio y descripción mediante análisis FODA
		Elaboración de cuadros resumen y tablas estadísticas
TESTIMONIAL	Audiencias a profesionales, técnicos, asesores y productores lecheros	Reportes de consulta

2.4. SOLUCIÓN PROPUESTA

En el mercado comercial actual, existe una amplia gama de materiales aptos para ambientes corrosivos. En consecuencia, la elección de los materiales depende de la zona donde sean instalados, la disponibilidad de tecnologías productivas aplicables y de las condiciones atmosféricas con las que entran en contacto.

El hecho de promover un diseño práctico y compatible a las características de las edificaciones e instalaciones provistas para la producción lechera, conlleva a evaluar un sinnúmero de requerimientos. Al respecto, se enuncian de forma general los aspectos más relevantes. Ellos son:

- Durabilidad: proveer la infraestructura adecuada para minimizar el deterioro provocado por la incidencia de factores climáticos, como también el ataque químico proveniente de los efluentes líquidos y los residuos sólidos generados en el tambo (amoníaco, dióxido de carbono, ácido sulfhídrico, etc.).
- Funcionalidad: configurar un sistema de confinamiento con las dimensiones adecuadas, de modo tal de ofrecer un ambiente propicio para el ganado, manteniéndolo aislado de las inclemencias meteorológicas presentes en cada año.

- Seguridad: extremar las medidas preventivas a fin de evitar contaminaciones sobre el ambiente circundante, ya sea por factores internos (presencia de sustancias químicas tóxicas) o externos (plagas: insectos y/o roedores); que atenten contra el ganado y que afecten consecuentemente la calidad de la leche.
- Resistencia: brindar sustento a cargas gravitatorias (peso propio), sobrecargas de uso (peso de las personas o incluso de elementos que puedan disponerse sobre una cubierta como, por ejemplo, depósitos, aparatos de climatización, etc.).

De acuerdo al análisis precedente la madera laminada encolada es el principal material componente del sistema estructural, restringiéndose el uso de metales sólo a elementos indefectiblemente necesarios como lo son la unión entre los sistemas estructurales.

Dada la extensa variabilidad de formas y secciones que posibilita la madera laminada encolada, es posible con contar con cierta flexibilidad proyectual, a costos de mercado realmente competitivos con otros sistemas.

En relación a los cerramientos, se utilizan paneles multicapas tipo sándwich. Su utilización se justifica por tratarse de un sistema constructivo que contempla la resolución de todos los encuentros y uniones, garantizando la total hermeticidad de los espacios conformados y; cumplimentando los estándares de calidad, seguridad e higiene requeridos.

2.5. METODOLOGÍA

Como todo proceso abocado al diseño y cálculo estructural es necesario abordar una serie de aspectos, los cuales han sido descriptos en los incisos posteriores.

2.5.1. Configuración geométrica

Es una etapa relacionada más a la parte arquitectónica que a la netamente estructural, de las cuales la primera proviene de un proyecto ya desarrollado, razón por la cual a los fines prácticos se la asume como realizada, dando mayor enfoque al proceso relacionado con la conceptualización estructural. En esta, se determina la ubicación de cada uno de los elementos que forman parte del sistema estructural primario y secundario de acuerdo a lo esquematizado en la Figura 9.

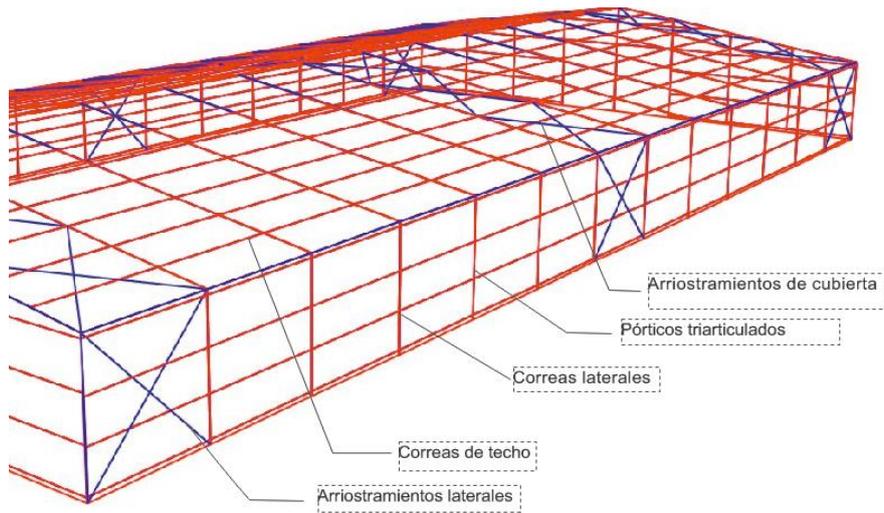


Fig. 9. Disposición de elementos estructurales en nave proyectada

2.5.1.1. Dimensiones y forma arquitectónica

Conforme a la Figura 10, el recinto cuenta con una planta sección rectangular, cuyas medidas son 40 m. de ancho por 78 de profundidad, cubierto por un techo dispuesto a dos aguas. Siendo la luz a cubrir de 40 m. Si bien el mismo es de extensiones considerables, no existen restricciones relacionadas al espacio, ya que está dirigido para zona rural, la cual cuenta con grandes extensiones de predios.

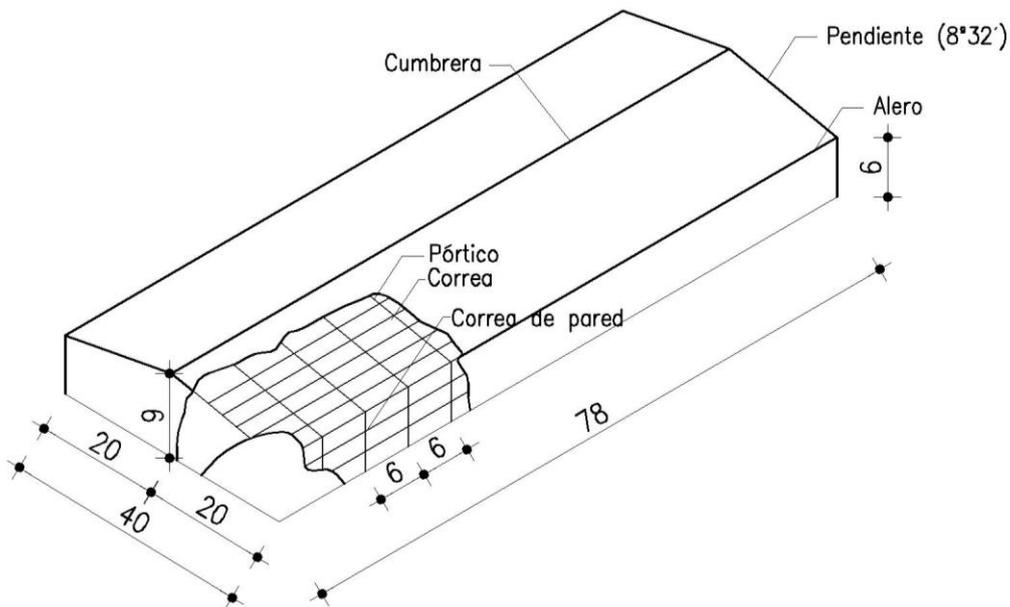


Fig. 10. Disposición de arriostramientos de cubierta en nave proyectada

2.5.1.2. Propiedades mecánicas del material principal componente

Todos los elementos abocados al esqueleto estructural, están constituidos por madera laminada encolada de la especie Eucalipto Grandis (grado de resistencia 1), incluida en la norma IRAM 9660-1 (IRAM 9660-1, 2015).

2.5.2. Modulación

Como parámetro de referencia se toma la distancia entre pórticos, según lo expuesto en Tabla 5.

Tabla 5. Tipos y criterios de investigación consultados

Elementos estructurales analizados	Distancia entre pórticos	
	a > luz	a < luz
Correas	> sección	< sección
Pórticos	< cantidad	> cantidad
	> sección	< sección
Cimentaciones (bases aisladas)	< cantidad	> cantidad
	> sección	< sección

El hecho de adoptar mayores luces entre pórticos conlleva a disminuir la cantidad de espacios, pero trae aparejado mayor sección de los elementos secundarios, lo que se traduce en mayores costos.

En base a lo descrito anteriormente, se considera adecuado aplicar un criterio basado en la economía de materiales, por lo que se decide plantear una distancia de 6 m. entre cada pórtico.

En la Figura 11, se puede apreciar una vista en planta de la propuesta estructural.

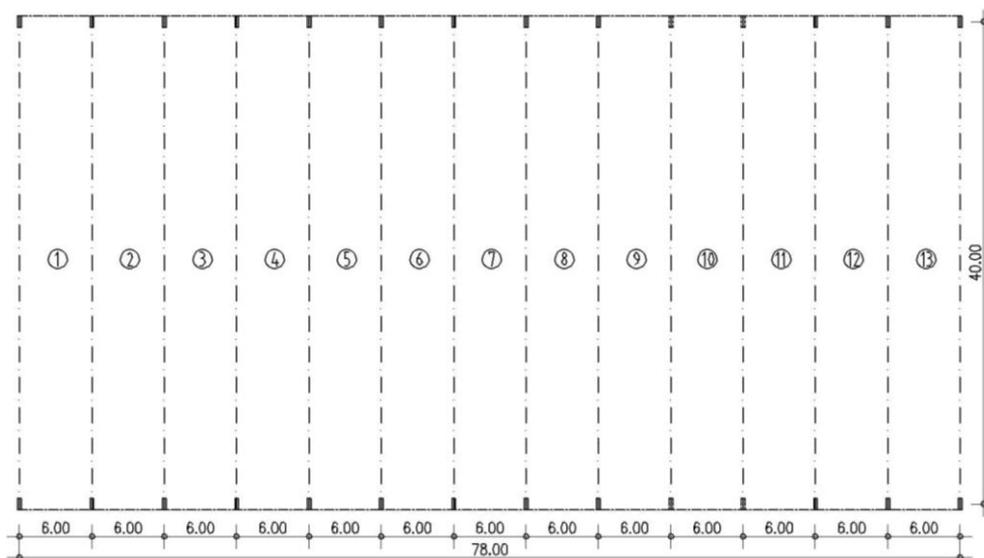


Fig. 11. Planta esquemática de la estructura propuesta

2.5.3. Predimensionamiento

En este apartado se realiza el pre-diseño del sistema estructural total abordando cada uno de los subsistemas que lo componen. Esta etapa debe tenerse en cuenta a nivel conceptual y no como definitiva. A fin de simplificar el procedimiento y, de evitar estimaciones desproporcionadas que deriven en la materialización de elementos no funcionales y excesivamente reforzados, se emplean tablas basadas en relaciones de esbeltez.

Mediante este procedimiento se define gran parte del trabajo, más allá de que los resultados correspondientes a los cálculos sean preliminares.

2.5.4. Análisis estructural

El propósito es establecer un modelo que interprete de la mejor forma posible el comportamiento de la estructura en el espacio.

Más allá del comportamiento que experimente cada miembro, debe asegurarse la estabilidad local de cada pieza como también prever la estabilidad general del conjunto.

Al momento de efectuar el correspondiente análisis, se debe cerciorar que la estructura cumplimente con los siguientes aspectos:

- Resistencia: soportar los máximos esfuerzos para los que fue concebida.
- Estabilidad: capacidad global de tolerar acciones en todas las direcciones que éstas actúan, evitando signos de inestabilidad en todos sus componentes.
- Serviciabilidad: conferir condiciones de servicio óptimas durante su vida útil, evitando flechas y/o vibraciones excesivas.
- Rigidez: evitar deformaciones producto de las deflexiones y/o giros máximos.

2.5.4.1. Método de cálculo

Para efectuar el cálculo de esfuerzos se utiliza como método de cálculo el “Método de las Matrices de Rigidez” (versión matricial), también denominado Método de los Desplazamientos.

En el Método de los Desplazamientos el grado de indeterminación es de tipo geométrico, ligado al movimiento que padece la estructura frente a una excitación externa, en el o los sentidos en que tiene libertad de hacerlo. Indeterminaciones de esta índole son conocidas como “cinemáticas” o “geométricas”. El grado de indeterminación cinemática son los grados de libertad (GL) de la estructura.

Se lo define como al número mínimo de coordenadas independientes con las cuales es factible conocer la configuración (posición/forma) de un cuerpo que experimenta o ha experimentado corrimiento (Begliardo, 2011).

Actualmente, se encuentran a disposición numerosos programas de cálculo por elementos finitos.

Algunos de los utilizados para este fin son:

- TEKLA Estructures
- ETABS
- CYPECAD
- SAP 2000

En lo concerniente al estudio, análisis iterativo, modelización y cálculo estructural se utiliza SAP 2000 (Versión 19.2.0), una herramienta de cálculo ampliamente extendida en el campo de la ingeniería y concretamente en estructuras.

El objetivo es adquirir una base en el uso de un programa de elementos finitos (Métodos Matriciales), permitiendo efectuar análisis lineales y no lineales, estáticos y dinámicos. Para este caso en particular, se emplea un análisis elástico, lineal, estático y de 1º orden.

- Elasticidad: regreso a la posición inicial sin deformar. Sin considerar deformaciones residuales.
- Linealidad: relación lineal entre tensiones y deformaciones, por lo tanto, la relación carga-deflexión es constante.
- Estático: el comportamiento de la estructura no está afectado por la variación de las acciones con el tiempo.
- 1º orden: simplificación de formular el equilibrio de fuerzas en la posición inicial sin deformar.

2.5.4.2. Grados de libertad y vínculos

Para asegurar la estabilidad del sistema estructural en el espacio, mediante un sustento isostático es necesario restringir la totalidad de los grados de libertad, imponiendo misma cantidad de condiciones de vínculos.

Se denominan vínculos absolutos aquellos que limitan la movilidad de un cuerpo respecto de la tierra, y vínculos relativos los que implican una limitación de movimientos con respecto a otro cuerpo. Ambas clases de vínculos se denominan también vínculos externos y vínculos internos, respectivamente (Fliess, 1970).

2.5.4.3. Cargas actuantes

Al momento de determinar la naturaleza de las cargas actuantes se deben tener en cuenta dos tipos; por un lado, las cargas de gravedad inherentes a fuerzas internas a la estructura y por otro lado las cargas ambientales provenientes de fuerzas externas a la estructura:

- Cargas gravitatorias:

Constituidas por el conjunto de acciones relativas al peso propio de todos los elementos conformantes de la construcción y de la sobrecarga permanente de diseño. Las cuales conservan una posición fija en la construcción, de modo que gravitar constantemente sobre la estructura.

- ✓ Cargas Permanentes (D):

Son cargas gravitatorias de posición y magnitud constante, provenientes del peso propio de la estructura: elementos componentes (pórticos, correas y cubiertas). La cuantificación de las mismas se obtiene de forma sencilla, con sólo conocer los pesos volumétricos.

- ✓ Sobrecargas (L):

Cargas temporales de posición y magnitud constante que pueden actuar o no sobre la estructura, y provienen de los pesos no permanentes, tales como tareas de mantenimiento y/o sobrecargas de ejecución.

- Cargas ambientales

Son cargas temporales que pueden estar o no sobre el edificio, y son producto del medio ambiente en donde se ubica la estructura.

- ✓ Cargas de Viento (W):

Su consideración es de suma importancia ya que en este caso particular la estructura va a estar más solicitada por fuerzas horizontales que por fuerzas verticales concernientes a su peso propio. Las cargas de viento se originan a partir del choque de las partículas de aire en movimiento sobre las paredes frontales y laterales de la construcción, ocasionando presiones o succiones (fuerzas por unidad de superficie). Pueden actuar en cualquier dirección, por lo que son difíciles de cuantificar. Dependen de:

- La forma, dimensiones y de la configuración estructural del recinto (forma, posición y orientación de los elementos intervinientes)
- La velocidad del viento (depende de la zona)
- La situación topográfica (condiciones geográficas de la zona)
- El tipo de construcción (abierta o cerrada)
- El tipo de exposición (área de influencia)

Conforme a la Figura 12, la superficie que recibe directamente la presión del viento se la denomina Barlovento (empuje) y a la opuesta Sotavento (succión).

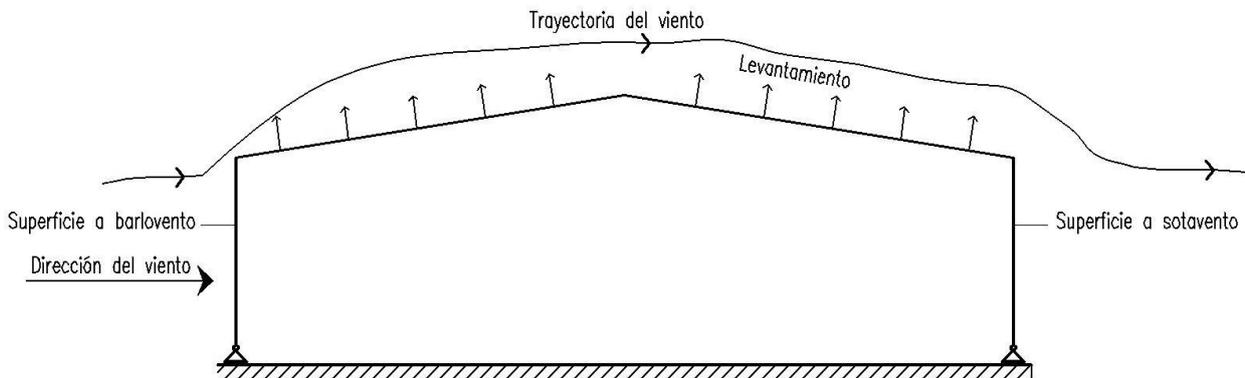


Fig. 12. Denominaciones según direcciones de cargas de viento en nave proyectada.

Cabe mencionar que las acciones de diseño son analizadas y calculadas en base a los lineamientos propuestos por los Reglamentos CIRSOC correspondientes.

2.5.4.4. Combinaciones de cargas

Establecen la forma de interrelacionar las distintas cargas actuantes con posibilidades de ocurrir simultáneamente.

2.5.4.5. Envoltente de combinaciones de cargas

Con las combinaciones de carga (simultaneidad de varias acciones) ya consumadas se genera la envoltente de solicitaciones, tomándose de ésta los valores para efectuar el dimensionado.

2.5.5. Dimensionamiento

En esta etapa, se determina mediante cálculo manual las dimensiones de los elementos estructurales primarios y secundarios teniendo como datos los valores de los esfuerzos obtenidos en los incisos que anteceden. Además, comprende:

- Dimensionamiento de articulaciones: son aquellos dispositivos metálicos utilizados para enlazar los elementos estructurales primarios (pórticos) que conforman la estructura vertical resistente del edificio donde esta se apoya y en las uniones dadas en la cumbrera.
- Dimensionamiento de conexiones: son los enlaces metálicos de unión dados entre elementos estructurales primarios (pórticos) y secundarios (correas).
- Dimensionamiento de arriostramientos: considera los dispositivos metálicos empleados en la cubierta y en los laterales de la nave, cuya finalidad es transmitir las incidencias de las cargas de viento al sistema estructural principal (pórticos).
- Dimensionamiento de bases de hormigón armado: consiste en determinar las dimensiones de aquellos elementos estructurales inherentes a la subestructura, cuya función es transferir las cargas provenientes de la superestructura al suelo.

2.5.6. Revisión estructural

De acuerdo con el marco legal vigente se procede a verificar lo siguiente:

- Condiciones de resistencia material: tienen por fin evaluar la capacidad portante de toda la estructura durante su vida útil.
- Condiciones de servicio: tienen como premisa garantizar que todos los elementos estructurales funcionen eficientemente en conjunto, brindando seguridad al recinto y a sus usuarios, soportando además del peso propio de la estructura, la acción de cargas temporales por parte de sobrecargas de uso y/o de viento. La constante búsqueda en el aumento de luces de proyectos, en pos de obtener espacios funcionales y versátiles, ha llevado a la conclusión que la condición dominante a cumplimentar sea la aptitud de servicio, en perjuicio de la condición de capacidad portante.
- Condiciones por deformaciones: consisten en revisar la respuesta de los elementos de la estructura a la acción de las cargas, a través de deflexiones y desplazamientos. Al respecto se distinguen tres clases de deformaciones:
 - Deformación instantánea: considera el cálculo de flecha inicial por flexión estática, denominada así porque considera invariable la carga. Se obtiene aplicando las formulas habituales concebidas en la teoría de las estructuras.
 - Deformación diferida: dado el comportamiento reológico de la madera tiene en cuenta el incremento de la deformación por la incidencia de cargas.
 - Deformación total: es la suma de dos deformaciones instantánea y diferida.

2.6. ESPECIFICACIONES Y ALCANCE

En consonancia con lo expuesto en el inciso 2.2 respecto a los objetivos planteados al inicio del presente capítulo, es conveniente aclarar que se excluyen de la consideración tópicos relacionados a equipamientos e instalaciones, tampoco aquellos temas vinculados al confort térmico y acústico y/o sistemas de protección contra incendios y de evacuación. Es de esperar que el diseño de un galpón destinado a una construcción industrial no esté a cargo de un único profesional sino que, como se ha enunciado anteriormente, deberán estudiarse muchos elementos que no corresponden a una única especialidad.

2.7. CONSIDERACIONES GENERALES PREVIAS

Dado el propósito de diseñar una estructura de madera laminada solvente desde el aspecto económico, funcional y estético, prepondera la funcionalidad ante el diseño, intentando aplicar costes de construcción reducidos, tratando a su vez que el conjunto resulte armónico con el entorno. Es imprescindible considerar los siguientes aspectos:

- ✓ economía de obra.
- ✓ aspectos técnicos.
- ✓ factibilidad de materialización.
- ✓ montaje de la estructura.

Esto conlleva a plantear de forma general y preventiva, las siguientes etapas de proyecto:

- ✓ Estudiar (aspectos generales de la obra, normativa vigente y requisitos de proyecto).
- ✓ Plantear (luces más adecuadas entre pórticos)
- ✓ Analizar (cargas de viento y eventuales sobrecargas)
- ✓ Diseñar, dimensionar y calcular correas, pórticos, bases, uniones entre elementos.
- ✓ Verificar
- ✓ Optimizar

2.8. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

De acuerdo al proyecto arquitectónico, el recinto cuenta con una superficie aproximada de 3200 m². Posee una geometría rectangular de 40x78 m.; 9 metros de altura máxima (entre el nivel del suelo y la cumbrera) y 6,00 m de altura de columna. La tipología adoptada corresponde a pórticos de sección variable, siendo la cubierta de la nave a dos aguas. Orientado en dirección norte-sur respecto a los vientos predominantes de la zona. Si bien su construcción es sencilla, su funcionalidad es alta porque permite brindar a los animales alojados, un hábitat similar al natural, pero aislado de las adversidades climáticas.

Al tratarse de un sistema industrializado, gran parte de su infraestructura proviene de la prefabricación. Esta situación reduce significativamente los tiempos de ejecución y consecuentemente los costos relacionados a la mano de obra y al transporte de los materiales.

Cabe mencionar que tanto los elementos estructurales como los cerramientos y sus componentes, permiten la reutilización debido a que son de fácil remoción.

2.9. COMPONENTES DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO

Los elementos empleados conforman dos sistemas: el envolvente y el netamente estructural.

2.9.1. Sistema estructural

Dada la necesidad de crear grandes ambientes con estructuras sin apoyos intermedios, es necesario contar con elementos horizontales que cubran grandes luces, razonamiento que lleva a considerar pórticos en sus distintas variables. A partir de ello, se selecciona la configuración más afín respondiendo a criterios económicos, estéticos, funcionales y de servicio.

Se definen como pórticos a aquellas estructuras conformadas por dos o tres chapas. La unión de vigas y columnas depende del modo de rigidizar los nudos.

Para la construcción de naves industriales es muy común recurrir al uso de pórticos para la constitución principal de la estructura. Estos tienen un sinnúmero de formas y dimensiones para adecuarse a las necesidades requeridas (Mallo Alonso, 2011).

Conforme a las condiciones de diseño que establece el establo de ordeño bovino proyectado, se dispone de una serie de pórticos adaptables a las formas y dimensiones solicitadas.

Cada una de las alternativas se analiza efectuando un pre-diseño de los pórticos nave con el Software de diseño estructural SAP2000. A los efectos de considerar los diagramas de esfuerzos internos correspondientes, se asignan a cada tipología genérica dos clases de cargas, una horizontal y otra vertical cuyos valores son 0,20 y 0,58 kN/m, respectivamente.

Los pórticos considerados, pueden agruparse de manera general en:

- Pórticos biarticulados: son estructuras hiperestáticas. Al estar apoyados sobre las cimentaciones mediante uniones articuladas no transmiten momentos flectores a los apoyos.

Los dos semidinteles se encuentran unidos a través de una conexión rígida.

La Figura 13 determina el modelo sujeto a la acción de cargas horizontales y verticales.

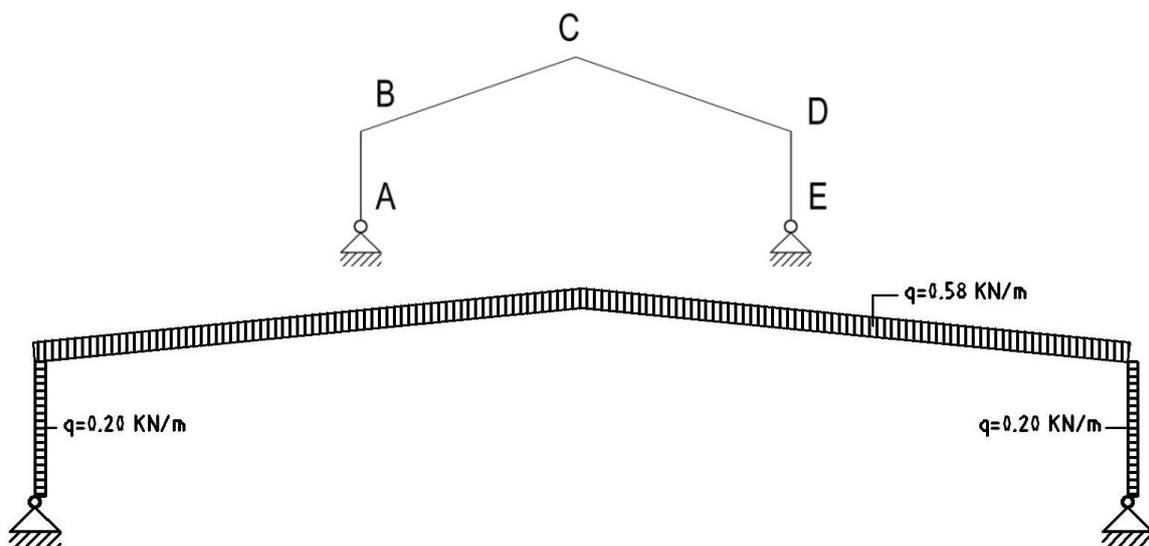


Fig. 13. Modelo idealizado y estructura real con cargas en pórtico biarticulado

La Figura 14 exhibe el diagrama de momentos flectores.

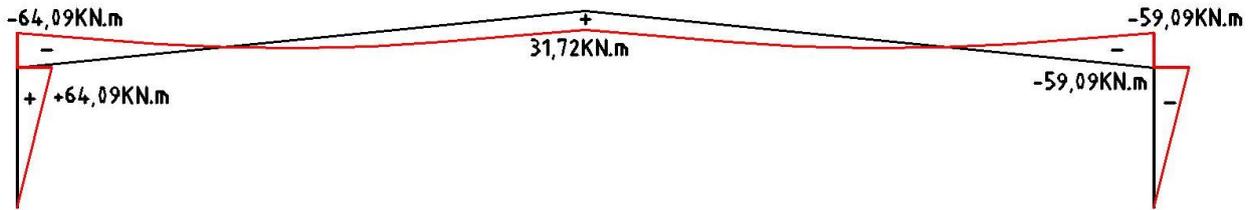


Fig. 14. Diagrama de momentos flectores en pórtico biarticulado

- Pórticos triarticulados: son una tipología de pórticos a dos aguas compuestos por dos piezas simétricas de sección variable en forma de boomerang, que conectan con cimentación y en cumbrera mediante unos pasadores o bulones para poder realizar la unión articulada, de ahí que su nombre más conocido sea el de pórticos triarticulados (Hernández, 2011).

En comparación a los pórticos biarticulados anteriormente descritos, poseen una articulación suplementaria posicionada en la rótula de los semidinteles, además de los apoyos articulados, situación reflejada en la Figura 15.

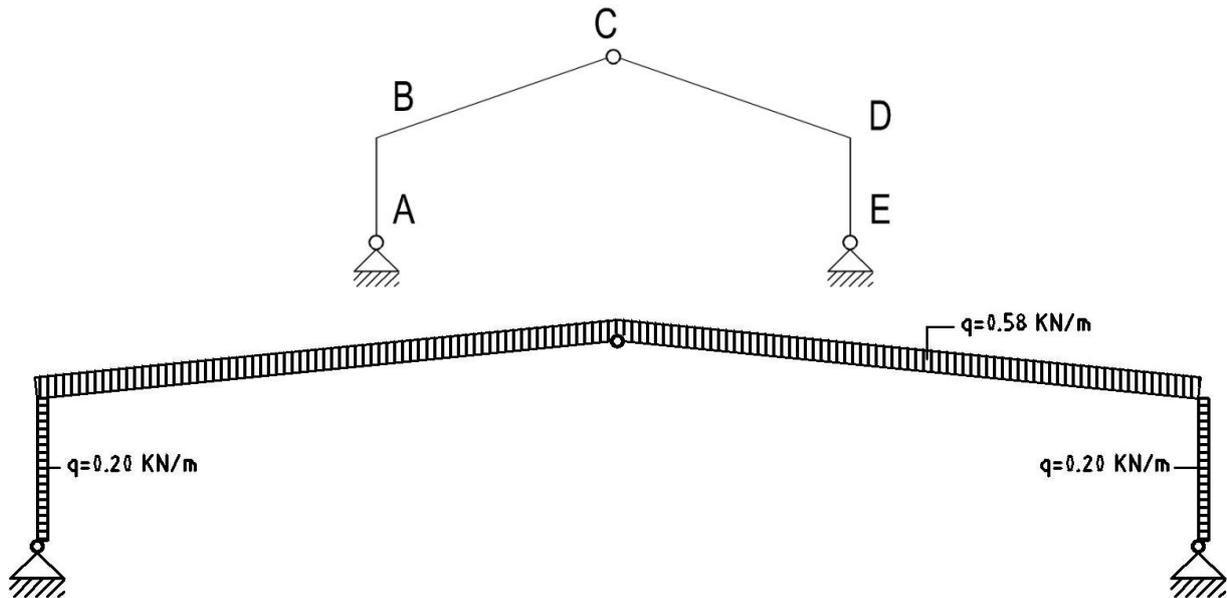


Fig. 15. Modelo idealizado y estructura real con cargas para pórtico triarticulado

Al observar la Figura 16, puede notarse que los mayores momentos se dan en las esquinas, siendo nulos en la rótula y en los apoyos razón por la cual, las secciones constituyentes deben adaptarse a las solicitaciones, siendo superiores en la iniciación del dintel y coronación del pilar.

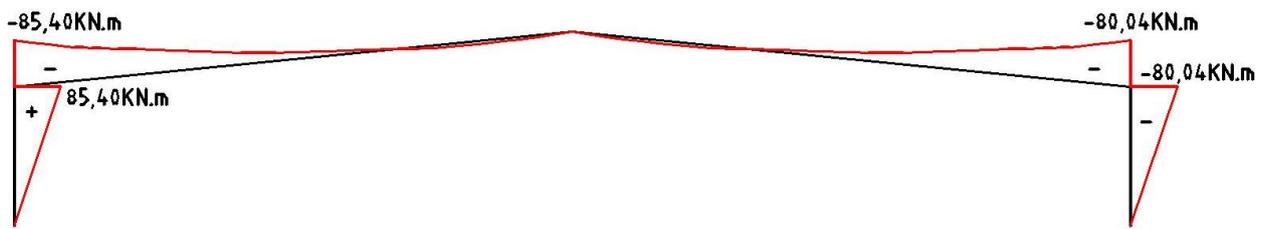


Fig. 16. Diagrama de momentos flectores en pórtico triarticulado

- Pórticos biempotrados: toman este nombre ya que cuentan con ambos apoyos se encuentran empotrados, transmitiendo momentos flectores a las cimentaciones, que contribuyen a disponer de mayor equilibrio ante a la acción de empujes horizontales.

La unión entre los semidinteles es articulada. Constituyen un modelo estructural hiperestático, ya que las incógnitas de reacción preponderan sobre las ecuaciones de la estática aplicables.

Si bien son empleados en situaciones donde la estructura está sometida a considerables desplazamientos horizontales (puentes grúa de gran tonelaje) no dejan de ser una opción viable.

La Figura 17, grafica el modelo sujeto a la acción de cargas horizontales y verticales.

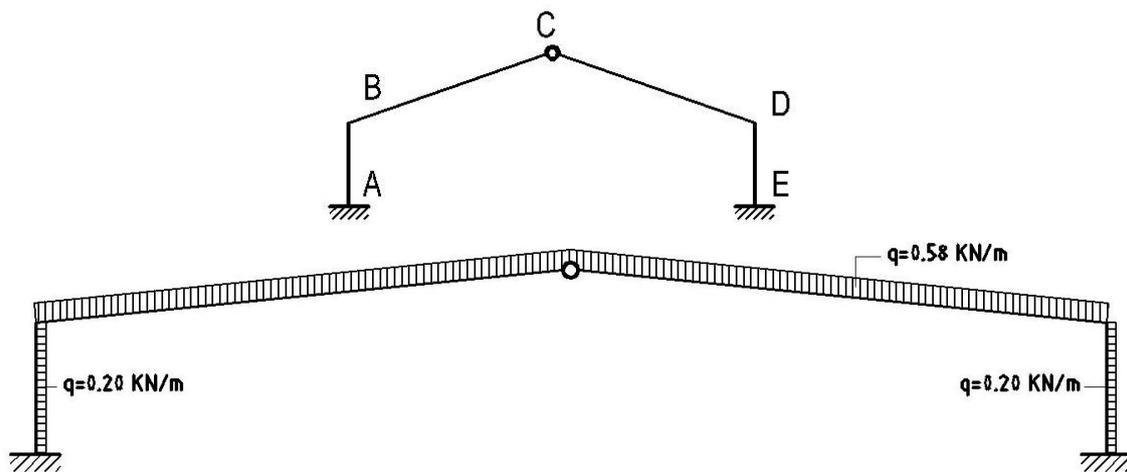


Fig. 17. Modelo idealizado y estructura real con cargas en pórtico biarticulado

Al apreciar la Figura 18, puede notarse que los momentos presentes en las esquinas y en los apoyos son prácticamente idénticos, siendo nulos en la rótula.

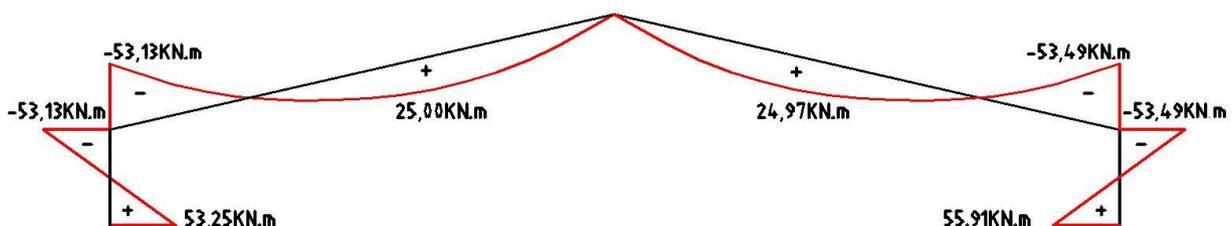


Fig. 18. Diagrama de momentos flectores en pórtico biempotrado

- Pórticos biempotrados con articulación doble en esquinas: la Figura 19, grafica como queda el esquema estructural presentado a la acción de cargas horizontales y verticales.

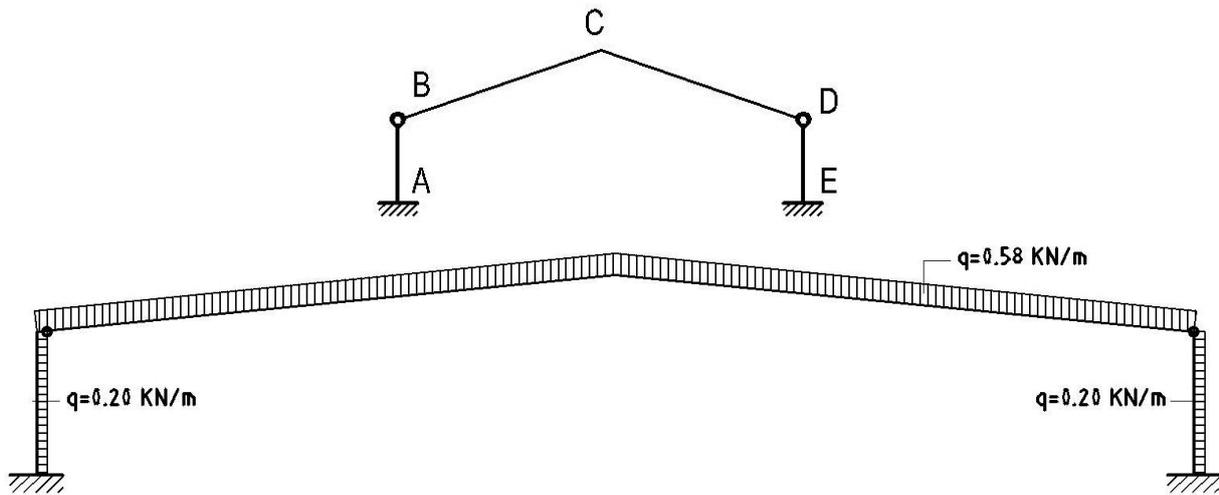


Fig. 19. Modelo idealizado y estructura real para pórtico biempotrado con articulación doble

En la Figura 20, se observa la presencia de momentos de mayor magnitud en los apoyos que en la cumbreira, situación poco favorable que obliga a utilizar grandes cimentaciones para absorber las sollicitaciones.

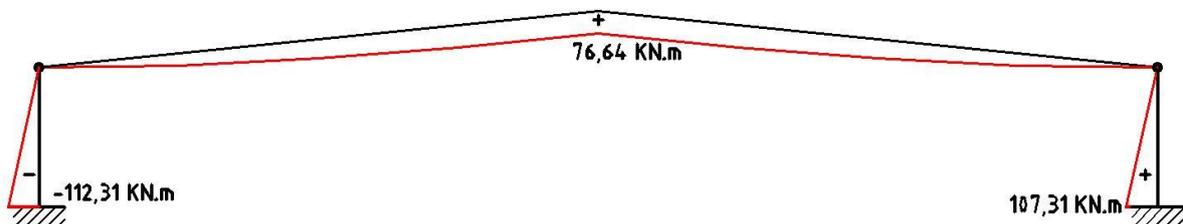


Fig. 20. Diagrama de momentos flectores en pórtico biempotrado con articulación en esquinas

En relación al análisis estructural efectuado previamente, se considera adecuado optar por los pórticos triarticulados como sistema estructural primario.

Las razones que ratifican su empleo son las siguientes:

- Son estructuras isostáticas que pueden resolverse con los métodos tradicionales de la estática, sin precisar de una teoría especial.
- A través de la utilización de articulaciones en las cimentaciones se resuelve la dificultad de materializar empotramientos, principalmente para aquellos terrenos con baja capacidad portante.
- Permiten cubrir grandes luces sin materializar apoyos intermedios, premisa fundamental para este tipo de instalaciones. Es ejemplo de ello la Figura 21.



Fig. 21. Sistema estructural con pórticos triarticulados de madera

Constituyen el claro ejemplo de una tipología estructural tradicional: arco con tres articulaciones. Para asegurar la estabilidad en el plano del conjunto es necesario imponer cuatro condiciones de vínculo ya que el mismo cuenta con cuatro grados libertad, dos menos que consideradas las chapas por separado. Dicha estabilidad se logra con dos apoyos fijos articulados en los extremos y, una tercera articulación en la clave del arco, según la Figura 22.

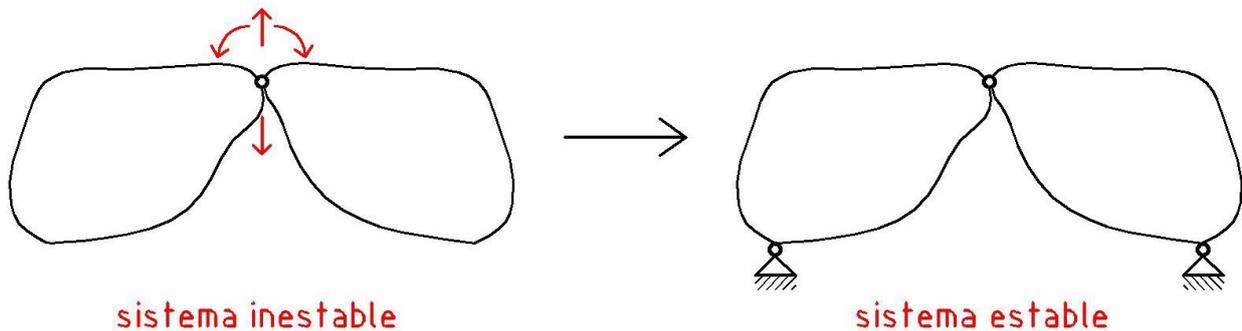


Fig. 22. Sistema inestable y estable en cadena cinemática de dos chapas, articuladas entre sí

En la Figura 23 se esquematiza como las cargas gravitatorias originan sobre los semidinteles articulados esfuerzos de flexión, que luego son transmitidos a los apoyos mediante esfuerzos de flexocompresión.

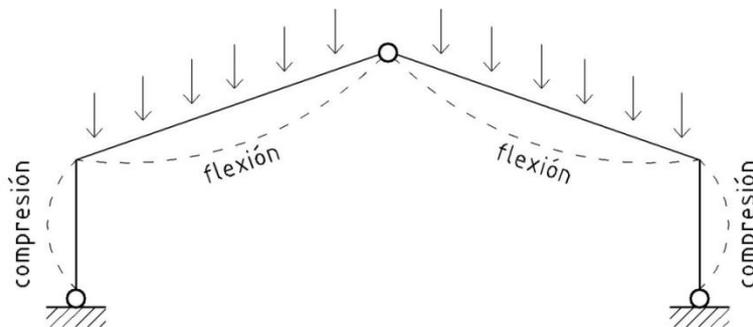


Fig. 23. Acción de cargas en pórticos triarticulados

2.9.1.1. Sistema estructural primario

- Pórticos triarticulados: son de madera laminada estructural (MLE), compuesta por catorce pórticos de sección variable, distanciados entre sí 6 m., los cuales cubren la extensión mayor del edificio: 78,00 m. En lo que respecta al ancho, se desarrollan sobre una luz de 40 m. Los perfiles de inercia variable permiten dotar a cada pórtico de área y rigidez necesaria en las zonas de mayores esfuerzos y restar resistencia en las zonas menos solicitadas; condición que posibilita ahorro de peso y material.
- Cimentaciones: teniendo en cuenta la naturaleza del tipo de obra a efectuar, la cual no reviste la existencia de cargas con magnitudes considerables; se opta una capacidad portante del terreno de 0,005 kN/cm² para dimensionar las cimentaciones. Cabe aclarar que dicho valor proviene de un estudio geotécnico efectuado en la zona. Como sistema de fundación, se adoptan cimentaciones directas de hormigón armado.

2.9.1.2. Sistema estructural secundario

- Correas: son de madera laminada estructural (MLE), destinadas a soportar el material de cubierta, transfiriendo las cargas a los pórticos. Son de secciones rectangulares constantes con elevada esbeltez (relación alto/ancho) a fin de garantizar buen rendimiento a flexión. Las luces de dichas correas son de 6 m y corresponden con la separación dada entre los pórticos
- Arriostramientos de cubierta y laterales.

2.9.2. Sistema envolvente

Las normas IRAM define un techo como: “El conjunto de elementos que cierran y cubren la parte superior de un edificio”.

Al respecto, otro autor define su utilidad (Chandías, 1992):

“Su misión, al igual que las paredes exteriores, es la de suministrar protección contra todos los agentes externos; por su exposición directa a la intemperie necesita estar formada por materiales de gran resistencia a las variaciones térmicas y agentes hidráulicos de la atmósfera”.

Al margen de que su peculiaridad funcional sea la estanqueidad, la cubierta, como cerramiento que es, ha de satisfacer aquellas funciones genéricas de protección y aislamiento que son comunes a todos los cerramientos del edificio (Mallo Alonso, 2011).

El manejo de cada material empleado, permite instituir múltiples soluciones acordes a la disponibilidad comercial regional y, a los requerimientos formales de diseño. Entre las aptitudes más importantes a destacar son: durabilidad frente a condiciones climáticas adversas, aislamiento térmico y acústico, y resistencia por solicitaciones provenientes de cargas gravitatorias, accidentales y sobrecargas de uso

Los elegidos para tal finalidad son lo que se detallan en los incisos posteriores.

2.9.2.1. Cerramiento horizontal exterior

Compuesto por un cobertizo a dos aguas con una inclinación aproximada de 8°, a fin de asegurar el escurrimiento normal de aguas pluviales.

Se utiliza un sistema modular conformado por paneles metálicos tipo sándwich apoyados sobre las correas de madera que a su vez descansan en la estructura resistente principal de la nave. Básicamente, están constituidos por los siguientes materiales:

- Cara exterior:

Material: Acero galvanizado prepintado blanco o cincalum

Acabado de chapa: Trapezoidal 5 crestas

Espesores nominales: 0,5 mm.

- Cara interior:

Material: Acero galvanizado prepintado blanco

Acabado de chapa: Tableteado

Espesores nominales: 0,5 mm.

- Núcleo aislante:

Material: Espuma a base de resina de poliuretano

Densidad nominal total: 40 kg/m³ aprox.

Espesores nominales chapa: 30, 50 y 80 mm.

Largos: Máximo hasta 14 mts de largo. Mínimo 2,50 mts.

En la Figura 24, se disponen las medidas comerciales.

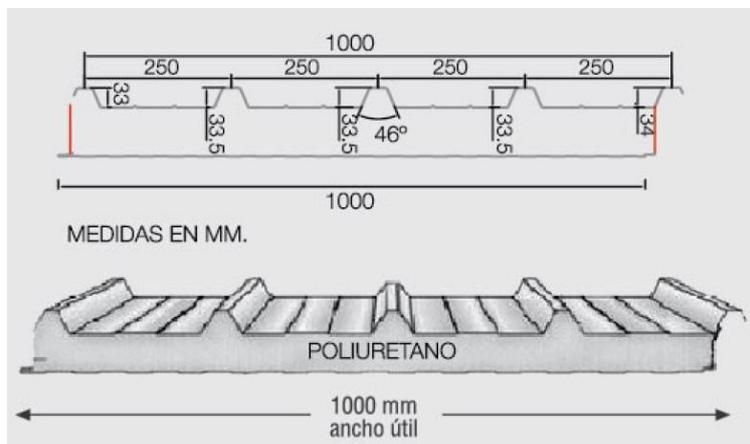


Fig. 24. Descripción del panel metálico (Empresa Acerolatina S.A)

Cada panel se encuentra fijado a cada correa mediante tornillos autoperforantes, respetando las especificaciones de montaje propuestas por el fabricante. La Figura 25 detalla la sujeción entre los paneles.

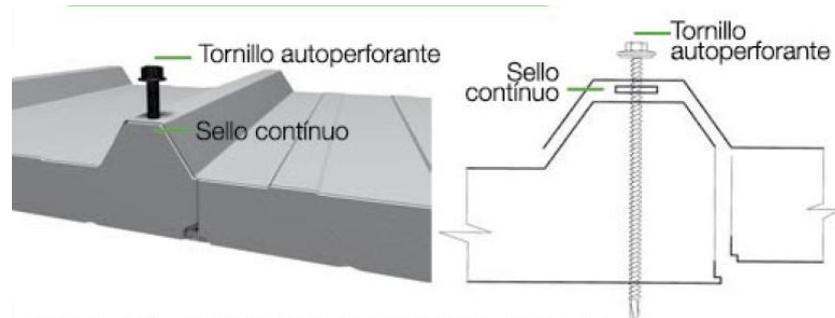


Fig. 25. Detalle de encuentros. Fuente: Empresa Acerolatina S.A.

Las juntas longitudinales se producen mediante un adecuado encaje entre la junta macho y la junta hembra entre los paneles contiguos, situación posible por los bajos coeficientes de contracción y dilatación que presentan.

De acuerdo a las características anteriormente descritas, este tipo de paneles asumen la función de cerramiento y soporte de cargas aplicadas, como también la de aislante térmico.

2.9.2.2. Cerramiento vertical exterior

Los paneles utilizados como recubrimiento vertical poseen las mismas características técnicas que los empleados en la cubierta. Los mismos están sujetos por medio de un entramado estructural formado por correas dispuestas horizontalmente respecto al sistema estructural primario, formado por los pórticos triarticulados.

Las principales ventajas de utilizar esta solución son:

- Sencillez en su instalación, seguridad, ligereza ya que no supone una carga excesiva en la estructura.
- Funcionalidad debido a las prestaciones de aislamiento térmico y, estética por las condiciones de acabado decorativo que ofrece.

CAPÍTULO 3

MADERA

3.1. INTRODUCCIÓN

La madera, a diferencia del acero u hormigón, es un material que al provenir de un medio natural como lo es el árbol, presenta una estructura heterogénea que trae aparejado un comportamiento desigual respecto a sus fibras longitudinales y transversales ante esfuerzos inducidos por fuerzas, es decir que sus características mecánicas varían dependiendo de la dirección geométrica en la cual sean medidas.

Existen diferentes tipos de madera estructural:

- Madera maciza en rollo: es aquella a la que simplemente se le ha extraído la corteza y desbastado o ranurado alguna cara, siendo generalmente de sección circular. Las aplicaciones más habituales son las siguientes:
 - Construcciones para uso agrícola como cobertizos y naves de pequeñas luces.
 - Soportes de pasarelas y pasos elevados.
 - Construcciones de embarcaderos.
 - Pilotes de cimentación.
 - Postes de señalización y equipamiento de parques y jardines.
- Madera aserrada: es el nombre que recibe a partir del despiece del tronco generando distintas escuadrías; generalmente de sección rectangular. Se emplea principalmente en estructuras de luces pequeñas (4 a 6 m) y medias (6 a 17 m).
- Madera laminada encolada: es aquella pieza recta o curvada obtenida a partir de piezas menores en forma de tablas o tablillas, encoladas en capas sucesivas.

Considerando que el objeto del trabajo es emplear madera laminada, se expone información más detallada a continuación.

3.2. MADERA LAMINADA ENCOLADA

La madera laminada es un elemento estructural compuesto de piezas de menores dimensiones encoladas en capas sucesivas, de tal forma que las fibras de todos los elementos sean paralelas entre sí. El espesor de los elementos puede variar entre 15 y 40 mm (Ecoviga, s.f.)

Al respecto, Arriaga Martitegui y Blasco Casanovas (s.f.) precisan la siguiente descripción:

“Proviene de la formación de elementos estructurales a partir de la adición solidaria de láminas de madera, en general encoladas entre sí. El objetivo es conseguir mayores secciones y longitudes, además de aprovechar la facilidad de conformación o curvabilidad individual de cada lámina, atributos no conseguidos en la madera aserrada”.

3.2.1. Antecedentes

La técnica de superar las limitaciones dimensionales mediante vinculaciones mecánicas de tablas o tirantes (clavos, pernos, tarugos etc.) se conoce desde hace siglos. El reemplazo de esas pobres vinculaciones mecánicas por una ligazón química efectiva, como las actuales, se debe a Otto Hetzer, quien en 1905 hace conocer en Europa el sistema denominado “estructura Hetzer”, consistente de elementos rectos o curvos fabricados con tablas pegadas con adhesivo a base de caseína y cal pulverizada. Las primeras construcciones importantes se realizaron entre 1909 y 1919 en Suiza, Dinamarca y Suecia, bajo el procedimiento denominado “estructuras Töreboda”. La rápida evolución del sistema ideado por Hetzer se debe en gran medida a la evolución de las técnicas de industrialización de la madera, la aparición de adhesivos sintéticos no degradables biológicamente, la ampliación de la capacidad de los sistemas de transporte y la mayor versatilidad de los programas de construcción civil, industrial y rural (Demkoff, 2003).

3.2.2. Ventajas operativas e inconvenientes de uso

El empleo de la madera laminada, trae aparejado una serie de ventajas en comparación con otros materiales tradicionales empleados en la construcción, como el acero y concreto.

A lo descripto anteriormente, se le añaden las siguientes aptitudes:

- Excelente comportamiento a la flexión y la compresión.
- No entrar en combustión con facilidad ante posibles casos de incendios. Además, una vez inflamadas, las secciones de las masas de los elementos estructurales pierden más lentamente sus facultades por lo que conservan su integridad estructural durante un incendio.
- Brindar comercialmente variedad de escuadrías.
- Obtener un sinfín de diseños de alto valor estético, dada la posibilidad de combinarse con otros materiales (hormigón, acero o cristal).
- Requerir un escaso mantenimiento.
- Tener un peso específico (500 kg/m^3) considerablemente inferior, en comparación al de otros materiales: pesa 5 veces menos que el hormigón armado (2400 kg/m^3) y 15 veces menos que el acero (7850 kg/m^3).
- No conducir electricidad ni cargarse electrostáticamente.
- Poseer un bajo coeficiente de dilatación por temperatura.

Respecto a la aplicación de la madera laminada aplicada al proyecto se logra:

- Promocionar una alternativa viable para aquellos constructores y arquitectos, que deseen contar con nuevas posibilidades de diseño.
- Crear sistemas de estructuras portantes sin apoyos intermedios debido a la relación peso/resistencia.
- Poseer muy buena resistencia a la acción de efluentes líquidos y los residuos sólidos generados en la actividad cotidiana de los tambos (amoníaco, dióxido de carbono, ácido sulfhídrico, etc.)

- Prefabricar en taller los elementos estructurales conformantes de modo de racionalizar y de reducir los tiempos de montaje y puesta en obra, efectuando las provisiones necesarias destinadas a evitar la existencia de esfuerzos superiores a los previstos.
- Modular la construcción a fin de posibilitar a futuro ampliaciones y/o remodelaciones, permitiendo conservar su valor residual, en caso de desmontajes y/o demoliciones.
- Cumplir con la premisa de aplicar tecnologías innovadoras de bajo impacto ambiental, ya que su producción requiere menos energía que la respectiva para obtener acero, plástico o los conglomerantes del hormigón.
- Instituir un uso sustentable, racional y ecológico. Es por ello que se elige a la madera compensada ya que proviene únicamente de Eucaliptus y Pinos, los cuales son considerados un recurso renovable.

En relación a las desventajas, las mismas se enumeran a continuación:

- Presentar una estructura heterogénea por ser un material anisótropo, lo cual trae aparejado un comportamiento desigual según sea la dirección de las fibras en la que se analice. Por lo tanto, sus propiedades mecánicas están sujetas a la orientación de dichas fibras y a la dirección del esfuerzo considerado.
- Requerir de dispositivos adicionales que aseguren la estabilidad y rigidez, tales como (diagonales, nudos rígidos, cruces de San Andrés, etc.).
- Presentar nudos o posibles defectos que provocan alteraciones y discontinuidades en las fibras, que conlleven una disminución de las propiedades mecánicas.

3.2.3. Proceso de fabricación

En referencia al mecanismo actual de fabricación de madera laminada encolada Demkoff (2003), a través de su trabajo, expone: “la fabricación de madera laminada es un proceso conceptualmente simple que consiste en producir elementos macizos de resistencia incrementada, constituidos por tablas de espesor reducido encoladas solidariamente de forma tal que no se pueda separar o individualizar el trabajo de cada lámina. Para ello hay que utilizar madera seca, el adhesivo adecuado, aplicar la presión correspondiente y realizar la operación en un taller con humedad y temperatura controladas. Estas condiciones son rigurosas e independientes de las dimensiones del elemento encolado.

Trabajar la madera a cualquier temperatura y humedad ambiente no funciona para el caso de la producción de madera laminada encolada no sólo porque el control de humedad y temperatura de la madera es indispensable, sino también porque los adhesivos especiales para uso estructural se deben aplicar dentro de condiciones estables muy estrictas y limitativas.

La fabricación de MLE no es una oportunidad para recuperar desechos. Utilizar madera de mala calidad resulta en vigas o arcos de mala calidad.

3.2.3.1. Uniones

Las tablas se empalman mediante uniones “Finger-Joint”, que permite también recuperar piezas relativamente cortas y homogeneizar secciones de madera valiosa.

La primera operación consiste en ajustar el porcentaje de humedad entre un 12% y un 17%, con diferencias no mayores a 4% entre tablas y no mayor a 2% entre sectores de una misma tabla. Se continúa con un saneado de defectos y empalme en largo mediante "Finger-Joint". La temperatura de la madera en esta etapa debe ser igual o mayor que 15° C. El largo de los dientes de empalme efectivo es de 15mm, ejerciendo sobre la unión una presión mínima del orden de los 20 bares.

No hay demasiada diferencia entre los dientes tipo Finger-Joint, para paneles y para madera laminada estructural. La mayor diferencia está en el equipamiento. La tendencia actual es trabajar con dientes de un largo cercano a los 12 a 15 mm. Operativamente los dientes para madera laminada estructural deben ser autoblocantes y tener en el extremo un "escape" para el adhesivo. Este pequeño "vacío" en el extremo del diente, necesario para trabajar con presiones altas, a veces se ve como un inconveniente en los paneles, obligando a masillar el hueco. La mayor diferencia del proceso, es el prensado. En las fábricas de paneles, los listones se prensan contra un tope. En una fábrica de madera laminada encolada se utilizan prensas rítmicas, que permiten hacer tablas de largo ilimitado.

3.2.3.2. Encolado

Una vez empalmadas las tablas se deben cepillar con una tolerancia en espesor no superior a 0,1 mm por metro de largo cuando se utiliza adhesivo de urea formaldehído y 0,2 mm por metro si el adhesivo es urea resorcinol. No se debe dejar transcurrir más de 24 horas entre la operación de cepillado y la de encolado, en ausencia de polvo y aserrín.

Los adhesivos para uniones "Finger-Joint" para el conformado de vigas, son a base de urea formaldehído para elementos en el interior, y de urea resorcinol para elementos al exterior.

Los adhesivos vinílicos con o sin endurecedor, muy comunes en la fabricación de muebles y paneles, no son aptos para la fabricación de madera laminada estructural. Ni siquiera para uniones "Finger-Joint". Las juntas realizadas con colas vinílicas tienen condiciones termoplásticas y fluyen bajo la acción de cargas permanentes y con el incremento de temperatura por más leve que sea.

3.2.3.3. Adhesivos

Es necesario utilizar un adhesivo para uso estructural. Por el momento los únicos adecuados son los adhesivos de urea formaldehído, urea resorcinol y urea melamina, todos de dos componentes y de curado en frío, entendiéndose por tales los productos con los cuales la reacción de catalización de la resina se produce por la acción de un componente agregado a la mezcla base. Se proscriben totalmente los adhesivos vinílicos tan utilizados en carpintería porque no resisten las solicitudes habituales de los elementos estructurales.

Existe en el mercado europeo un nuevo adhesivo de tipo anaeróbico, de un componente pero su tecnología de uso requiere de prensas sofisticadas.

El adhesivo de urea formaldehído es el más económico y es utilizable en taller con temperaturas no inferiores a los 10°C.

El mejor adhesivo para usos exteriores y sin duda el más utilizado por los fabricantes europeos, es el de urea resorcinol. Requiere una temperatura de trabajo superior, y es bastante más costoso que el de urea formaldehído.

El adhesivo de urea melamina es también muy resistente a la acción de la humedad sin serlo tanto como el adhesivo de resorcinol y suele ser utilizado cuando se desea evitar las líneas de cola oscuras de la resorcina.

3.2.3.4. Prensado

Debe efectuarse en un local cerrado con control y registro continuo de las condiciones ambientales. Es necesario que se mantenga la presión requerida hasta que termine completamente la polimerización del adhesivo. El tiempo de prensa varía según el tipo de adhesivo, temperatura y la hidrometría ambiental.

La presión a aplicar es para cualquiera de ellos un punto crítico. Para los encolados de urea formaldehído varía entre los 10 y 15 kg/cm² y puede reducirse a 8 o 9 kg/cm² para el de urea resorcinol. Es muy importante que la presión sea constante sobre todo el elemento a fabricar, verificando la repartición homogénea de la presión en la superficie de las tablas. La temperatura normal del taller debe ser de 15° C.

Un error frecuente es separar demasiado las prensas, lo que se traduce en una menor capacidad para ejercer presión global, y acarrea una segunda consecuencia muy negativa que se traduce en presiones localizadas en forma intermitente. El resultado final es una baja resistencia general de las vigas, agravado por la delaminación a través del tiempo. Además, en vigas curvas, la separación excesiva entre prensas dificulta el ajuste del paquete de tablas al perfil de los moldes resultando en piezas con perfiles abollados.

Luego del prensado, se estiba evitando golpes y flexiones indebidas, a temperatura moderada, entre unos pocos días y una semana, hasta alcanzar la estabilización higrométrica interna de las piezas encoladas y la casi definitiva resistencia del encolado.

3.2.3.5. Operaciones finales

Comprende el cepillado, el recorte de extremos, entalladuras y perforaciones. Entre las operaciones finales eventualmente se puede contemplar la aplicación de una solución preservante y/o cubrientes.

Las vigas precisan de un tiempo de estabilización variable según las condiciones ambientales y sus dimensiones.

3.2.3.6. Requisitos de calidad

La norma IRAM 9660 (2015) establece una serie de pautas referidas al proceso de fabricación de piezas de madera laminada, con el objeto de garantizar su calidad. Se divide en dos partes:

- Clases de Resistencia y requisitos de fabricación y control (IRAM 9660-1, 2015)
- Métodos de ensayo (IRAM 9660-2, 2015)

Para ello impone una sucesión de condiciones a respetar que incluyen desde la calidad de la madera, el tipo de adhesivo y los procesos de laminación y encolado, hasta una serie de ensayos y controles de calidad que deben cumplimentar los establecimientos fabricantes para obtener la certificación de esta norma.

Demkoff (2003), señala que lograr un producto de calidad, fiable y resistente obliga a realizar sistemáticamente numerosos controles operativos en forma permanente. Los controles mínimos a realizar, para asegurar la calidad son:

- Humedad y temperatura de la madera
- Resistencia de las juntas "Finger-joint"
- Temperatura y humedad de la sala de encolado
- Temperatura durante el curado.

3.2.4. Marco legal

La República Argentina cuenta con su Reglamento propio de Estructuras de Madera (INTI - CIRSOC 601, 2016) que posibilita conocer los requisitos técnicos y de certificación. Según sea el tipo de madera considerada, dicho Reglamento expone en su desarrollo cuatro suplementos que ponen a disposición distintas tensiones de referencia:

- en el suplemento 1 para madera aserrada (MA)
- en el suplemento 2 para madera laminada encolada para uso estructural (MLE)
- en el suplemento 3 para madera de sección circular
- en el suplemento 4 para uniones mecánicas

3.2.5. Propiedades físicas

En relación a la normativa vigente (IRAM 9664, 2013), se han referenciado valores característicos de propiedades físicas, concernientes a las siguientes especies:

- pino Paraná
- eucalipto Grandis
- pino Taeda y Ellioti
- álamo

3.2.5.1. Densidad

Según el suplemento 2: "Valores de diseño para madera laminada encolada estructural", perteneciente al Reglamento CIRSOC 601-2016 (INTI - CIRSOC 601, 2016), los valores de la densidad corresponden a la combinación especie/procedencia y a la clase resistente de las tablas empleadas en la fabricación.

A continuación, la Tabla 6 expone valores de densidades correspondientes a las especies mencionadas en el inciso 3.2.5., se toma como valor característico de la densidad al percentil 5 % ($\rho_{0,05}$), obtenido con un contenido de humedad del 12 %, expresado en kg/m^3 .

Tabla 6. Valores de densidad

Especie	Clase de resistencia	$\rho_{0,05}$ (kg/m ³)
Pino Taeda y elliotti ⁽¹⁾	1	420
	2	390
Pino Paraná ⁽²⁾	1	460
	2	400
Eucalipto grandis ⁽³⁾	1	430
	2	
Álamo ⁽⁴⁾	1	400
	2	
(1) Valores de la densidad para tablas de pino Taeda y Ellioti (IRAM 9662-3, 2015) (2) Valores de la densidad para tablas de pino Paraná (IRAM 9662-1, 2015). (3) Valores de la densidad para tablas de eucalipto Grandis (IRAM 9662-2, 2015) (4) Valores de la densidad para tablas de álamo (IRAM 9662-4, 2015).		

El valor de densidad para cualquier tipo de madera laminada oscila de 390 a 460kg/m³, es inferior comparado a los 7500 kg/cm³ del acero y a los 2400 kg/cm³ del hormigón. Ésta aptitud de “peso disminuido” permite desarrollar estructuras más livianas, fácilmente montables y, consecuentemente, cimentaciones de un tamaño mucho menor.

3.2.6. Propiedades mecánicas

Las propiedades mecánicas son aquellas asociadas al comportamiento de la madera frente a la acción de cargas. El conocimiento de estas propiedades, principalmente en flexión, es muy importante para el uso estructural en general y de la madera encolada en particular.

Los valores de cada especie de madera son variables en relación a sus constantes elásticas que definen el comportamiento mecánico, surgidos a través de ensayos y métodos estadísticos.

Dichos valores de las propiedades mecánicas son de referencia y toman preponderancia en el proceso de diseño y calculo estructural, los cuales deben compararse con los esfuerzos que experimentan los distintos miembros estructurales.

3.2.6.1. Tracción paralela a las fibras

Es la tensión originada por el esfuerzo de tracción paralelo a la dirección de las fibras. Los valores característicos oscilan 2,30 a 4,10 N/mm², según Tabla 7.

Tabla 7. Valores de referencia para Tensión de diseño en tracción paralela a las fibras, de referencia F_t (IRAM 9660-1, 2015)

Especie	Clase de resistencia	F_t (N/mm ²)
Pino Taeda y elliotti ⁽¹⁾	1	3,50
	2	2,30
Pino Paraná ⁽²⁾	1	4,10
	2	3,50
Eucalipto grandis ⁽³⁾	1	4,10
	2	3,70
Álamo ⁽⁴⁾	1	3,50
	2	3,20

(1) Pinus taeda y elliotti cultivado en las provincias de Misiones y Corrientes.
(2) Araucaria angustifolia cultivado en la provincia de Misiones.
(3) Eucalyptus grandis cultivado en las provincias de Entre Ríos, Corrientes y Misiones.
(4) Populus deltoides ('Australiano 129/60' y 'Stoneville 67) cultivado en el delta del río Paraná.

3.2.6.2. Compresión paralela a las fibras

Es la tensión originada por el esfuerzo de compresión en dirección paralela a las fibras. Los valores característicos oscilan entre 4,10 a 7,50 N/mm², según Tabla 8.

Tabla 8. Valores de referencia para Tensión de diseño en compresión paralela a las fibras, de referencia F_c (IRAM 9660-1, 2015)

Especie	Clase de resistencia	F_c (N/mm ²)
Pino Taeda y elliotti ⁽¹⁾	1	6,30
	2	4,10
Pino Paraná ⁽²⁾	1	7,50
	2	6,30
Eucalipto grandis ⁽³⁾	1	7,50
	2	6,60
Álamo ⁽⁴⁾	1	6,30
	2	5,60

(1) Pinus taeda y elliotti cultivado en las provincias de Misiones y Corrientes.
(2) Araucaria angustifolia cultivado en la provincia de Misiones.
(3) Eucalyptus grandis cultivado en las provincias de Entre Ríos, Corrientes y Misiones.
(4) Populus deltoides ('Australiano 129/60' y 'Stoneville 67) cultivado en el delta del río Paraná.

3.2.6.3. Flexión

Es la resistencia a curvarse que presenta una pieza de madera ante una carga aplicada perpendicular a las fibras. Los valores característicos oscilan 4,10 a 7,50 N/mm², según Tabla 9.

Tabla 9. Valores de referencia para Tensión de diseño en flexión, de referencia F_b (IRAM 9660-1, 2015)

Especie	Clase de resistencia	F_b (N/mm ²)
Pino Taeda y elliotti ⁽¹⁾	1	6,30
	2	4,10
Pino Paraná ⁽²⁾	1	7,50
	2	6,30
Eucalipto grandis ⁽³⁾	1	7,50
	2	6,60
Álamo ⁽⁴⁾	1	6,30
	2	5,60

(1) Pinus taeda y elliotti cultivado en las provincias de Misiones y Corrientes.
 (2) Araucaria angustifolia cultivado en la provincia de Misiones.
 (3) Eucalyptus grandis cultivado en las provincias de Entre Ríos, Corrientes y Misiones.
 (4) Populus deltoides ('Australiano 129/60' y 'Stoneville 67) cultivado en el delta del río Paraná.

3.2.6.4. Módulo de elasticidad E

Su valor es variable, dependiendo también de la combinación especie/procedencia correspondiente a la madera laminada utilizada y a la orientación de sus fibras en relación a la dirección del tipo de sollicitación:

Tiene en cuenta:

- Esfuerzos perpendiculares a las fibras
- Esfuerzos paralelos a las fibras

A modo orientativo, la Tabla 10 expone valores de referencia, de acuerdo al tipo de madera laminada empleada y en correspondencia a la clase resistente.

Tabla 10. Valores de referencia para Módulos de elasticidad longitudinales (IRAM 9660-1, 2015)

Especie	Clase de resistencia	E (N/mm ²)
Pino Taeda y elliotti ⁽¹⁾	1	11200
	2	6700
Pino Paraná ⁽²⁾	1	13400
	2	11600
Eucalipto grandis ⁽³⁾	1	13400
	2	11600
Álamo ⁽⁴⁾	1	9400
	2	8500

(1) Pinus taeda y elliotti cultivado en las provincias de Misiones y Corrientes.
 (2) Araucaria angustifolia cultivado en la provincia de Misiones.
 (3) Eucalyptus grandis cultivado en las provincias de Entre Ríos, Corrientes y Misiones.
 (4) Populus deltoides ('Australiano 129/60' y 'Stoneville 67) cultivado en el delta del río Paraná.

Los resultados de la presente tabla fueron obtenidos a partir de desarrollos teóricos y de comprobaciones experimentales que siguen lineamientos internacionales y se sustentan en una adecuada base estadística.

3.2.6.5. Módulo de Poisson μ

Es la relación entre la deformación lateral y la deformación longitudinal. En las coníferas sus valores están alrededor de 0,325 en densidades de 0,5 gr/cm³.

3.2.7. Elección de la madera: eucalipto Grandis

Los datos que a continuación se detallan fueron extraídos de una ficha técnica específica (INTI - MADERA Y MUEBLES, s.f.).

- Nombre Vulgar Eucaliptus Grandis, Rose Gum
- Nombre científico Eucaliptus Grandis. Flia. Mirtaceas
- Área de dispersión: Mesopotamia, Entre Ríos y Corrientes.
- Caracteres anatómicos macroscópicos

Madera de color rosado amarillento a rosado. Porosa con porosidad difusa. Poros dispuestos diagonalmente en líneas de hasta 15. Poros solitarios en su mayoría y algunos múltiples cortos de 2-3 agrupados. Ovals o circulares medianos a grandes. Parénquima no visible, de tipo vasicentrico escaso. Radios rectilíneos visibles con lupa. Anillos no demarcados.

- Caracteres estéticos y organolépticos

Color Albura: Blanco amarillenta grisácea

Color duramen: Rosado amarillenta

Brillo: Suave

Olor: Ausente

Gusto: Ausente

Textura: Mediana

Grano: Derecho

Diseño: Suave

Corte tangencial: Floreado

Corte radial: Rayado

- Propiedades físicas: son proporcionadas en la Tabla 11.

Tabla 11. Valores de propiedades físicas, especie Eucalipto Grandis (INTI - MADERA Y MUEBLES, s.f.)

Contracciones totales	Coef. Retractibilidad
Tangencial 10,6%	Tangencial 0,38%
Radial 5,5%	Radial 0,18%
Volumétrica 17%	Volumétrica 0,53%
P. Saturación de fibras 33%	Índice T/R 1,82%
Porosidad 56%	Compacidad 44%

- Comportamiento frente al secado

Es una madera que seca fácilmente, pero debido a sus índices de contracción tiende a deformarse, agrietarse y rajarse, por lo cual su secado debe ser cuidadoso para reducir la incidencia de estos defectos. Tiene tendencia al colapso. Se recomiendan tratamientos preventivos contra polilla.

Requiere un secado cuidadoso y estibas con ventilación intermedia. En el secado artificial requiere un secado atento con temperaturas que no superen los 60 grados y un tratamiento para corrección de colapso.

- Durabilidad natural:

Susceptible al ataque de insectos. La albura es sensible al ataque de la polilla. Es una madera cuya durabilidad natural al exterior y en contacto con el suelo se estima entre 5 a 10 años. Se la clasifica como madera con duramen poco durable, poco penetrable por líquidos impregnantes. La albura se impregna con facilidad.

- Propiedades mecánicas:

- Módulo de rotura flexión estática axial: 71,73 N/mm²
- Módulo de elasticidad flexión estática: 9,651 N/mm²
- Módulo de rotura compresión axial: 33,66 N/mm²
- Módulo de elasticidad compresión axial: 14,722 N/mm²
- Límite compresión axial: 7,85 N/mm²
- Módulo de rotura corte paralelo: 10,99 N/mm²
- Módulo de rotura tracción perpendicular: 6,4 N/mm²
- Módulo de rotura clavaje: 0,83 N/mm²
- Flexión dinámica K: 0,52
- Dureza janka perpendicular a las fibras: 28,62
- Carga de extracción perpendicular de clavos Kg: 72

Considerando su densidad es una madera medianamente resistente a los esfuerzos de flexión y corte. Resistente a los esfuerzos de compresión paralela, poco resistente a la compresión perpendicular.

- Trabajabilidad

- Aserrado: Presenta dificultades. Requiere elementos de corte bien afilados.
- Maquinado: Se cepilla, moldura y tornea sin dificultad.
- Encolado: No presenta dificultades
- Clavado y atornillado: Presenta dificultades. Tiende a rajarse.
- Recubrimiento superficial: Toma bien barnices, tintes y lustres dando superficies de acabado satisfactorias.

Independiente de las desventajas citadas anteriormente, el empleo de eucalipto Grandis se justifica por cumplir todos los requerimientos consignados en el Reglamento CIRSOC 601-2016 (INTI - CIRSOC 601, 2016). Además es un tipo de madera comercializado en la zona con probada resistencia química al efecto de gases corrosivos, ligados a la explotación lechera.

CAPÍTULO 4

CÁLCULO ESTRUCTURAL

4.1. CONFORMACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL

De acuerdo a la Figura 26 que sigue se visualiza la configuración de la estructura a dimensionar:

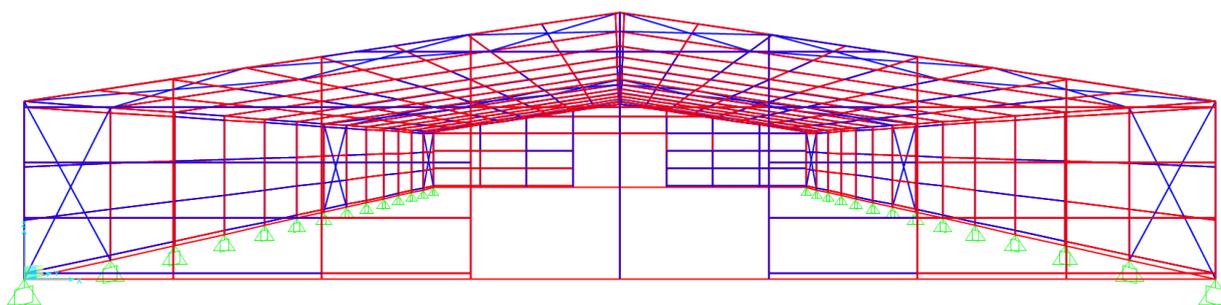


Fig. 26. Configuración estructural

Datos:

- Ubicación: Provincia de Santa Fe y zona de influencia, pudiendo ser extrapolada a otras regiones.
- Utilidad: Ordeño bovino.
- Topografía: Plana
- Terreno: Rural, plano
- Dimensiones:
 - 40x78m. (en planta), cuenta con cobertizo con quiebre central, compuesto a dos aguas.
 - Altura alero (altura mínima): 6 m.
 - Altura cumbre (altura máxima): 9 m
 - Pendiente de la cubierta $\theta = 8^{\circ}22'$
- Materiales:
 - Pórticos y correas: Madera laminada encolada de Eucalipto, grado de resistencia 1.
 - Revestimiento de cubierta y laterales: paneles aislantes fabricados con chapa galvanizada prepintada, con interior de núcleo aislante de poliuretano inyectado
- Condición de servicio: Estructura colocada en un ambiente interior con alto contenido de humedad.
- Número de vanos por pórtico: 1
- Número de semidinteles por pórtico: 2

4.2. COMPONENTES ESTRUCTURALES SUPERIORES: CORREAS

Constituyen estructura de soporte de la cubierta superior, la cual cumple la función de resguardo y protección del edificio ante la acción de factores climáticos.

Para la cubierta se utilizan paneles aislantes fabricados con chapa galvanizada prepintada, cuyos interiores cuentan con núcleos aislantes de poliuretano inyectado. En cuanto a la estructura de sostén, se lleva a cabo con tirantes de madera laminada encolada de Eucalipto. Para el análisis estructural previo, se los considera como vigas simplemente apoyadas de 6 m de luz (distancia entre apoyos), siendo su longitud determinada por la separación establecida entre los pórticos.

4.2.1. Paneles: distancia entre apoyos

La Figura 27 exhibe como queda conformada la sección constituyente de los paneles utilizados.

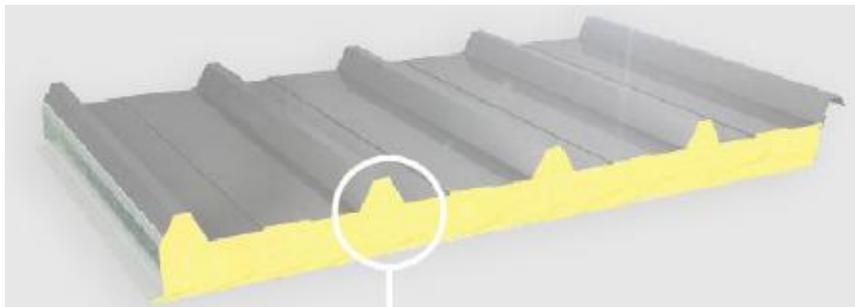
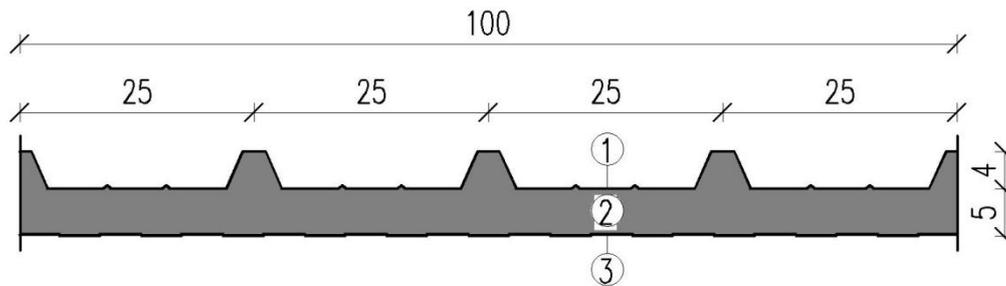


Fig. 27. Corte paneles (Acerolatina S.A., s.f.)

Mientras que la Figura 28 detalla los materiales implicados:



Siendo:

- 1- Cara exterior superior: Trapezoidal de lámina de acero galvanizado prepintado. Espesor 0,5 mm.
- 2- Aislante: Poliuretano inyectado. Espesor 50 mm.
- 3- Cara interior inferior: Tableado de Lámina de acero galvanizado prepintado. Espesor 0,5 mm

Fig. 28. Componentes de paneles (Acerolatina S.A., s.f.)

Para poder comenzar a diagramar la estructura que brinda sostén a los paneles, se halla la separación entre apoyos, es decir, la distancia entre las correas.

Para ello, el primer paso consiste en hallar el módulo resistente del conjunto. Por lo que es necesario conocer la sección, el centroide y el momento de inercia propio de cada componente.

Dada la complejidad de calcular manualmente las mencionadas propiedades en cada una de las secciones, se emplea el programa Autocad para superar dicha dificultad.

A continuación, se describen los siguientes datos correspondientes en la Tabla 12.

Tabla 12. Propiedades de la sección arbitraria de cada panel

Descripción	Área	Centroide		Momento de inercia propio
	A [cm ²]	X _c [cm]	Y _c [cm]	I _x [cm ⁴]
Chapa Trapezoidal	6,1356	50	0,9222	12,0859
Tableteado interior	5,1975	50	0,1211	0,0418

Es conveniente precisar que Autocad calcula las inercias en base al eje universal con coordenadas (0,0). Por otra parte, se deja en claro que no se tiene en cuenta el aporte del poliuretano para la sección resistente.

Ya obtenidos los baricentros de cada sección se calcula el centroide del conjunto, conforme a la Figura 29.

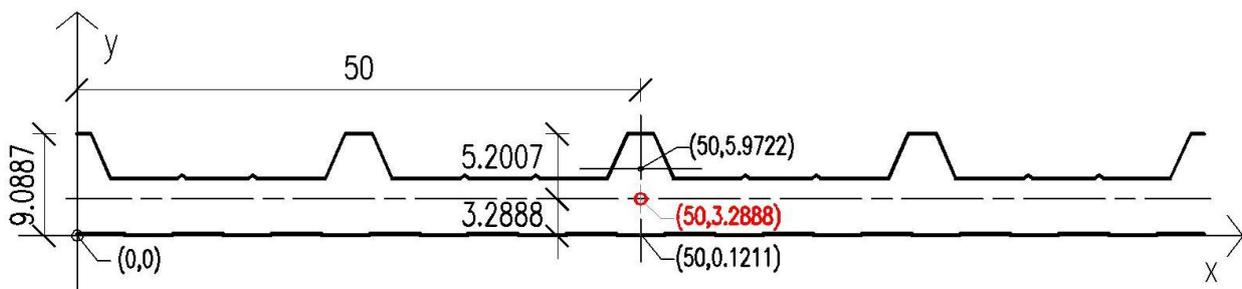


Fig. 29. Baricentro de panel. Medidas en centímetros.

La coordenada del eje X del baricentro de la sección compuesta se expresa en el término [1]:

$$Y_G = \frac{S_1 D_1 + S_2 D_2}{S_T} \quad [1]$$

Dónde:

S_1 : Área de la chapa trapezoidal de panel, en cm²

S_2 : Área del tableteado interior de panel, en cm²

S_T : $S_1 + S_2$ Área total, en cm²

D_1 : Distancia del baricentro de la chapa trapezoidal de panel respecto al eje primitivo X, en cm

D_2 : Distancia del baricentro del tableteado interior respecto al eje primitivo X, en cm

Al definir valores en [1], se determina la coordenada Y_G :

$$Y_G = \frac{6,1356\text{cm}^2 \cdot 5,9722\text{cm} + 5,1975\text{cm}^2 \cdot 0,1211\text{cm}}{6,1356\text{cm}^2 + 5,1975\text{cm}^2}$$

$$Y_G = 3,2888\text{cm}$$

Definido el baricentro de la sección compuesta; se procede a aplicar el Teorema de Steiner, también denominado Teorema de los Ejes Paralelos, respecto al eje X según la expresión [2]:

$$I_T = (I_{x1}' + S_1 \cdot D_1^2) + (I_{x2}' + S_2 \cdot D_2^2) \quad [2]$$

Dónde:

I_T : Momento de inercia del panel, en cm^4

I_{x1}' : Momento de inercia propio de la chapa trapezoidal de panel, en cm^4

I_{x2}' : Momento de inercia propio del tableado de panel.

Al sustituir valores en [2], el momento de inercia total I_T de la sección compuesta es:

$$I_T = [12,0859cm^4 + 6,1356cm^2 \cdot (5,9722 - 3,2888)^2cm^2] + [0,0418cm^4 + 5,1975cm^2 \cdot (3,2888 - 0,01211)^2cm^2]$$

$$I_T = 130,0580cm^4$$

Finalmente se halla el módulo resistente de acuerdo al enunciado [3]:

$$S_x = \frac{I_T}{Y_{m\acute{a}x.}} \quad [3]$$

Dónde:

S_x : Módulo resistente de la sección compuesta (panel), en cm^3

I_T : Momento de inercia del panel, en cm^4

$Y_{m\acute{a}x.}$: Distancia más alejada de la sección compuesta respecto al eje neutro, en cm

En el respectivo reemplazo de magnitudes:

$$S_x = \frac{130,0580cm^4}{5,2007cm}$$

$$S_x = 25,0078cm^3$$

Con el espesor de panel empleado S y el módulo resistente S_x recientemente obtenido, se define la sobrecarga según Tabla 13.

Tabla 13. Tablas de luces y cargas admisibles (Acerolatina S.A., s.f.)

S mm	K		Peso Kg/m ² 0,5/0,5	P= (KG/ M ²)	P							P						
	Kcal m ^{2h} °C	Watt m ² °C			60	80	100	120	150	200	250	60	80	100	120	150	200	250
30	0,45	0,52	8,75	L=	4,70	4,10	3,65	3,30	2,90	2,50	2,25	4,20	3,65	3,20	2,90	2,60	2,25	2,00
50	0,31	0,36	9,32	L=	5,30	4,60	4,10	3,75	3,35	2,90	2,60	4,75	4,10	3,65	3,35	3,00	2,60	2,30
80	0,21	0,24	9,70	L=	6,20	5,30	4,80	4,35	3,95	3,35	3,05	5,50	4,70	4,40	3,95	3,45	3,05	2,75

Tabla de luces admisibles: Las luces L en metros correspondientes a las sobrecargas P (kg/m^2) uniformemente distribuidas.

Entonces, para un panel de 1 m de ancho tributario cuyo espesor es de 50 mm corresponde:

- $q_p = 250 \frac{kg}{m} = 2,45kN/m$ (carga propia de panel para 1 metro de ancho tributario)
- $l_p = 2,30m$. (longitud de panel comprendida entre apoyos)

- $S_x = 25,0078\text{cm}^3 = 2,50 \times 10^{-5}\text{m}^3$

En la Figura 30, se puede la configuración del esquema de carga:

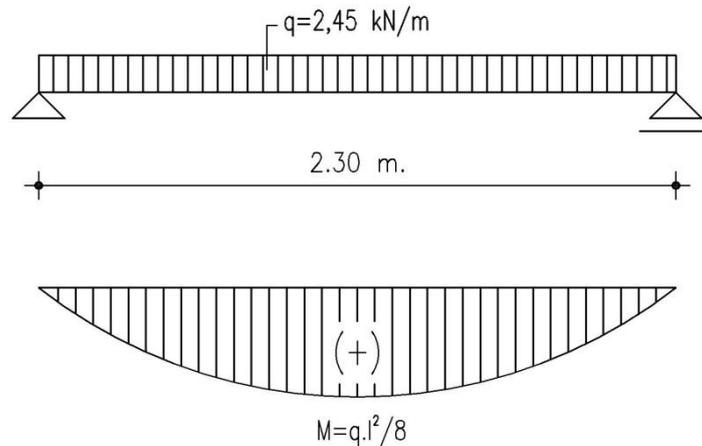


Fig. 30. Situación de carga.

El momento máximo admisible para cargas uniformemente repartidas, es según la ecuación [4]:

$$M_{m\acute{a}x.} = \frac{q \cdot l^2}{8} \quad [4]$$

Al sustituir magnitudes en [4], surge:

$$M_{m\acute{a}x_{pa}} = \frac{2,45 \text{ kN/m} \cdot 2,30^2 \text{ m}^2}{8}$$

$$M_{m\acute{a}x_{pa}} = 1,62 \text{ kNm}$$

Posteriormente se procede a calcular la tensión admisible del paquete estructural (panel) σ_p mediante la expresión [5]. La misma relaciona el momento máximo $M_{m\acute{a}x}$ con respecto al módulo resistente S_x

$$\sigma_p = \frac{M_{m\acute{a}x_{pa}}}{S_x} \quad [5]$$

Al operar 3] y [4], en [5]:

$$\sigma = \frac{1,62 \text{ kNm}}{2,50 \times 10^{-5} \text{ m}^3}$$

$$\sigma = 6,48 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$$

En la Figura 31, el esquema de carga se asemeja al de una viga continua hiperestática con carga uniformemente repartida en tres tramos iguales.

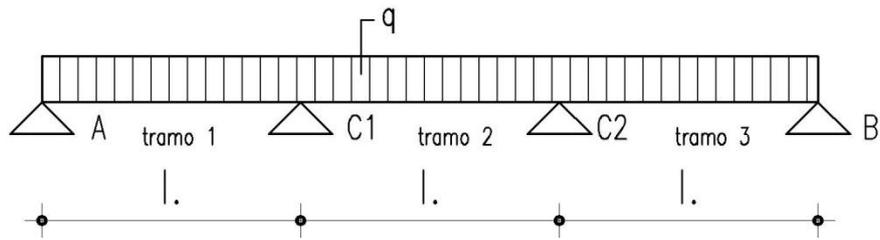


Fig. 31. Esquema de carga.

La resolución pertinente conduce a aplicar expresiones adicionales a las conocidas para vigas isostáticas, ya que la cantidad de reacciones incógnitas supera a las ecuaciones de estática. Se comienza por aplicar el Teorema de los Tres momentos.

De acuerdo a la Figura 32, en primer orden, deben hallarse los momentos existentes en los apoyos.

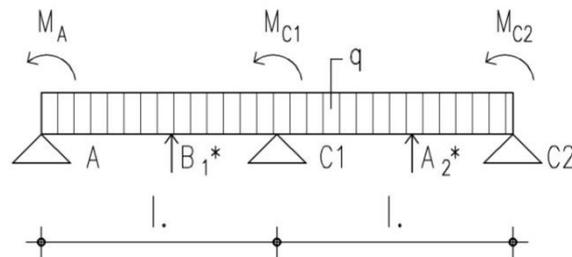


Fig. 32. Esquema de carga.

Dicho teorema tiende a contemplar ecuaciones basadas en deformaciones, se define [6]:

$$M_A \cdot l_1 + 2M_{C1} \cdot (l_1 + l_2) + M_{C2} \cdot l_2 = -6 \cdot (B_1^* + A_2^*) \quad [6]$$

Siendo:

M_A : Momento de panel en apoyo A

M_{C1} : Momento de panel en apoyo C1

M_{C2} : Momento de panel en apoyo C2

l_1 : Distancia de panel comprendida entre apoyos A y C1

l_2 : Distancia de panel comprendida entre apoyos C1 y C2

B_1^* : Giro en panel comprendido entre apoyos A y C1

A_2^* : Giro en panel comprendido entre apoyos C1 y C2

Teniendo en cuenta que:

- El momento en el apoyo A es nulo ($M_A = 0$)
- Los momentos actuantes en los apoyos C1 y C2 son iguales ($M_{C1} = M_{C2} = M$)
- Los apoyos se encuentran equidistantes ($l_1 = l_2 = l$)
- Las rotaciones son idénticas en los apoyos, por lo que se subdivide a la carga uniformemente repartida en tramos con cargas iguales. ($B_1^* = A_2^* = \frac{q \cdot l^3}{24}$)

El hecho de operar los términos de la citada expresión [6], induce a hallar los momentos de continuidad M_{C1} y M_{C2} en los apoyos:

$$2M \cdot (2l) + M \cdot l = -6 \cdot \left(\frac{q \cdot l^3}{24} + \frac{q \cdot l^3}{24} \right)$$

$$5M \cdot l = -\frac{q \cdot l^3}{2}$$

$$M = -\frac{q \cdot l^2}{10}$$

$$M_{C1} = M_{C2} = -\frac{q \cdot l^2}{10}$$

Ya conocidos M_{C1} y M_{C2} , se puede analizar cada tramo por separado.

Según la Figura 33, para el primer tramo se considera una viga simplemente apoyada con carga uniformemente repartida, sobre la cual en su extremo derecho actúa el momento M_{C1} .

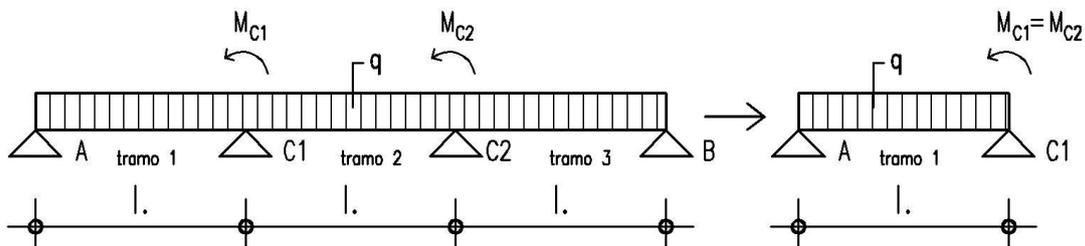


Fig. 33. Esquema de carga en el primer tramo.

A su vez, las siguientes expresiones [7.a] y [7.b] ameritan a plantear el cálculo de las reacciones R_A y R_{C1} :

$$R_A = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_{C1}}{l} \quad [7-a]$$

$$R_{C1} = -(R_A - q \cdot l) \quad [7-b]$$

Al suplantar en [7.a], el valor de M_{C1} obtenido oportunamente en la expresión [6], se calcula el valor de la reacción en el apoyo A, R_A

$$R_A = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{-q \cdot l^2}{10 \cdot l}$$

$$R_A = \frac{q \cdot l}{2} - \frac{q \cdot l}{10}$$

$$R_A = \frac{2}{5} \cdot q \cdot l$$

Luego, al introducir el valor de R_A , proveniente de la ecuación [7.a] en [7.b]; se logra determinar la magnitud de la reacción faltante, R_{C1}

$$R_{C1} = -\frac{2}{5} \cdot q \cdot l + q \cdot l$$

$$R_{C1} = \frac{3}{5} \cdot q \cdot l$$

Con la inclusión de la expresión [8] se logra obtener la distancia a la cual el momento flector actuante es máximo, respecto del esquema de carga de la Figura 30.

$$Q_x = 0 \quad [8]$$

Para ello, se debe sustituir el valor R_A obtenido de la ecuación [7.a] en [8]:

$$R_A - q \cdot X = 0$$

$$X = \frac{-R_A}{-q}$$

$$X = \frac{\frac{2}{5} \cdot q \cdot l}{q}$$

$$X = \frac{2}{5} \cdot l$$

Por su parte, la ecuación [9] en el tramo 1, posibilita calcular al momento flector máximo de la siguiente manera:

$$M_{M\acute{A}X-tramo\ 1} = R_A \cdot X - q \cdot X \cdot \frac{1}{2} \cdot X$$

$$M_{M\acute{A}X-tramo\ 1} = R_A \cdot X - \frac{1}{2} \cdot q \cdot X^2 \quad [9]$$

Al reemplazar los valores de R_A y X , obtenidas respectivamente a las ecuaciones [7.a] y [8] la magnitud del $M_{M\acute{A}X-tramo\ 1}$ es:

$$M_{M\acute{A}X-tramo\ 1} = \frac{2}{5} \cdot q \cdot l \cdot \frac{2}{5} \cdot l - \frac{1}{2} \cdot q \cdot \left(\frac{2}{5} \cdot l\right)^2$$

$$M_{M\acute{A}X-tramo\ 1} = \frac{4}{25} \cdot q \cdot l^2 - \frac{2}{25} \cdot q \cdot l^2$$

$$M_{M\acute{A}X-tramo\ 1} = \frac{2}{25} \cdot q \cdot l^2$$

Por simetría, los momentos en los tramos 1 y 3 son iguales, por lo cual:

$$M_{M\acute{A}X-tramo\ 1} = M_{M\acute{A}X-tramo\ 3} = \frac{2}{25} \cdot q \cdot l^2$$

De forma análoga se procede a continuar con el segundo tramo. La Figura 34 detalla una viga simplemente apoyada con carga uniformemente repartida, en la que actúan los momentos M_{C1} y M_{C2} en ambos extremos.

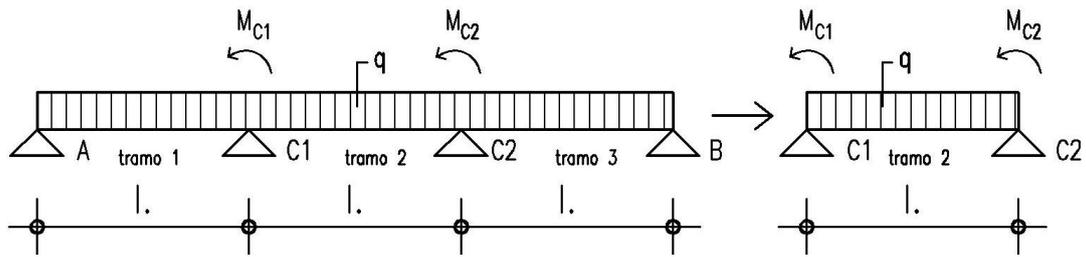


Fig. 34. Esquema de carga en el segundo tramo.

A los efectos de calcular las reacciones, se comienza por determinar la reacción R_{C1} de acuerdo al enunciado [10]:

$$R_{C1} = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_{C1}}{l} - \frac{M_{C2}}{l} \quad [10]$$

Su resolución surge de aplicar valores de M_{C1} y M_{C2} , provenientes de la expresión [6]:

$$\begin{aligned} R_{C1} &= \frac{q \cdot l}{2} + \frac{\frac{-q \cdot l^2}{10}}{l} - \frac{\frac{-q \cdot l^2}{10}}{l} \\ R_{C1} &= \frac{q \cdot l}{2} - \frac{q \cdot l}{10} + \frac{q \cdot l}{10} \\ R_{C1} &= \frac{1}{2} \cdot q \cdot l \end{aligned}$$

Por simetría, las reacciones R_{C1} y R_{C2} son iguales:

$$R_{C1} = R_{C2} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l$$

Se vuelve a aplicar la ecuación [8] para obtener la distancia en la cual el momento flector es máximo. Para ello, se opera reemplazando el valor R_{C1} obtenido de la ecuación [10]:

$$\begin{aligned} R_{C1} - q \cdot X &= 0 \\ X &= \frac{-R_{C1}}{-q} \\ X &= \frac{\frac{1}{2} \cdot q \cdot l}{q} \\ X &= \frac{1}{2} \cdot l \end{aligned}$$

La ecuación del momento flector máximo en el tramo central 2, proviene de expresar la ecuación [11]:

$$M_{M\acute{A}X} = R_{C1} \cdot X - q \cdot X \cdot \frac{1}{2} \cdot X + M_{C1}$$

$$M_{M\acute{A}X} = R_{C1} \cdot X - \frac{1}{2} \cdot q \cdot X^2 + M_{C1} \quad [11]$$

Conocidos los valores de R_{C1} , X y M_{C1} , que derivan de las ecuaciones [10], [8] y [6], respectivamente; se obtiene el valor del $M_{M\acute{A}X-tramo\ 2}$

$$M_{M\acute{A}X} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l \cdot \frac{1}{2} \cdot l - \frac{1}{2} \cdot q \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot l\right)^2 - \frac{1}{10} \cdot q \cdot l^2$$

$$M_{M\acute{A}X} = \frac{1}{4} \cdot q \cdot l^2 - \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2 - \frac{1}{10} \cdot q \cdot l^2$$

$$M_{M\acute{A}X-tramo\ 2} = \frac{1}{40} \cdot q \cdot l^2$$

En la Figura 35 se pueden cotejar los diagramas de corte, momentos flectores y deformaciones.

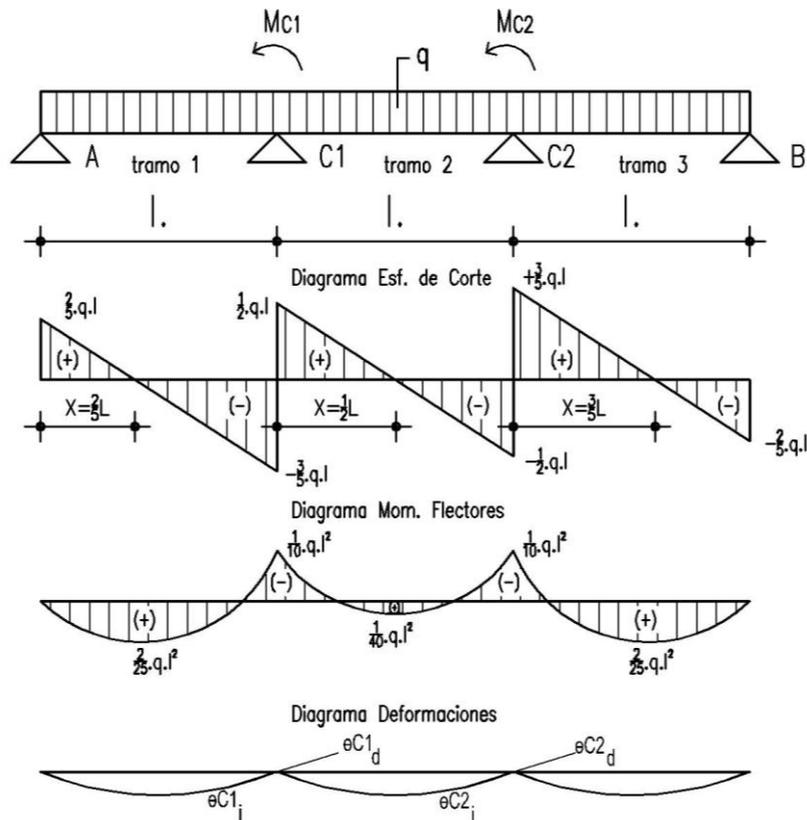


Fig. 35. Resolución viga hiperestática con carga uniformemente repartida.

Conocidos todos los momentos, se utiliza la expresión que exprese el mayor valor absoluto. En este caso puntual, resulta volver a emplear la ecuación [6] que pertenece al momento presente en los apoyos C1 y C2. Despejando dicha ecuación permite determinar la separación óptima entre apoyos.

$$M^* = \frac{1}{10} \cdot q \cdot l^2$$

Siendo:

M^* : Momento del panel

q : Carga

l : Distancia entre apoyos

Previamente, se debe conocer el momento del panel que surge del producto entre la tensión admisible (ecuación [5]) y el módulo resistente del panel (ecuación [3]), según lo acontecido en la ecuación [12]:

$$M^* = \sigma_{adm} \cdot S_x$$

Siendo:

M^* : Momento del panel

[12]

σ_{adm} : Tensión

S_x : Módulo resistente

Al operar resulta:

$$M^* = 6,48 \times 10^4 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,50 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$M^* = 1,62 \text{ kN.m}$$

Al suplantarlo [12] en [6], y despejando se permite obtener la separación máxima entre apoyos "l"

$$l = \sqrt{\frac{M^* \cdot 10}{q}}$$

Finalmente, al reemplazando valores:

$$l = \sqrt{\frac{1,62 \text{ kN/m}^2 \cdot 10}{2,45 \text{ kN/m}}}$$

$$l = 2,51 \text{ m}$$

4.2.2. Predimensionado de correas

La longitud de cálculo de las correas va a estar determinada por la separación entre los pórticos. Para determinar la altura d_c tentativa se debe aplicar la expresión [13], la cual está en función de la luz a cubrir:

$$d_c = l_c / 17 \quad [13]$$

Siendo:

l_c : Luz de cálculo de correa, en mm.

Al reemplazar valores:

$$d_c = 6000\text{mm}/17 = 353\text{mm} = 0,35\text{m}$$

Mientras que la dimensión faltante, ancho b , se determina al plantear la expresión [14]:

$$b_c = d_c/3,5 \quad [14]$$

Siendo:

d_c : Altura de correa en mm.

Al aplicar magnitudes correspondientes:

$$b = 353\text{mm}/3,5 = 101\text{mm} = 0,1\text{m}$$

A priori, las correas utilizar son de 101x353x6000 mm. A su vez, el peso propio surge de emplear la expresión [15]:

$$P_{P_c} = d_c \cdot b_c \cdot \rho_{0,05} \quad [15]$$

Donde:

$\rho_{0,05}$: Densidad de Eucalipto correspondiente al percentil 5 % con un contenido de humedad del 12 %, en kg/m^3

Al resolver la mencionada expresión:

$$P_{P_c} = 0,10 \text{ m} \cdot 0,353 \text{ m} \cdot 430 \text{ kg/m}^3 (*)$$

$$P_{P_c} = 15,18 \text{ kg/m} = 0,15 \text{ kN/m}$$

(*) (IRAM 9662-2, 2015)

A los efectos obtener un predimensionado más exacto y en congruencia con la normativa vigente, es conveniente efectuar combinaciones entre las cargas actuantes. Para ello se aplica el criterio adoptado en el artículo 1.4.: "Procedimientos de diseño", perteneciente al Reglamento CIRSOC 601-2016 (INTI - CIRSOC 601, 2016)

Al evaluar la combinación de cargas y, puntualmente la incidencia del Factor de duración de la carga C_D debe aplicarse el valor correspondiente a la carga de menor duración (artículo 4.3.). La Tabla 14, posibilita considerar distintos valores:

Tabla 14. Factor de la duración de la carga C_D (INTI - CIRSOC 601, 2016).

Duración de la carga	C_D	Ejemplo de carga
Permanente	0,9	Peso propio
10 años (duración normal)	1,0	Sobrecarga de uso ⁽¹⁾
2 meses	1,15	Nieve ⁽²⁾
7 días	1,25	Constructiva
10 minutos	1,6	Viento, sismo
Instantánea	2,0 ⁽³⁾	Carga accidental

(1) Si bien las sobrecargas de uso son generalmente consideradas como cargas de larga duración, el Proyectista Estructural puede evaluarlas particularmente en cada caso para la aplicación de C_D . Un análisis detallado puede proporcionar información que permita diferenciar aquellas sobrecargas que se corresponden con una duración acumulada de 10 años durante la vida útil de la estructura, como generalmente sucede con las cargas almacenadas en depósitos o con un porcentaje de la sobrecarga de uso, de aquellas que tienen una duración acumulada mucho menor. Las sobrecargas en cubiertas solo accesibles para mantenimiento, así como un porcentaje de la sobrecarga de uso en locales de viviendas, a modo de ejemplo, constituyen casos en los cuales la duración acumulada suele ser inferior a 10 años durante la vida útil de la estructura. En estos casos, el Proyectista Estructural puede adoptar un valor mayor que 1 para C_D , con el fin de evitar un diseño demasiado conservador.

(2) Dependiendo de la zona.

(3) Valores de C_D mayores que 1,6 no se deben aplicar a uniones (excepto cuando su capacidad portante sea determinada por partes metálicas u otros materiales), y a miembros estructurales de madera impregnada con preservantes o a tratamientos químicos de protección contra el fuego.

Para poder determinar C_D se deben afectar todas las combinaciones de carga posibles a sus respectivos factores y, luego evaluar cuál de ellas ocasiona mayores efectos, según la expresión [16]:

$$U = \left(\frac{D}{0,90} \left| \frac{D+L}{1,00} \right| \frac{D+S}{1,15} \left| \frac{D \pm W}{1,60} \right| \frac{D+L+S}{1,15} \right)_{MAX} \quad [16]$$

Donde:

D : Carga permanente

L : Sobrecarga de uso

S : Carga de nieve

W : Carga de viento

Cabe aclarar que las combinaciones en las que interviene W no se incluyen en el análisis porque ésta tiene sentido opuesto a las restantes cargas y menor valor que cada una de ellas. Por otra parte, la intervención de W en una combinación define un valor $C_D = 1,6$ por lo que no existe posibilidad de que su inclusión determine una combinación crítica.

A continuación, las expresiones [17-a] y [17-b] proveen las posibles combinaciones, según este caso particular:

$$U_1 = D/C_D \quad [17-a]$$

$$U_2 = (D + L)/C_D \quad [17-b]$$

Donde:

D : Carga permanente

L : Sobrecarga de uso

C_D : Factor de duración de la carga.

La carga permanente D , surge de considerar los pesos propios del panel y de cada correa, según Tabla 15.

Tabla 15. Pesos de materiales en cubierta

Doble chapa de acero con núcleo de poliestireno expandido	0,13 kN/m ² (*)
Tirante de madera laminada encolada	0,17 kN/m (**)

(*) (INTI - CIRSOC 101, 2005)

(**) (Arauco Distribución S.A., s.f.).

El peso propio del panel $P_{P_{pa}}$ surge de aplicar la expresión [18]:

$$P_{P_{pa}} = \text{Peso panel} \times \text{Ancho de influencia} \quad [18]$$

La Figura 36 tiene por fin esquematizar la magnitud lineal influyente sobre cada correa:

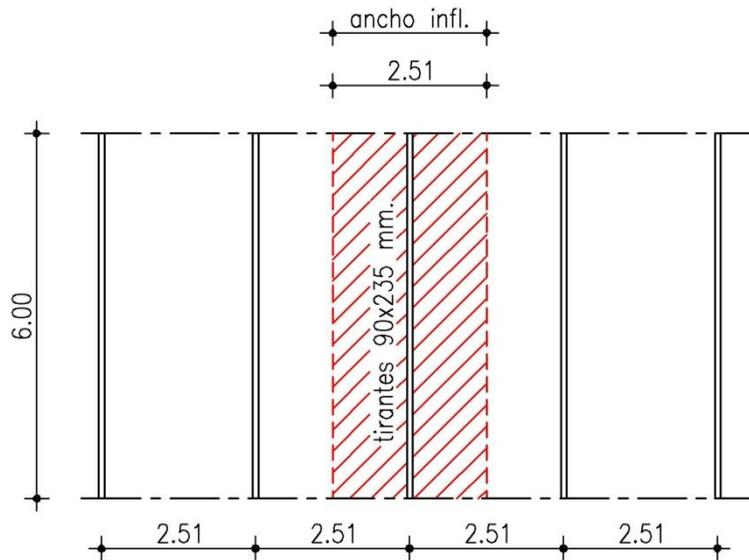


Fig. 36. Incidencia de carga lineal sobre cada correa.

En consecuencia:

$$P_{P_{pa}} = 0,13 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,51 \text{ m}$$

$$P_{P_{pa}} = 0,33 \text{ kN/m}$$

Según la expresión [19], la carga permanente D es:

$$D = P_{P_{pa}} + P_{P_c} \quad [19]$$

Al reemplazar magnitudes en [19], la carga permanente D toma el siguiente valor:

$$D = 0,33 \text{ kN/m} + 0,15 \text{ kN/m}$$

$$D \cong 0,50 \text{ kN/m}$$

Y al sustituir las magnitudes de D , L_r y C_D , resulta:

$$U_1 = 0,5 \text{ (kN/m)}/0,9$$

$$U_1 = 0,56 \text{ kN/m}$$

$$U_2 = 0,5 + 0,58 \text{ (kN/m)}/1$$

$$U_2 = 1,08 \text{ kN/m}$$

En consecuencia, se concibe a la **combinación de cargas U_2 como la crítica para el diseño**, ya que arroja un mayor valor absoluto.

De acuerdo a Figura 37, el esquema de carga es:

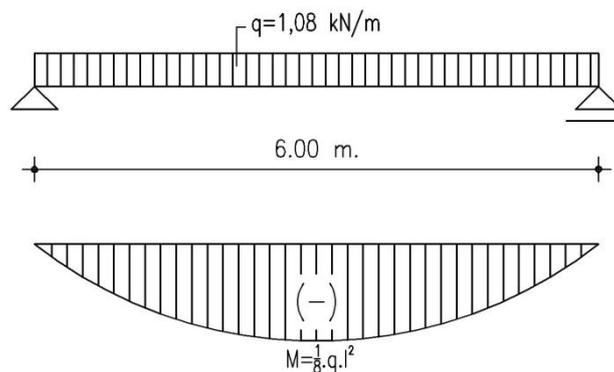


Fig. 37. Carga uniformemente repartida con diagrama de momento máximo (kN.m).

A los efectos de tener una aproximación rápida se supone un campo elástico de esfuerzos, donde el valor del momento máximo proviene de la ecuación [4] ya utilizada anteriormente. Al suplantar valores, la magnitud del momento obrante es:

$$M_{m\acute{a}x_c} = \frac{1,08 \text{ kN/m} \cdot 6^2 \text{ m}^2}{8}$$

$$M_{m\acute{a}x_c} = 4,86 \text{ kNm}$$

A partir de la fórmula [5], se despeja el módulo resistente S_{nec_c}

$$S_{nec_c} = \frac{M_{m\acute{a}x_c}}{\sigma_{adm_{eu}}}$$

Siendo:

$M_{m\acute{a}x_c}$: Momento máximo de correa

$\sigma_{adm_{eu}}$: Tensión admisible de la madera (eucalipto)

En el reemplazo de valores resulta:

$$S_{nec_c} = \frac{4,86 \text{ kN} \cdot \text{m}}{1,18 \times 10^4 \text{ kN/m}^2}$$

$$S_{nec_c} = 4,13 \times 10^{-4} \text{ m}^3 = 4,12 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

A su vez, el módulo resistente S_{nec_c} se puede expresar a través de la fórmula [20]:

$$S_{nec_c} = \frac{b \cdot d^2}{6} \quad [20]$$

Siendo:

b : ancho de correa

d : alto de correa

Al adoptar $b = 90mm \cong 4''$, se despeja d

$$d = \sqrt{\frac{S_{nec_c} \cdot 6}{b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{4,12 \times 10^5 \text{ mm}^3 \cdot 6}{90 \text{ mm}}}$$

$$d = 165,73 \text{ mm}$$

En correspondencia a los datos provistos por la Tabla 16, y a la altura d recientemente calculada, se escoge utilizar tirantes de 4x8" (90x190 mm).

Tabla 16. Medidas comerciales correas (Ecoviga S.A.)

" mm	ALTURAS																							
	4"	5"	6"	7"	8"	9"	10"	11"	12"	13"	14"	15"	16"	17"	18"	19"	20"	21"	22"	23"	24"			
2" 40	90	117	140	165	190	210	235	258	280	305	328	351	375	400	425	445	470	495	530	556	580			
3" 65	90	117	140	165	190	210	235	258	280	305	328	351	375	400	425	445	470	495	530	556	580			
4" 90	90	117	140	165	190	210	235	258	280	305	328	351	375	400	425	445	470	495	530	556	580			

4.2.3. Dimensionado de correas

Las vigas de madera laminada, a pesar de estar compuestas por láminas, para su dimensionamiento se las considera como una sección única maciza.

La determinación de las secciones y de las tensiones que éstas originan se realizan aplicando los métodos clásicos de cálculo, desarrollados en los tratados de Resistencia de Materiales.

El procedimiento de diseño cumplimenta con lo estipulado en el Reglamento CIRSOC 601-2016 (INTI - CIRSOC 601, 2016). En él se verifican las tensiones de flexión, corte y aplastamiento considerando la hipótesis de un material isótropo, elástico y lineal. Además, se verifican los estados de servicio por medio del control de deformaciones.

Previamente al proceso de dimensionado, se analizan dos tipos de correas con los estados de carga más desfavorables, una ubicada en la cubierta y la restante en uno de los laterales de la nave.

En el primer caso, según la Figura 38 la correa de techo analizada está sometida a flexión oblicua. Dado que la inclinación de la cubierta es mínima ($8^\circ 34'$) el dimensionamiento respectivo se puede efectuar a flexión simple sin cometer errores significativos. Teniendo en cuenta en cuenta como

cargas el peso propio, la sobrecarga y el efecto del viento sobre la cubierta, siendo su inercia considerada en la dirección del eje x.

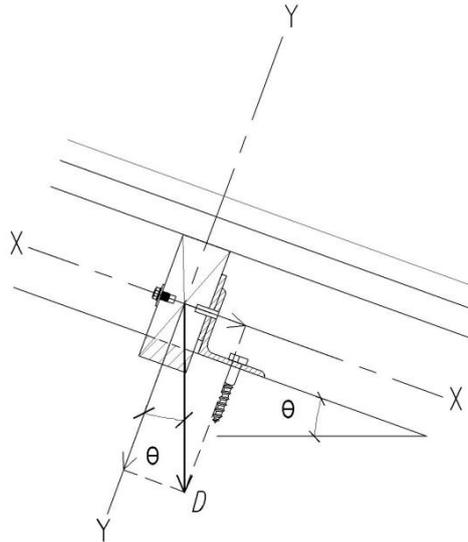


Fig. 38. Consideración de cargas en correas de techo.

Los esfuerzos fueron obtenidos a partir del cálculo asistido por computadora, mediante la aplicación del Software SAP 2000, considerando una carga $q_c = 3,10 \text{ kN/m}$. En la Figura 39, se visualiza la gráfica perteneciente al diagrama de esfuerzos de corte.

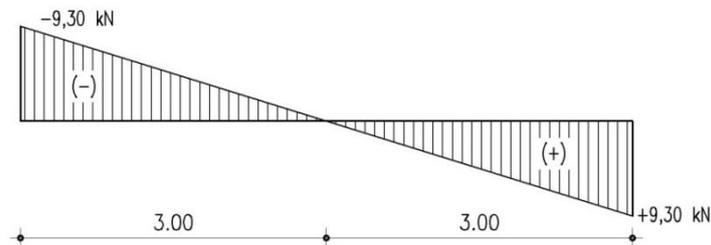


Fig. 39. Diagrama de esfuerzos cortantes (kN).

Mientras que en la Figura 40, expone el gráfico con los momentos flectores actuantes.

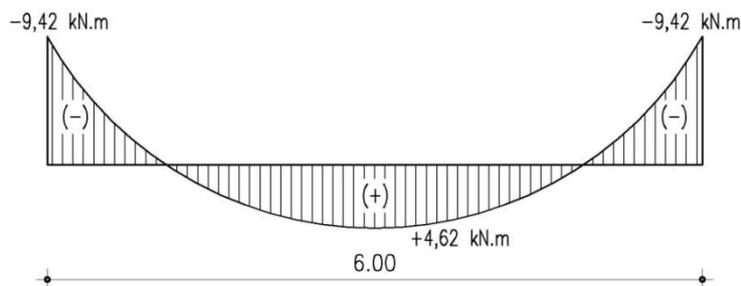


Fig. 40. Diagrama de momentos flectores (kN.m).

Para el caso restante, de acuerdo a Figura 41 sobre la correa lateral se deben tener en cuenta las cargas de viento y el peso propio actuante, en la dirección del eje Y. Sin embargo este último al representar una magnitud poco significativa respecto a la magnitud de las cargas de viento se puede despreciar.

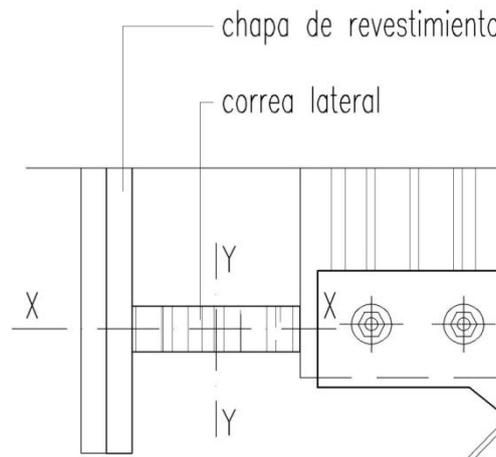


Fig. 41. Consideración de cargas en correas laterales.

La Figura 42, según la envolvente de esfuerzos, arroja los valores obtenidos mediante los diagramas de esfuerzos de corte y momentos flectores.

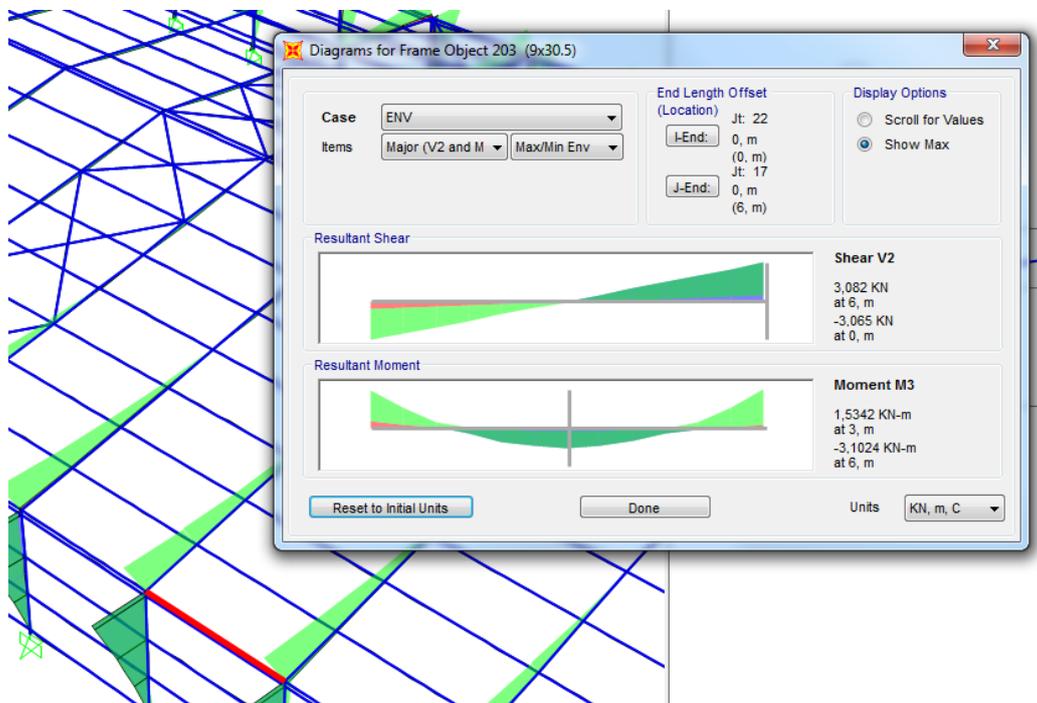


Fig. 42. Diagrama de esfuerzos en correa lateral.

Al comparar valores se puede comprobar que los diagramas de esfuerzos flectores correspondientes a la Figura 40 son superiores, considerándose el momento flector de 9,42kN.m como valor apto para dimensionar.

El inicio del proceso de cálculo parte de considerar los siguientes datos:

- Material: madera laminada encolada de Eucalipto, grado de resistencia 1 (IRAM 9660-1, 2015).
- Carga total: $q_c = 3,10 \text{ kN/m}$
- Longitud de cálculo: $l = 6 \text{ m}$
- Condición de servicio: estructura colocada en un ambiente interior con alto contenido de humedad.
- Separación entre tirantes: 2,51 m.

El módulo resistente S_{nec_c} va a estar precedido por la conocida expresión [5]:

$$S_{nec_c} = \frac{M_{máx_c}}{\sigma_{adm_{eu}}}$$

Al reemplazar valores:

$$S_{nec_c} = \frac{9,42 \text{ kN.m}}{1,18 \times 10^4 \text{ kN/m}^2}$$

$$S_{nec_c} = 7,98 \times 10^{-4} \text{ m}^3 = 7,98 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

A su vez, el módulo resistente S_{nec_c} se puede expresar de la siguiente manera:

$$S_{nec_c} = \frac{b \cdot d^2}{6}$$

Adoptando $b = 90 \text{ mm}$ (4'), se despeja d

$$d = \sqrt{\frac{S_{nec_c} \cdot 6}{b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{7,98 \times 10^5 \text{ mm}^3 \cdot 6}{90 \text{ mm}}}$$

$$d = 233 \text{ mm}$$

Según Tabla 16, se decide optar por tirantes de 4x14" (90x328 mm) cuya altura d es superior a la calculada, incluso mayor a la obtenida por predimensionamiento en el inciso 4.2.2. La razón tiene por fin conseguir secciones rectangulares con mayor momento de inercia, situación que permita disminuir los efectos por flexión y esfuerzos de corte considerados en forma horizontal y vertical respecto a las fibras.

Cabe aclarar que se va a utilizar la misma escuadría, tanto para correas situadas en el techo, como aquellas ubicadas en los laterales de la nave.

4.2.3.1. Valores de tensiones de diseño

Son las tensiones originadas por los estados de carga considerados. Todos los miembros estructurales y conexiones deben contar con las dimensiones y capacidad necesarias para equilibrar las acciones aplicadas sin exceder las tensiones de diseño ajustadas y las deformaciones admisibles calculadas según las prescripciones de este Reglamento (INTI - CIRSOC 601, 2016).

4.2.3.1.1. Tensión de diseño para la flexión f_b

La flexión proviene de la acción conjunta de esfuerzos de tracción y compresión. La viga al flexionarse, origina que sus fibras constitutivas longitudinales, inicialmente rectas, se curven; acortándose o alargándose según sean sus posiciones respecto al eje neutro.

En la Figura 43, se puede observar la existencia de fibras que se acortan, es decir aquellas sometidas a esfuerzos de compresión (situadas por encima del eje neutro); y de fibras alargadas que soportan los esfuerzos de tracción (ubicadas por debajo del eje neutro).

Por lo tanto, se denominan fibras neutras a las que no se acortan ni se alargan, localizadas en coincidencia con el eje neutro.

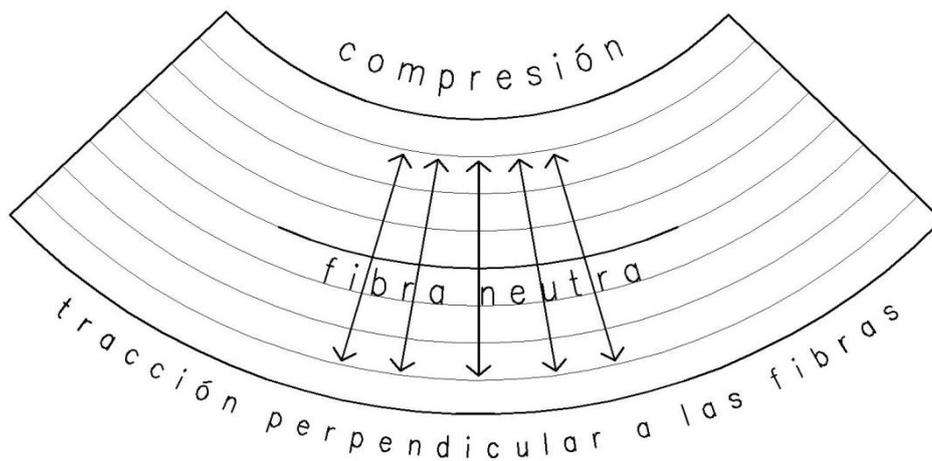


Fig. 43. Esfuerzos de flexión en correas.

La tensión producida por el momento flector actuante M , en una viga recta de sección transversal constante, va a estar expresada por la ecuación [21]:

$$f_b = \frac{M_{máx_c}}{S_{nec_c}} \quad [21]$$

Siendo:

$M_{máx_c}$: Momento flector actuante

S_{nec_c} : Módulo resistente de la sección

La expresión anterior [21], al considerar tirantes con sección transversal maciza rectangular; se puede expresar en función al ancho b y altura d , conforme a la ecuación [22]:

$$f_b = \frac{M \cdot c}{I_c}$$

$$f_b = \frac{M \cdot \frac{d_c}{2}}{\frac{b_c \cdot d_c^3}{12}}$$

$$f_b = \frac{6 \cdot M_{máxc}}{b_c \cdot d_c^2} \quad [22]$$

Siendo:

c : Distancia del eje neutro a la distancia más alejada

I_c : Momento de inercia de la correa

Al reemplazar valores en [22] se obtiene el valor de la tensión de diseño para la flexión f_b :

$$f_b = \frac{6 \cdot (9,42 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm})}{90 \text{ mm} \cdot 328^2 \text{ mm}^2}$$

$$f_b = 5,84 \text{ N/mm}^2$$

4.2.3.1.2. Tensión originada por el esfuerzo de corte paralelo a la dirección de las fibras (corte horizontal) f_v

La tensión de corte paralela a la dirección de las fibras f_v , producida por el esfuerzo de corte, actuante de forma normal al eje de mayor momento de inercia, se debe calcular según la siguiente expresión [23]:

$$f_v = \frac{V_c \cdot Q}{I_c \cdot b_c} \quad [23]$$

Siendo:

V_c : Esfuerzo de corte actuante en correa

Q : Momento estático o de primer orden

Conforme a la Figura 44, el momento estático surge de aplicar el producto del área situada entre el eje neutro y el borde superior; por la distancia comprendida desde el centro de gravedad al eje neutro.

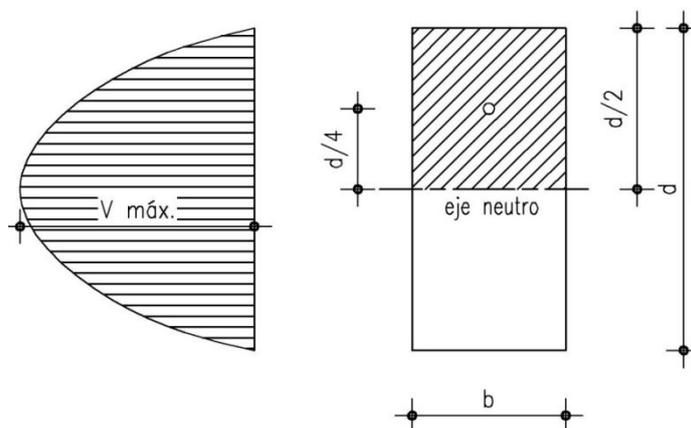


Fig. 44. Momento estático en sección rectangular.

Por otra parte, se puede observar que el diagrama de distribución de tensiones por esfuerzo cortante toma la forma de una parábola, siendo máxima su magnitud en correspondencia al eje neutro.

La ecuación [24-a], es la que representa dicho momento estático:

$$Q = b_c \cdot \frac{d_c}{2} \cdot \frac{d_c}{4}$$

$$Q = \frac{b_c \cdot d_c^2}{8} \quad [24-a]$$

El momento de inercia, según la ecuación [24-b] es:

$$I_c = \frac{b_c \cdot d_c^3}{12} \quad [24-b]$$

Al relacionar las expresiones [24-a] y [24-b] con la [23], surge una nueva ecuación [25]:

$$f_v = \frac{V \cdot \frac{b_c \cdot d_c^2}{8}}{\frac{b_c \cdot d_c^3}{12} \cdot b_c}$$

$$f_v = \frac{3 \cdot V_c}{2 \cdot d_c \cdot b_c} \quad [25]$$

De acuerdo a la Figura 44 anterior, el máximo esfuerzo de corte surge de operar la ecuación [26]:

$$V_c = \frac{q_c \cdot l_c}{2} \quad [26]$$

Siendo:

q_c : Carga uniformemente repartida considerada en correa

l_c : Luz de correa comprendida entre apoyos

Donde el máximo valor del esfuerzo de corte V de acuerdo a la figura 38 es:

$$V_c = 9,30\text{kN}$$

Finalmente, la tensión originada por el máximo esfuerzo de corte es:

$$f_v = \frac{3 \cdot 27900\text{N}}{2 \cdot 328 \text{ mm} \cdot 90\text{mm}}$$

$$f_v = 0,47\text{N/mm}^2$$

4.2.3.1.3. Tensión originada por el esfuerzo de compresión perpendicular a la dirección de las fibras f_c^\perp

Es la tensión de corte actuante en los apoyos, producida por el máximo esfuerzo de corte, distribuido sobre el área neta de contacto. Siendo, en el caso de secciones rectangulares $A_c = b \cdot d$, Dicha tensión de corte se expresa bajo el término [27]:

$$f_c^\perp = \frac{V}{A_C} \quad [27]$$

Siendo:

V_c : Máximo esfuerzo de corte actuante en correa

A_C : Área de contacto (apoyo)

Al operar se obtiene la magnitud correspondiente a f_c^\perp

$$f_c^\perp = \frac{9300N}{90mm \cdot 150mm}$$

$$f_c^\perp = 0,69N/mm^2$$

4.2.3.2. Valores de tensiones de diseño de referencia

Los valores de diseño de referencia para todas las tensiones y módulos de elasticidad, se encuentran indicados en la Tabla 17. En la misma, se presentan en forma separada las distintas combinaciones especie / procedencia y los diferentes grados de calidad (clases resistentes) del material (IRAM 9660-1, 2015).

Tabla 17. Valores de diseño de referencia para madera laminada encolada (INTI - CIRSOC 601, 2016).

Especie	Grado de resistencia	F_b	F_t	F_v	F_{c^\perp}	F_c	F_{rt}	E	$E_{0,05}$	E_{min}
Pino taeda y elliotti ⁽¹⁾	1	6,3	3,5	0,7	0,9	6,3	0,1	11200	7500	4700
	2	4,1	2,3	0,4	0,8	4,1	0,1	6700	4500	2800
Pino Paraná ⁽²⁾	1	7,5	4,1	0,8	1,0	7,5	0,1	13400	9000	5700
	2	6,3	3,5	0,7	0,9	6,3	0,1	11600	7800	4900
Eucalipto grandis ⁽³⁾	1	7,5	4,1	0,8	1,8	7,5	0,1	13400	9000	5700
	2	6,6	3,7	0,8	1,7	6,6	0,1	11600	7800	4900
Álamo ⁽⁴⁾	1	6,3	3,5	0,7	0,9	6,3	0,1	9400	6300	4000
	2	5,6	3,2	0,6	0,9	5,6	0,1	8500	5700	3600

(1) *Pinus taeda* y *elliottii* cultivado en las provincias de Misiones y Corrientes, (2) *Araucaria angustifolia* cultivado en la provincia de Misiones, (3) *Eucalyptus grandis* cultivado en las provincias de Entre Ríos, Corrientes y Misiones, (4) *Populus deltoides* ('Australiano 129/60' y 'Stoneville 67') cultivado en el delta del río Paraná.

Los valores de referencia están expresados $[N/mm^2]$.

4.2.3.2.1. Tensión de diseño para la flexión de referencia, F_b

Siendo $F_b = 7,5N/mm^2$.

4.2.3.2.2. Tensión de diseño en corte paralelo a las fibras, de referencia, F_v

Siendo $F_v = 0,8N/mm^2$.

4.2.3.2.3. Tensión de diseño en corte perpendicular a las fibras, de referencia F_{c^\perp}

Siendo $F_{c^\perp} = 1,8N/mm^2$.

4.2.3.3. Valores de diseño ajustadas

Para obtener los valores de diseño ajustados para las tensiones y módulos de elasticidad, los valores de diseño de referencia especificados oportunamente en Tabla 17, deben ser multiplicados por los factores de ajuste que se detallan seguidamente en Tabla 18.

Tabla 18. Factores de ajuste aplicables para madera laminada encolada estructural (INTI - CIRSOC 601, 2016).

Tensiones y módulo de elasticidad	Factores de ajuste aplicables								
$F'_b = F_b$	X	C_D	C_M	C_t	C_L	C_V	C_C	C_r	-
$F'_t = F_t$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	-
$F'_v = F_v$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	-
$F'_{c\perp} = F_{c\perp}$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	-
$F'_c = F_c$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	C_P
$F'_{rt} = F_{rt}$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	-
$E' = E$	X	-	C_M	C_t	-	-	-	-	-
$E'_{0,05} = E_{0,05}$	X	-	C_M	C_t	-	-	-	-	-
$E'_{min} = E_{min}$	X	-	C_M	C_t	-	-	-	-	-

Siendo:

F_b y F'_b : Tensión de diseño para la flexión, de referencia y ajustada, respectivamente.

F_t y F'_t : Tensión de diseño en tracción paralela a las fibras, de referencia y ajustada, respectivamente.

F_v y F'_v : Tensión de diseño en corte paralelo a las fibras, de referencia y ajustada, respectivamente.

$F_{c\perp}$ y $F'_{c\perp}$: Tensión de diseño en compresión perpendicular a las fibras, de referencia y ajustada, respectivamente.

F_c y F'_c : Tensión de diseño en compresión paralela a las fibras, de referencia y ajustada, respectivamente.

F_{rt} y F'_{rt} : Tensión de diseño en tracción radial perpendicular a las fibras, de referencia y ajustada, respectivamente.

E y E' : Módulo de elasticidad de referencia y ajustado, respectivamente.

$E_{0,05}$ y $E'_{0,05}$: Módulo de elasticidad para el cálculo de deformaciones en situaciones de diseño críticas, de referencia y ajustado, respectivamente.

E_{min} y E'_{min} : Módulo de elasticidad para el cálculo de la estabilidad de vigas y columnas, de referencia y ajustado, respectivamente.

C_D : Factor de duración de la carga

C_M : Factor de condición de servicio

C_t : Factor de temperatura.

C_L : Factor de estabilidad lateral de la viga

C_V : Factor de volumen

C_C : Factor de curvatura

C_r : Factor de distribución lateral de cargas

4.2.3.3.1. Tensión de diseño en flexión ajustada F'_b

En este caso particular, la fórmula de ajuste queda precedida por expresión [28]:

$$F'_b = F_b \cdot C_D \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_L \cdot C_V \cdot C_C \cdot C_r \quad [28]$$

4.2.3.3.2. Tensión de diseño en corte paralelo a las fibras ajustada F'_v

La fórmula de ajuste correspondiente a F'_v queda según expresión [29]:

$$F'_v = F_v \cdot C_D \cdot C_M \cdot C_t \quad [29]$$

4.2.3.3.3. Tensión de diseño en corte perpendicular a las fibras, ajustada $F'_{c\perp}$

La fórmula de ajuste correspondiente a $F'_{c\perp}$ queda según expresión [30]:

$$F'_{c\perp} = F_{c\perp} \cdot C_D \cdot C_M \cdot C_t \quad [30]$$

4.2.3.4. Factores de ajuste

Para poder calcular los valores de diseño ajustados, los valores de diseño de referencia deben ser multiplicados por diversos factores de ajuste, según correspondan las condiciones a la que esté sometida la estructura.

4.2.3.4.1. Factor de duración de la carga C_D

Considera el cambio en la resistencia del material en función del tiempo de actuación de la carga. $C_D = 1$ ya que en la combinación crítica la carga de menor duración es la sobrecarga de uso L , de acuerdo a Tabla 19.

4.2.3.4.2. Factor de condición de servicio C_M

La condición de servicio propia del recinto se caracteriza por poseer un alto contenido de humedad. A tal efecto, los valores de diseño de referencia deben afectarse al factor de condición de servicio C_M . Los valores de C_M se indican en la Tabla 19.

Tabla 19. Factores de ajuste aplicables para madera laminada encolada estructural (INTI - CIRSOC 601, 2016).

F_b	F_t	F_v y F_{\parallel}	$F_{c\perp}$	F_c	$E, E_{0,05}$ y E_{min}
0,80	0,80	0,87	0,53	0,73	0,83

4.2.3.4.3. Factor de temperatura C_t

Su valor depende de considerar la temperatura a la cual están sometidos los miembros estructurales. Los valores de C_t están indicados en la Tabla 20.

Tabla 20. Factor de temperatura C_t (INTI - CIRSOC 601, 2016).

Tensiones y módulo de elasticidad	Condición de servicio en estado:	C_t		
		$T \leq 40 \text{ }^\circ\text{C}$	$40 \text{ }^\circ\text{C} < T \leq 52 \text{ }^\circ\text{C}$	$52 \text{ }^\circ\text{C} < T \leq 65 \text{ }^\circ\text{C}$
$F_t, E, E_{0,05}, E_{min}$	cualquiera	1,0	0,9	0,9
$F_b, F_v, F_{\parallel}, F_c, F_{c\perp}$	seco	1,0	0,8	0,7
	húmedo	1,0	0,7	0,5

4.2.3.4.4. Factor de volumen C_V

La tensión de diseño de referencia en flexión F_b está referida a las dimensiones de referencia para los miembros de madera laminada encolada, por lo cual el tamaño de la sección tiene incidencia. La altura de referencia en flexión es igual a 600 mm y el ancho de referencia en flexión es igual a 150 mm .

Al tratarse de un miembro, cuya altura de la sección difiere de la dimensión de referencia F_b deberá ser multiplicada por el factor de volumen C_V cuyo valor se obtiene de la siguiente expresión [31]:

$$C_V = \left(\frac{600}{d}\right)^{0,1} \left(\frac{150}{b}\right)^{0,05} \leq 1,1 \quad [31]$$

Siendo:

b : Ancho de la sección transversal rectangular del tirante adoptado (4"- 90 mm).

d : Alto de la sección transversal rectangular del tirante adoptado (14"- 328 mm).

Al sustituir valores de b y d en [31]:

$$C_V = \left(\frac{600}{328}\right)^{0,1} \left(\frac{150}{90}\right)^{0,05} \leq 1,1$$

$$C_V = 1,09 \leq 1,1 \text{ (Verifica)}$$

4.2.3.4.5. Factor de curvatura C_c

En las zonas curvas de los miembros estructurales sometidos a flexión, la tensión de diseño de referencia, F_b debe ser multiplicada por el factor de curvatura C_c , expresada por la condición [32]:

$$C_c = 1 - 2000 \left(\frac{t}{R'}\right)^2 \quad [32]$$

Siendo:

t : Espesor de la lámina, en mm.

R' : Radio de curvatura de la cara interna de la lámina, en mm.

4.2.3.4.6. Factor de distribución lateral de cargas C_r

Para asegurar que el sistema permita la distribución lateral de las cargas, sus miembros son calculados para resistir tanto las cargas permanentes como las variables. Además, cada miembro estructural es considerado continuo. Ante esta condición, corresponde considerar un factor de distribución lateral de cargas ($C_r = 1,1$)

4.2.3.4.7. Factor de estabilidad lateral de la viga C_L

Ante la posibilidad de existir inestabilidad lateral en las correas, por efectos flexo-torsionales, el presente Reglamento Cirsoc 601 – 2016 (INTI - CIRSOC 601, 2016) a través del artículo 3.2.1, establece dos formas de abordar la problemática planteada:

- i) Por medio del control de esbeltez en las secciones a través de disposiciones constructivas que no permitan el pandeo lateral. En cuyo caso será $C_L = 1,00$. De acuerdo a la relación de lados d/b surgen los siguientes condicionamientos:

- a. si $1 < d/b \leq 2$, se debe impedir el desplazamiento y el giro lateral de los extremos.
- b. si $2 < d/b \leq 5$, se debe impedir el desplazamiento y el giro lateral de los extremos y de las secciones que reciben cargas concentradas. Se debe mantener arriostrado en toda su longitud el borde comprimido, impidiendo su desplazamiento por medio de un entablado o medio similar.
- c. si $5 < d/b \leq 6$, además de satisfacer lo dispuesto en el punto b) anterior, se deben disponer arriostramientos involucrando la altura total de la viga, con una separación máxima de **2,40 m**, y capacidad para impedir el desplazamiento y el giro lateral de las secciones en las cuales se ubican.
- ii) Mediante expresiones analíticas basadas en ensayos prácticos y estudios teóricos.

La mayor separación entre arriostramientos laterales de una viga se denomina l_u y la longitud efectiva de pandeo lateral de una viga simplemente apoyada o en voladizo l_e . Ambas se deben determinar de acuerdo con la Tabla 21.

Tabla 21. Longitud efectiva de pandeo lateral (l_e). (INTI - CIRSOC 601, 2016).

Viga en voladizo ⁽¹⁾	Para $l_u/d < 7$	Para $l_u/d \geq 7$
Carga uniformemente distribuida	$l_e = 1,33 l_u$	$l_e = 0,90 l_u + 3 d$
Carga concentrada en el extremo	$l_e = 1,87 l_u$	$l_e = 1,44 l_u + 3 d$
Viga simplemente apoyada ^(1,2)	Para $l_u/d < 7$	Para $l_u/d \geq 7$
Carga uniformemente distribuida	$l_e = 2,06 l_u$	$l_e = 1,63 l_u + 3 d$
Carga concentrada en el centro sin arriostramientos laterales intermedios	$l_e = 1,80 l_u$	$l_e = 1,37 l_u + 3 d$
Carga concentrada en el centro con arriostramiento lateral en el centro	$l_e = 1,11 l_u$	
2 cargas concentradas iguales en puntos a 1/3 de la luz con arriostramientos en esos puntos	$l_e = 1,68 l_u$	
3 cargas concentradas iguales en puntos a 1/4 de la luz con arriostramientos en esos puntos	$l_e = 1,54 l_u$	
4 cargas concentradas iguales en puntos a 1/5 de la luz con arriostramientos en esos puntos	$l_e = 1,68 l_u$	
5 cargas concentradas iguales en puntos a 1/6 de la luz con arriostramientos en esos puntos	$l_e = 1,73 l_u$	
6 cargas concentradas iguales en puntos a 1/7 de la luz con arriostramientos en esos puntos	$l_e = 1,78 l_u$	
7 o más cargas concentradas iguales igualmente espaciadas con arriostramientos en los puntos de aplicación	$l_e = 1,84 l_u$	
Momentos extremos iguales	$l_e = 1,84 l_u$	
<p>(1) Para vigas simplemente apoyadas o en voladizo con cargas no contempladas en esta Tabla:</p> <p>para $l_u/d < 7$: $l_e = 2,06 l_u$</p> <p>para $7 \leq l_u/d < 14,3$: $l_e = 1,63 l_u + 3 d$</p> <p>para $l_u/d \geq 14,3$: $l_e = 1,84 l_u$</p> <p>(2) Para vigas continuas los valores se deben adoptar de Tablas específicas o se deben determinar a través de un análisis estructural.</p>		

Cada una de las correas empleadas son de escuadría 4x14". Teniendo en cuenta que la relación de lados está comprendida entre 2 y 5 ($2 < d/b \leq 5$) y que dichas correas se encuentra impedida de rotar y de desplazarse lateralmente en sus extremos y punto medio; la separación entre arriostramientos laterales l_u es igual a la mitad de su longitud de cálculo ($l_u = 3,00$ m). A su vez el cociente entre la separación de arriostramientos respecto al alto de cada tirante es mayor a 7 ($l_u/d \geq 7$); corresponde aplicar la expresión [33]:

$$l_e = 1,63 \cdot l_u + 3 d \quad [33]$$

Dónde:

l_e : Longitud efectiva de pandeo lateral

l_u : Separación entre arriostramientos laterales de tirante (3000 mm)

d : Alto de la sección transversal rectangular del tirante adoptada (14"- 328 mm).

Al reemplazar en [33] se obtiene l_e , longitud efectiva de pandeo lateral:

$$l_e = 1,63 \cdot 3000mm + 3 \cdot 328mm$$

$$l_e = 5874mm$$

Al introducir [33] en [34] se obtiene la expresión de la relación de esbeltez lateral de la viga, R_B

$$R_B = \sqrt{\frac{l_e \cdot d}{b^2}} < 50 \quad [34]$$

Teniendo en cuenta cada uno los términos implicados, se logra calcular la magnitud de R_B . No pudiendo ser mayor a 50

$$R_B = \sqrt{\frac{5874mm \cdot 328mm}{90^2mm^2}}$$

$$R_B = 15,42 < 50 \text{ (Verifica)}$$

Por otra parte, el valor del factor de estabilidad lateral de la viga C_L se consigue al aplicar la ecuación [35]:

$$C_L = \frac{1+(F_{bE}/F_b^*)}{1,9} - \sqrt{\left[\frac{1+(F_{bE}/F_b^*)}{1,9}\right]^2 - \frac{F_{bE}/F_b^*}{0,95}} \quad [35]$$

Siendo:

F_{bE} : Tensión crítica de pandeo en miembros flexionados.

F_b^* : Tensión de diseño en flexión de referencia multiplicada por todos los factores de ajuste, excepto C_L

La expresión [36-a] corresponde a la tensión crítica de pandeo, F_{bE} en miembros flexionados:

$$F_{bE} = \frac{1,2 E'_{\min.}}{R_B^2} \quad [36-a]$$

Siendo:

$E'_{\min.}$: Módulo de elasticidad para el cálculo de la estabilidad de vigas y columnas, ajustado

A su vez, $E'_{mín.}$ proviene de afectarlo a los factores de ajuste según Tabla 18, por lo que queda planteada la expresión [36-b]:

$$E'_{mín.} = E_{mín.} \cdot C_M \cdot C_t \quad [36-b]$$

Al tomar valores respectivos, según Tablas 17, 19 y 20 resulta:

$$E'_{mín.} = 5700N/mm^2 \cdot 0,83 \cdot 1,00$$

$$E'_{mín.} = 4731N/mm^2$$

Con el mismo proceder, al incluir los resultados de las expresiones [34] y [36-b] en [36-a], la magnitud de la tensión crítica de pandeo F_{bE} es:

$$F_{bE} = \frac{1,2 \cdot 4731N/mm^2}{15,42^2}$$

$$F_{bE} = 23,88N/mm^2$$

Por otra parte, F_b^* corresponde a la expresión [36-c] la cual se adquiere al afectar la tensión de diseño para la flexión de referencia, F_b a todos los factores de ajuste, excepto C_L

$$F_b^* = F_b \cdot C_D \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_V \cdot C_C \cdot C_r \quad [36-c]$$

El reemplazo de magnitudes correspondientes determina:

$$F_b^* = 7,5 N/mm^2 \cdot 1,00 \cdot 0,80 \cdot 1,00 \cdot 1,03 \cdot 1,1$$

$$F_b^* = 7,19N/mm^2$$

Nota: En este caso particular, en el cual el tirante no es de sección curva se prescinde de considerar el factor C_c .

Finalmente, el valor de C_L surge al introducir las expresiones [36-a] y [36-c] en [35]:

$$C_L = \frac{1 + \left(\frac{23,88}{7,19}\right)}{1,9} - \sqrt[2]{\left[\frac{1 + \left(\frac{23,88}{7,19}\right)}{1,9}\right]^2 - \frac{\left(\frac{23,88}{7,19}\right)}{0,95}}$$

$$C_L = 0,99$$

El resultado verifica la inexistencia de pandeo lateral.

4.2.3.5. Verificación de resistencias

Consumado el dimensionamiento respectivo, se debe cerciorar que las solicitaciones originadas por las cargas y sus combinaciones en las vigas, no excedan las tensiones de referencia afectadas por los factores de ajuste correspondientes.

4.2.3.5.1. Verificación de la resistencia a la flexión

El artículo 3.2.1 del Reglamento Cirsoc 601 – 2016 (INTI - CIRSOC 601, 2016) establece el cumplimiento de la condición, según la expresión [37] empleando el formato de tensiones admisibles.

$$f_b \leq F'_b \quad [37]$$

Siendo:

F_b : Tensión de diseño de referencia

F'_b : Tensión de diseño en flexión ajustada

Al retomar la ecuación [28] y al sustituir por los valores ya obtenidos, surge la tensión de diseño en flexión ajustada, F'_b

$$F'_b = 7,5 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,00 \cdot 0,80 \cdot 1,00 \cdot 0,99 \cdot 1,09 \cdot 1,10$$

$$F'_b = 7,12 \text{ N/mm}^2$$

Por último, se verifica la citada expresión [37]:

$$5,84 \text{ N/mm}^2 < 7,12 \text{ N/mm}^2 \text{ (Verifica)}$$

4.2.3.5.2. Verificación de la resistencia al corte paralelo a la dirección de las fibras

La condición a cumplir es la expresión [38]:

$$f_v \leq F'_v \quad [38]$$

Siendo:

f_v : Tensión originada por el esfuerzo de corte

F'_v : Tensión de diseño en corte paralelo a las fibras, ajustada

Al reflotar [29], se obtiene la Tensión de diseño en corte paralelo a las fibras, ajustada F'_v

$$F'_v = F_v \cdot C_D \cdot C_M \cdot C_t$$

$$F'_v = 0,80 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,00 \cdot 0,87 \cdot 1,00$$

$$F'_v = 0,70 \text{ N/mm}^2$$

Al operar la expresión [38], resulta:

$$0,47 \text{ N/mm}^2 < 0,70 \text{ N/mm}^2 \text{ (verifica)}$$

4.2.3.5.3. Verificación de la resistencia a la compresión perpendicular a la dirección de las fibras

La condición a cumplimentar según [39] es:

$$f_c^\perp \leq F'_c^\perp \quad [39]$$

Siendo:

f_c^\perp : Tensión originada por el esfuerzo de compresión perpendicular a la dirección de las fibras.

$F'_{c\perp}$: Tensión de diseño en compresión perpendicular a las fibras, ajustada

Para saber el valor correspondiente a la tensión de diseño en compresión perpendicular a las fibras, ajustada $F'_{c\perp}$, se debe volver a la expresión [30] donde:

$$\begin{aligned} F'_{c\perp} &= F_{c\perp} \cdot C_D \cdot C_M \cdot C_t \\ F'_{c\perp} &= 1,80 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,00 \cdot 0,53 \cdot 1,00 \\ F'_{c\perp} &= 0,95 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Al resolver la expresión [39], resulta:

$$0,69 \text{ N/mm}^2 < 0,95 \text{ N/mm}^2 \text{ (Verifica)}$$

4.2.3.6. Control de las deformaciones

De forma adicional a la evaluación de las condiciones de resistencia de una viga sometida a carga distribuida, es necesario corroborar las condiciones de servicio por medio del control de las deformaciones.

La deformación final $\Delta_{fnet (TC)}$ experimentada luego del transcurso de un determinado tiempo se compone de la suma entre la deformación instantánea $\Delta_{i(CD)}$ y de la deformación diferida $\Delta_{i(LD)}$.

Esta última depende de la duración de la carga y del contenido de humedad de la viga.

Como cargas de larga duración se consideran la carga permanente D y la sobrecarga de uso L , mientras que las cargas de viento W y de nieve S , son estimadas como cargas de corta duración.

La fórmula empleada para el cálculo de flecha inicial proviene de los tradicionales métodos aplicados en la teoría de las estructuras, considerando una carga uniformemente repartida bi-articulada, conforme a la ecuación [40] es:

$$\Delta = \frac{5ql^4}{384EI} \quad [40]$$

Siendo:

q : Carga uniformemente repartida

l : Luz de viga

E : Módulo de elasticidad

I : Momento de inercia

La cual debe aplicarse con cada una de las cargas actuantes en la estructura.

Para el peso propio D , la ecuación toma la forma de la expresión [41]:

$$\Delta_{i(D)} = \frac{5Dl^4}{384E I} \quad [41]$$

Siendo:

D : Peso propio

l : Luz de viga

E' : Módulo de elasticidad ajustado

I : Momento de inercia

A su vez el módulo de elasticidad ajustado, según Tabla 18 surge de afectar el módulo de al factor de condición de servicio C_M y al factor de temperatura C_t , de acuerdo la expresión [42]:

$$E' = E \cdot C_M \cdot C_t \quad [42]$$

Entonces:

$$E' = 13400 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,83 \cdot 1,00$$

$$E' = 11122 \text{ N/mm}^2$$

Siendo el momento de inercia I :

$$I = \frac{90 \text{ mm} \cdot (328 \text{ mm})^3}{12}$$

$$I = 2,65 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Al introducir valores obtenidos dentro de [41], se halla finalmente la deformación instantánea (Δ_i) para el peso propio D :

$$\Delta_{i(D)} = \frac{5 \cdot 1,66 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \cdot (6000 \text{ mm})^4}{384 \cdot 11122 \text{ N/mm}^2 \cdot 2,65 \times 10^8 \text{ mm}^4}$$

$$\Delta_{i(D)} = 9,50 \text{ mm}$$

Con el valor de la sobrecarga L_r , se puede calcular la deformación instantánea (Δ_i) respectiva según la ecuación [43]:

$$\Delta_{i(L)} = \frac{5L_r l^4}{384E I} \quad [43]$$

Al sustituir magnitudes:

$$\Delta_{i(L)} = \frac{5 \cdot 1,45 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \cdot (6000 \text{ mm})^4}{384 \cdot 11122 \text{ N/mm}^2 \cdot 2,65 \times 10^8 \text{ mm}^4}$$

$$\Delta_{i(L)} = 8,30 \text{ mm}$$

Procediendo de la misma manera, al considerar el valor de la carga de viento W se puede calcular la deformación instantánea (Δ_i) respectiva según la ecuación [44]:

$$\Delta_{i(W)} = \frac{5Wl^4}{384E I} \quad [44]$$

W : $0,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ carga mínima de viento para S.R.F.V., según el artículo 1.4. del Reglamento CIRSOC 102-2005 (INTI - CIRSOC 102, 2005)

Al operar con los valores conocidos, resulta:

$$\Delta_{i(w)} = \frac{5 \cdot 0,50 \frac{N}{mm} \cdot (6000 \text{ mm})^4}{384 \cdot 11122 \text{ N/mm}^2 \cdot 2,65 \times 10^8 \text{ mm}^4}$$

$$\Delta_{i(w)} = 2,86 \text{ mm (en sentido opuesto a las anteriores)}$$

4.2.3.6.1. Deformación instantánea Δ_i

Según el Reglamento Cirsoc 601 – 2016 (INTI - CIRSOC 601, 2016) la deformación instantánea Δ_i es producida por cargas variables, y es aquella que ocurre inmediatamente después de aplicadas las cargas.

Con el fin de considerar una probabilidad razonable de actuación simultánea de las cargas, se aplican las siguientes combinaciones:

$$(D + F) + \Sigma L_i \text{ ó } W \text{ ó } T \quad [45-a]$$

$$(D + F) + 0,7 [(\Sigma L_i + W) \text{ ó } (W + T) \text{ ó } \Sigma L_i + T] \quad [45-b]$$

$$(D + F) + 0,6 \Sigma L_i + 0,6W + 0,6T \quad [45-c]$$

Siendo:

$$\Sigma L_i = (L + L_r + S + R + H)$$

Cabe mencionar que, las expresiones [45-b] y [45-c] no se incluyen en el análisis ya que se combinan ΣL_i con W que tiene sentido opuesto.

Se excluye D porque es permanente. Este criterio se fundamenta en la existencia de linealidad entre cargas y deformaciones. En consecuencia, la deformación instantánea producida por las cargas variables $\Delta_{i(V)}$, según la expresión [46] es:

$$\Delta_{i(\Sigma L_i)} = \Delta_{i(V)} = \Delta_{i(L)} \quad [46]$$

Al reemplazar:

$$\Delta_{i(V)} = 8,30 \text{ mm}$$

Según los valores admisibles recomendados en la Tabla 22. Dichos valores son expresados en función de la longitud de la viga.

Tabla 22. Deformaciones admisibles recomendadas para las vigas (INTI - CIRSOC 601, 2016).

Destino de la construcción	Deformación instantánea originada por las cargas variables	Deformación final neta originada por la totalidad de las cargas
Viviendas y oficinas	$\Delta_{i(V)} \leq l/360$ (voladizos $l/180$)	$\Delta_{fnet(TC)} \leq l/300$ (voladizos $l/150$)
Comercio, recreación e institucional	$\Delta_{i(V)} \leq l/360$ (voladizos $l/180$)	$\Delta_{fnet(TC)} \leq l/240$ (voladizos $l/120$)
Construcciones industriales o rurales con bajo factor de ocupación	-	$\Delta_{fnet(TC)} \leq l/200$ (voladizos $l/100$)
siendo: l la luz de cálculo de la viga; $\Delta_{i(V)}$ la deformación instantánea producida por las cargas variables; $\Delta_{fnet(TC)}$ la deformación final neta producida por la totalidad de las cargas.		

Por lo tanto, la deformación instantánea calculada no debe superar el valor $l/360$.

En consecuencia, la expresión [46] verifica el límite establecido:

$$8,30 \text{ mm} < \frac{l}{360} = 6000 \text{ mm}/360 = 16,67 \text{ mm} \text{ (Verifica)}$$

4.2.3.6.2. Deformación neta final Δ_{fnet}

La deformación neta final $\Delta_{fnet(TC)}$ es la originada por la totalidad de las cargas y sobrecargas actuantes en la estructura. Proviene de considerar el efecto combinado de la deformación instantánea y la deformación diferida producida por las cargas permanentes y de larga duración. Por lo cual, debido al comportamiento reológico de la madera, dicha deformación diferida se debe afectar a un coeficiente que está en función a la clase de servicio, al tipo de madera y a la duración de la carga aplicada; según lo expresado en el término [47]:

$$\Delta_{fnet} = K_{cr} \Delta_{i(LD)} + \Delta_{i(CD)} \quad [47]$$

Siendo:

K_{cr} : Factor de deformación dependiente del tiempo, cuyo valor es:

1,5 para vigas de madera aserrada, laminada encolada, vigas prefabricadas y madera compuesta estructural, cargadas en estado seco y cuya condición de servicio corresponda al estado seco.

2,0 para vigas de madera aserrada o madera laminada encolada estructural cargadas en estado seco y cuya condición de servicio en obra se corresponda al estado húmedo.

2,0 para paneles estructurales utilizados en una condición de servicio correspondiente al estado seco.

3,0 para vigas de madera aserrada o de sección transversal circular, cargadas en estado verde y que secan bajo carga.

$\Delta_{i(LD)}$: Deformación producida por cargas permanentes y de larga duración.

$\Delta_{i(CD)}$: Deformación producida por cargas de corta duración.

La combinación crítica resultante es aquella destinada a agrupar la sumatoria de cargas variables ΣL_i ; por lo que se deben tener en cuenta tanto las cargas de larga duración como las cargas de corta duración.

Es preciso aclarar que, si bien la sobrecarga de uso L es generalmente considerada como un tipo de carga de larga duración, el presente reglamento permite al proyectista estructural evaluarla particularmente. Dado este caso en especial, en el cual se trata de una construcción rural de baja ocupación, la carga en cuestión posee una duración acumulada mucho menor a la establecida; razón por la cual puede ser estudiada como una carga de corta duración. Incluso corresponde no ponderarla en el cálculo de las deformaciones diferidas. Este análisis redundaría en un cálculo menos conservador y quizás más ajustado a la realidad. En consecuencia, la mencionada ecuación [47], toma la siguiente forma:

$$\begin{aligned}\Delta_{fnet (TC)} &= K_{cr} \Delta_{i(D)} + \Delta_{i(CD)} \\ \Delta_{fnet (TC)} &= 2,0 (9,50mm) + 8,30mm \\ \Delta_{fnet (TC)} &= 27,30mm\end{aligned}$$

Siendo:

$\Delta_{fnet (TC)}$: Deformación final neta producida por la totalidad de las cargas.

K_{cr} : 2,0 Valor considerado para viga de madera laminada encolada estructural cargada, cuyo destino de uso se corresponde a un ambiente húmedo.

De acuerdo a Tabla 22, la deformación final neta originada por la totalidad de las cargas, $\Delta_{fnet (TC)}$ no debe superar el valor $l/200$, por tratarse de una construcción de baja ocupación.

Al tener en cuenta, la expresión [47] verifica el límite establecido:

$$\Delta_{fnet (TC)} = 27,30mm < l/200 = 6000 mm/200 = 30 mm \text{ (Verifica)}$$

4.3. COMPONENTES ESTRUCTURALES INTERMEDIOS: PÓRTICOS

4.3.1. Predimensionado de pórticos

A los efectos de “predimensionar” el sistema estructural planteado se han extraído de la siguiente Tabla 23, medidas útiles de predimensionado.

Tabla 23. Predimensionado de pórtico triarticulado (Argüelles Alvarez & Arriaga, 2003)

Descripción del sistema estructural	Esquema	Luz de separación admitida entre apoyos (L.)	Pendiente de cubierta	Medidas de predimensionado
Pórtico triarticulado de madera laminada de sección variable		0 a 60 m.	5 a 30°	$h=L/40$
				$h=L/17$

Al partir de datos conocidos, como: la altura del alero (6,00 m.), la altura de cumbrera (9,00 m.) y la pendiente de la cubierta ($\theta = 8^\circ 32'$) se procedió a completar la configuración geométrica y de contorno correspondiente a cada pórtico.

Las dimensiones del canto según la fórmula general [48]:

$$H_p = h_p = L_p/k \quad [48]$$

Siendo:

H_p : Altura del canto mayor de pórtico

h_p : Altura del canto menor de pórtico

L : Luz de cálculo de pórtico

k : Valor variable dependiendo el canto de pórtico

Conforme a Tabla 23, hay que conceptualizar dos expresiones: la [49-a] para el canto inferior:

$$h_p = L/40 = 1000mm \quad [49-a]$$

Y la [49-b] para el canto superior:

$$H_p = L/17 = 2353mm \quad [49-b]$$

Para dimensionar el espesor b , se debe emplear la expresión [50]:

$$b = h_m/5 \quad [50]$$

Siendo:

h_m : Altura promedio de cantos mayor y menor de pórtico

A su vez, el valor de h_m proviene aplicar la ecuación [51]:

$$h_m = \frac{h + H}{2}$$

$$h_m = \frac{1000mm + 2353mm}{2} \quad [51]$$

$$h_m = 1676,50mm$$

Finalmente, al aplicar el valor de la expresión [51] en la [50], se logra obtener b

$$b = 1676,50/5 = 335,30mm \cong 340mm$$

4.3.2. Dimensionado de pórticos

4.3.2.1. Prototipo "A"

El proceso de dimensionado se inicia a partir de las medidas obtenidas en el predimensionado.

Para ello, dichas medidas han sido volcadas en el software SAP 2000 a fin de generar el modelo estructural con las siguientes características:

- Material: madera laminada encolada de Eucalipto, grado de resistencia 1 (IRAM 9660-1, 2015).
- Condición de servicio: ambiente interior con alto contenido de humedad.
- Condición de vínculo: isostático triarticulado (apoyos articulados y unión articulada en los extremos superiores).

Inicialmente, la configuración geométrica inherente al prototipo inicial "A" se encuentra reflejada en la Figura 45. Consta de dos secciones:

- Apoyo-dintel: sección inicial: 1000x340 mm-sección final: 2353x340 mm.
- Dintel-cumbrera: sección inicial 2353x340 mm-sección final: 1000x340 mm

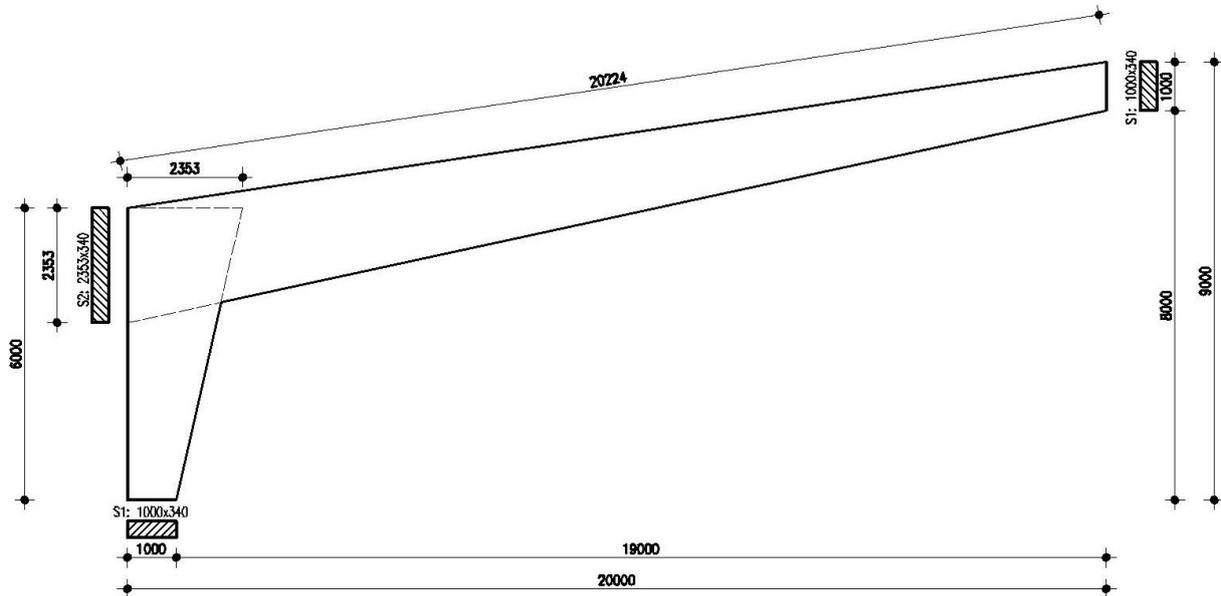


Fig. 45. Dimensiones preliminares del pórtico en mm.

Siendo los elementos a evaluar, visualizados en la Figura 46:

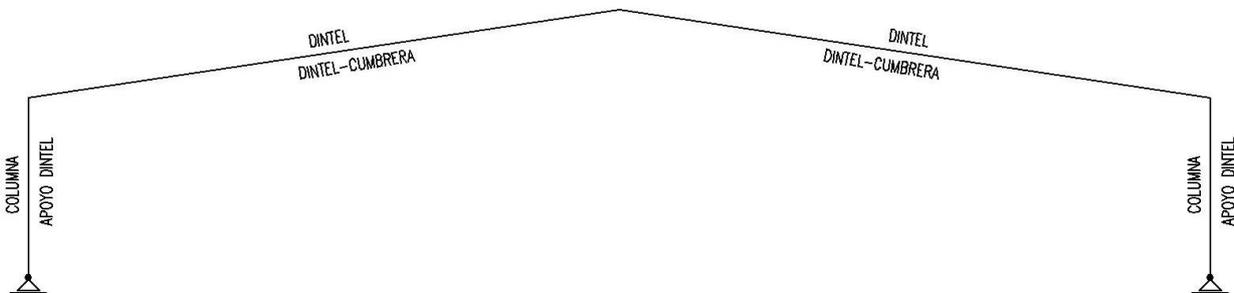


Fig. 46. Elementos constitutivos del pórtico a evaluar

La representación esquemática del pórtico que ofrece Sap 2000 es la que corresponde a la Figura 47:

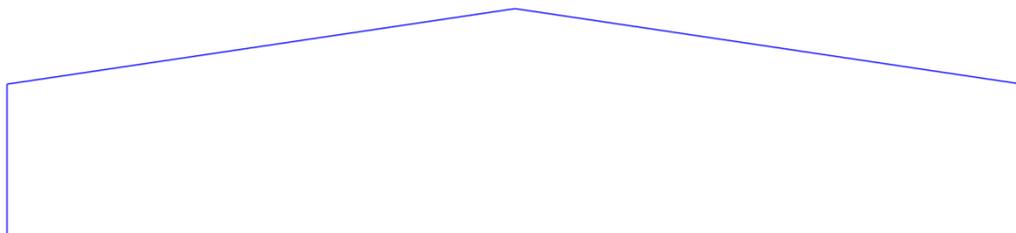


Fig. 47. Representación del pórtico

Siendo la optimización de forma según la Figura 48:

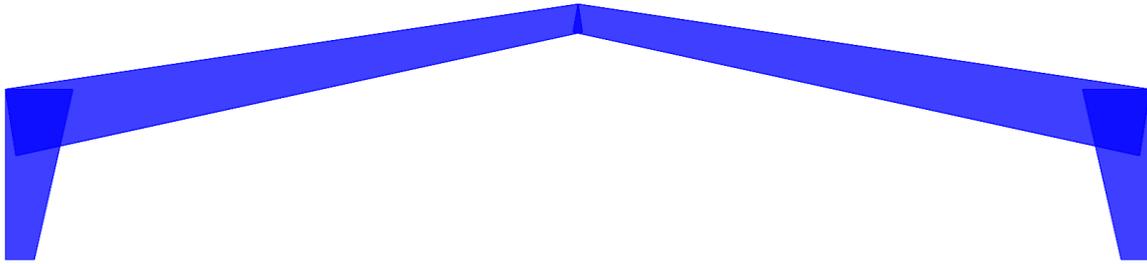


Fig. 48. Sección variable del pórtico

La Figura 49 arroja la gráfica perteneciente al diagrama de esfuerzos axiales, provenientes de la aplicación del mencionado Software Sap 2000.

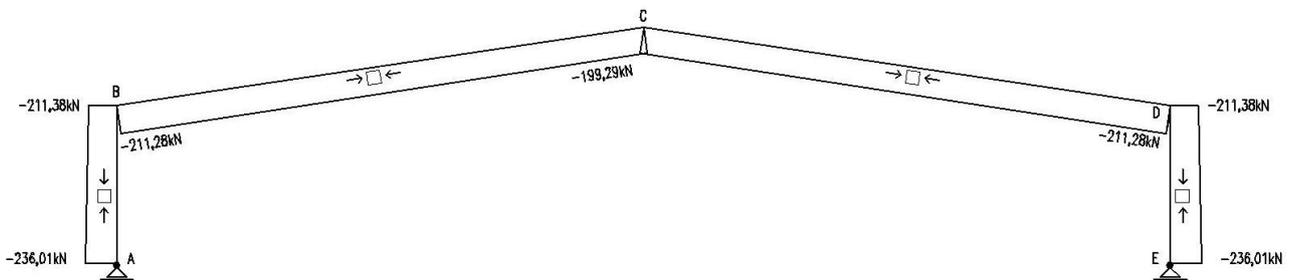


Fig. 49. Diagrama de esfuerzos axiales del prototipo "A" (kN).

Por otra parte la Figura 50, expone el gráfico con los momentos flectores actuantes.

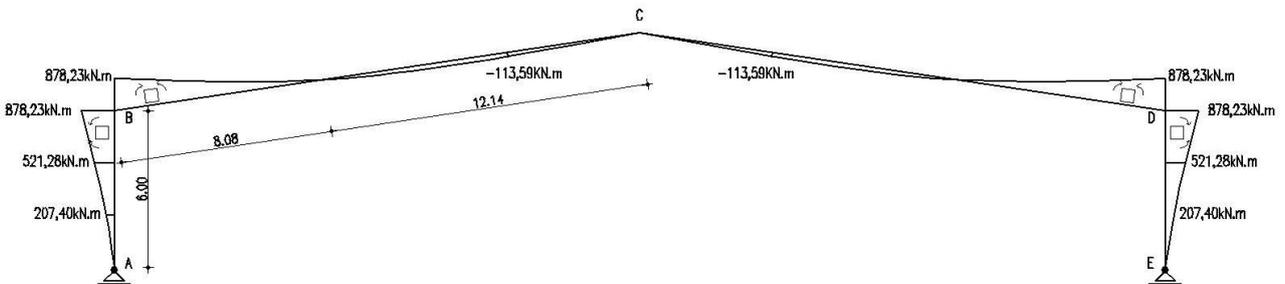


Fig. 50. Diagrama de momentos flectores del prototipo "A" (kN.m)

A modo de resumen, la Tabla 24 contiene los valores de los esfuerzos axiales y momentos flectores en los apoyos y en la articulación del pórtico analizado:

Tabla 24. Valores de esfuerzos axiles y de momentos flectores del prototipo “A”

Punto de análisis	Esfuerzo axil (kN)	Momento flector (kN.m)
Apoyo en A	-236,01	0
Nudo de esquina en B	-211,38	878,23
Articulación en C	-199,29	0
Nudo de esquina en B	-211,38	878,23
Apoyo en B	-236,01	0

Antes de “refinar” las dimensiones variables del pórtico analizado es conveniente verificar la capacidad portante del miembro sometido a flexión y compresión longitudinal.

4.3.2.2. Verificación a flexo-compresión

Según el Reglamento Cirsoc 601 – 2016 (INTI - CIRSOC 601, 2016), para casos de combinación de esfuerzos de flexión originados por cargas transversales en conjunción con esfuerzos de compresión paralela a la dirección de las fibras, se debe cumplir con la siguiente expresión [52]:

$$\left(\frac{f_c}{F'_c}\right)^2 + \frac{f_{b1}}{F'_{b1}[1-(f_c/F_{cE1})]} + \frac{f_{b2}}{F'_{b2}[1-(f_c/F_{cE2})-(f_{b1}/F_{bE})^2]} \leq 1 \quad [52]$$

Siendo:

$$f_c < F_{cE1} = \frac{0,822E'min}{(l_{e1}/d_1)^2} \text{ para flexión respecto del eje de mayor momento de inercia o flexión biaxial.}$$

$$f_c < F_{cE2} = \frac{0,822E'min}{(l_{e2}/d_2)^2} \text{ para flexión respecto del eje de menor momento de inercia o flexión biaxial.}$$

$$f_{b1} < F_{bE} = \frac{1,2E'min}{(R_B)^2} \text{ para flexión biaxial, siendo } R_B = \sqrt{\frac{l_e \cdot d}{b^2}}$$

f_c : Tensión originada por el esfuerzo de compresión paralelo a la dirección de las fibras

F'_c : Tensión de diseño en compresión paralela a las fibras ajustada

f_{b1} : Tensión originada por el momento flector producido por las cargas transversales actuando normalmente al eje de mayor momento de inercia

F'_{b1} : Tensión de diseño en flexión respecto del eje de mayor momento de inercia ajustada

f_{b2} : Tensión originada por el momento flector producido por las cargas transversales actuando normalmente al eje de menor momento de inercia.

F'_{b2} : Tensión de diseño en flexión respecto del eje de menor momento de inercia ajustada

F_{cE1} : Tensión crítica de pandeo en miembros comprimidos respecto del eje de mayor momento de inercia

F_{cE2} : Tensión crítica de pandeo en miembros comprimidos respecto del eje de menor momento de inercia.

F_{bE} : Tensión crítica de pandeo en miembros flexionados.

d_1 : Lado mayor de la sección transversal.

d_2 : Lado menor de la sección transversal

R_B : Relación de esbeltez lateral de la viga

Considerando que el miembro estructural analizado ha sido arriostrado transversalmente en toda su longitud; condición que impide el giro y el desplazamiento lateral, el pandeo debe ser analizado solamente en el plano del pórtico, es decir respecto del eje de mayor momento de inercia. Por lo tanto, el enunciado anterior [52] se va a reducir en una nueva expresión [53]. La cual se describe a continuación:

$$\left(\frac{f_c}{F'_c}\right)^2 + \frac{f_{b1}}{F'_{b1}[1 - (f_c / F_{cE1})]} \leq 1 \quad [53]$$

Por lo que, previamente se debe verificar [54]:

$$f_c < F_{cE1} = \frac{0,822E'_{mín}}{(l_{e1} / d_1)^2} \quad [54]$$

Siendo:

$E'_{mín}$: Módulo de elasticidad para el cálculo de la estabilidad de vigas y columnas ajustado

l_{e1} : Longitud efectiva de pandeo respecto del eje de mayor momento de inercia

La tensión originada por el esfuerzo de compresión paralelo a la dirección de las fibras f_c , surge al resolver la ecuación [55]:

$$f_c = \frac{P}{A} \quad [55]$$

Siendo:

P : Esfuerzo axial de compresión más desfavorable.

A : Sección transversal rectangular variable.

Al ser un miembro con sección transversal rectangular variable, el valor representativo de la dimensión transversal, d debe ser obtenido por medio de la siguiente expresión [56]:

$$d = d_{mín} + (d_{máx} - d_{mín}) \left[a - 0,15 \left(1 - \frac{d_{mín}}{d_{máx}} \right) \right] \quad [56]$$

Siendo:

$d_{mín}$: mínimo valor de d

$d_{máx}$: máximo valor de d

a : coeficiente cuyo valor es:

0,70 cuando el extremo sin rebajar se encuentra empotrado y el extremo rebajado está libre o articulado.

0,30 cuando el extremo sin rebajar se encuentra libre o articulado y el extremo rebajado está empotrado.

0,50 cuando ambos extremos son articulados y uno de ellos está rebajado.

0,70 cuando ambos extremos son articulados y están rebajados.

Para cualquier otra condición de vinculación diferente a las indicadas anteriormente, el valor representativo de la dimensión transversal, d , debe ser calculado con la expresión [57]:

$$d = d_{mín} + (d_{máx} - d_{mín}) \left(\frac{1}{3} \right) \quad [57]$$

Por consiguiente:

$$d = 1000 + (2353 - 1000) \left(\frac{1}{3} \right)$$

$$d = 1451\text{mm}$$

Siendo el área de la sección transversal, según la expresión [58]:

$$A = d \cdot b \quad [58]$$

Siendo:

b : Ancho de la sección transversal rectangular variable del pórtico.

d : Alto considerado de la sección transversal rectangular variable del pórtico.

Por lo cual:

$$\begin{aligned} A &= 1451mm \cdot 340mm \\ A &= 493.340 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

En consecuencia:

$$\begin{aligned} f_c &= \frac{236010N}{493.340mm^2} \\ f_c &= 0,48N/mm^2 \end{aligned}$$

Por otra parte, $E'_{mín}$ proviene de afectar $E_{mín}$ a los factores de ajuste provistos en Tabla 18:

$$\begin{aligned} E'_{mín} &= E_{mín} \cdot C_M \cdot C_t \\ E'_{mín} &= 5700 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,83 \cdot 1 \\ E'_{mín} &= 4731 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

La longitud efectiva de pandeo respecto del eje de mayor momento de inercia l_{e1} correspondiente a la columna del citado miembro, se ha interpretado como un arco triarticulado. En consecuencia, según [59] puede considerarse con suficiente aproximación que:

$$l_{e1} = 1,25 \cdot l \quad [59]$$

Siendo:

l : Longitud del miembro analizado

Entonces:

$$\begin{aligned} l_{e1} &= 1,25 \cdot 26,224 \text{ m} \\ l_{e1} &= 32,78 \text{ m} \end{aligned}$$

Al reemplazar valores, a fin de verificar el primer postulado, resulta:

$$\begin{aligned} f_c < F_{cE1} &= \frac{0,822 \cdot 4731N/mm^2}{(32780mm / 2353mm)^2} \\ 0,48 \text{ N/mm}^2 &< 20,04 \text{ N/mm}^2 \text{ (Verifica)} \end{aligned}$$

Los miembros estructurales con sección transversal variable se deben calcular conforme los principios de la ingeniería estructural. Corresponde considerar las tensiones que actúan paralela y perpendicularmente a las fibras, así como las tensiones de corte, originadas en los miembros estructurales de altura variable sometidos a flexión simple.

$$f_{b1} = \frac{6 \cdot (8,78 \times 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm})}{340mm \cdot 2353^2 \text{ mm}^2}$$

$$f_{b1} = 2,80 \text{ N/mm}^2$$

La tensión de diseño en compresión paralela a las fibras ajustada F'_c , surge de afectar F_c a los factores de ajuste según la expresión [60] y al contenido de Tabla 18:

$$F'_c = F_c \cdot C_D \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_P \quad [60]$$

Siendo:

l : Longitud del miembro analizado

- $C_D = 1,00$ ya que en la combinación crítica la carga de menor duración es la sobrecarga de uso L
- Por otra parte, al existir un arriostramiento continuo que impide el desplazamiento lateral en todas direcciones, el factor de estabilidad lateral C_P del miembro comprimido toma valor unitario $C_P = 1,00$
- Mientras que el factor de condición de servicio $C_M = 0,73$ según Tabla 19.

En consecuencia, al reemplazar valores en [60]:

$$F'_c = 7,50 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,00 \cdot 0,73 \cdot 1,00 \cdot 1,00$$

$$F'_c = 5,48 \text{ N/mm}^2$$

La tensión de diseño en flexión respecto del eje de mayor momento de inercia ajustada F'_{b1} , se puede obtener de la misma manera en la que se ha hallado la tensión de diseño en flexión ajustada F'_b , de acuerdo a la ecuación [61]:

$$F'_{b1} = F_b \cdot C_D \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_L \cdot C_V \cdot C_C \cdot C_r \quad [61]$$

El factor de volumen C_V proviene de aplicar nuevamente la ya conocida expresión [31], en la que sólo difieren los valores de b y d , cuya altura de la sección es variable, tomándose un promedio de la misma:

$$C_V = \left(\frac{600}{d}\right)^{0,1} \left(\frac{150}{b}\right)^{0,05} \leq 1,1$$

Siendo:

b : Ancho de la sección transversal rectangular del pórtico

d : Alto representativo de la sección transversal rectangular variable del pórtico

Reemplazando valores de b y d :

$$C_V = \left(\frac{600}{1451}\right)^{0,1} \left(\frac{150}{340}\right)^{0,05} \leq 1,1$$

$$C_V = 0,88 \leq 1,1 \text{ Verifica}$$

Se ha prescindido de afectar F'_{b1} al factor de curvatura C_C dado que el pórtico en cuestión no presentaba zonas curvas sometidas a flexión.

Para el Factor de distribución lateral de cargas se ha tomado un valor de 1,1 ($C_r = 1,10$) al no existir la posibilidad de distribución lateral de cargas.

Lo mismo, para el Factor de estabilidad lateral ($C_L = 1,00$) por existir un arriostramiento continuo que tienda a evitar el pandeo lateral producido por flexión.

$$F'_{b1} = F_b \cdot C_D \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_L \cdot C_V \cdot C_C \cdot C_r$$

$$F'_{b1} = 7,5 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,00 \cdot 0,80 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,88 \cdot 1,10$$

$$F'_{b1} = 5,80 \text{ N/mm}^2$$

Por lo tanto:

$$\left(\frac{f_c}{F'_c}\right)^2 + \frac{f_{b1}}{F'_{b1}[1 - (f_c / F_{cE1})]} \leq 1$$

$$\left(\frac{0,48}{5,48}\right)^2 + \frac{2,80}{5,80[1 - (0,48 / 20,04)]} \leq 1 \text{ (Verifica)}$$

4.4. COMPONENTES ESTRUCTURALES INFERIORES: BASES

En relación a la tipología planteada de la superestructura, la cual cuenta con enlaces articulados en los apoyos conduce a dimensionar la superestructura bajo la hipótesis de que las tensiones en el suelo son homogéneas, siendo el sistema de cimentación materializado por zapatas aisladas de hormigón armado.

La configuración geométrica de cada base está reflejada en la Figura 51:

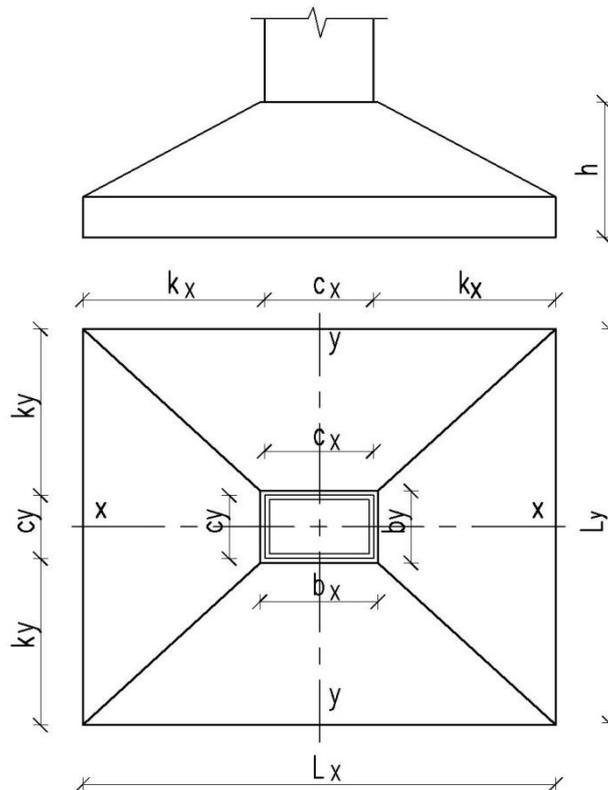


Fig. 51. Dimensiones de base (INTI - CIRSOC 201, 2005).

De la imagen anterior, se conocen los siguientes datos:

- Carga de servicio: $P_u = 236,01kN$
- Peso de base: $P_b = 10\% \text{ de } P_u = 23,60kN$
- Tensión de terreno admisible: $\sigma_t \text{ adm.} = 0,005kN/cm^2$
- Tipo de acero: $ADN (f_y = 420MPa)$
- Tipo de Hormigón: $H - 25 (f'_c = 25MPa)$
- Dimensiones columna: $c_x = 1,00m - c_y = 0,34m$
- Dimensiones del fuste: $b_x = 1,05m - b_y = 0,39m$
- Recubrimiento libre de armadura: $c_c = 0,05m$

4.4.1. Desarrollo de cálculo

El desarrollo del cálculo está secuenciado por las siguientes etapas:

4.4.1.1. Dimensiones de solera

Consiste en determinar las superficies de apoyo que transmiten las cargas al suelo, de acuerdo a la fórmula [62]:

$$\Omega = \frac{P_u + P_b}{\sigma_t \text{ adm}} \quad [62]$$

Siendo:

Ω : Área de solera

P_u : Carga de servicio

P_b : Peso de base

$\sigma_t \text{ adm}$: Tensión de terreno admisible

Al reemplazar valores en base a los datos aportados:

$$\begin{aligned} \Omega &= \frac{236,01kN \cdot 110\%}{0,005 \text{ kN/cm}^2} \\ \Omega &= 51922cm^2 \end{aligned}$$

De la superficie Ω recientemente calculada, se determina el lado de la solera en el sentido x-x, L_x mediante por la expresión [63]:

$$L_x = \frac{(c_x - c_y) + \sqrt{(c_x - c_y)^2 + 4 \cdot \Omega}}{2} \quad [63]$$

Siendo:

L_x : Lado de solera en el sentido x-x, expresado en cm.

c_x : Dimensión de la columna en el sentido x-x, expresada en cm.

c_y : Dimensión de la columna en el sentido y-y, expresada en cm.

Al operar en [63] con lo obtenido en [62], surge:

$$L_x = \frac{(100\text{cm} - 34\text{cm}) + \sqrt{(100\text{cm} - 34\text{cm})^2 + 4.51922\text{cm}^2}}{2}$$

$$L_x \cong 265\text{cm}$$

En consecuencia, el lado restante L_y de la solera en el sentido y-y, puede obtenerse aplicando la ecuación [64]:

$$L_y = \frac{\Omega}{L_x} \quad [64]$$

Siendo:

L_y : Lado de solera en el sentido y-y, expresado en cm.

De acuerdo al cociente entre magnitudes pertenecientes a las expresiones [62] y [63] resulta:

$$L_y = \frac{51922\text{cm}^2}{263\text{cm}}$$

$$L_y \cong 200\text{cm}$$

4.4.1.2. Dimensiones del fuste

- En dirección al eje X-X, según expresión [65]:

$$b_x = c_x + 0,05m \quad [65]$$

- En dirección al eje Y-Y, según expresión [66]:

$$b_y = c_y + 0,05m \quad [66]$$

Al sustituir por dimensiones en [65]:

$$b_x = 1,00m + 0,05m$$

$$b_x = 1,05m$$

Y en [66]:

$$b_y = 0,34m + 0,05m$$

$$b_y = 0,39m$$

- b_{wx} y b_{wy}

- En dirección al eje X-X, según expresión [67]:

$$b_{wx} = \frac{5 \cdot b_x + 3 \cdot L_x}{8} \quad [67]$$

- En dirección al eje Y-Y, según expresión [68]:

$$b_{wy} = \frac{5 \cdot b_y + 3 \cdot L_y}{8} \quad [68]$$

Al reemplazar valores en [67]:

$$b_{wx} = \frac{5 \cdot 1,05m + 3 \cdot 3,2m}{8}$$

$$b_{wx} \cong 1,65m$$

Y en [68]:

$$b_{wy} = \frac{5 \cdot 0,39m + 3 \cdot 2m}{8}$$

$$b_{wy} \cong 1,00m$$

- k_x y k_y

- En dirección al eje X-X, según expresión [69]:

$$k_x = \frac{L_x - c_x}{2} \quad [69]$$

- En dirección al eje Y-Y, según expresión [70]:

$$k_y = \frac{L_y - c_y}{2} \quad [70]$$

Al reemplazando valores en [69]:

$$k_x = \frac{2,65m - 1,00m}{2}$$

$$k_x = 0,83m$$

Y en [70]:

$$k_y = \frac{2,00m - 0,34m}{2}$$

$$k_y \cong 0,83m$$

4.4.1.3. Cuantía mínima en voladizos

La armadura mínima debería ser capaz de resistir adecuadamente un momento igual a 1,2 veces el momento de fisuración, siempre que se verifique la condición [71]:

$$m_n \leq m_{n \text{ mín}} = k_{a \text{ mín}} \cdot (1 - k_{a \text{ mín}}/2) \quad [71]$$

Siendo $k_{a \text{ mín}}$ precedido por la expresión [72]:

$$k_{a \text{ mín}} = \frac{2,8MPa}{0,85 f'_c} \quad [72]$$

Para el hormigón H-25 escogido, la ecuación [72] va a tomar el siguiente valor:

$$k_{a \text{ min}} = \frac{2,8MPa}{0,85.25MPa}$$

$$k_{a \text{ min}} = 0,132$$

Al retomar [71], resulta:

$$m_n \leq m_{n \text{ min}} = 0,132 \cdot (1 - 0,132/2)$$

$$m_n \leq m_{n \text{ min}} = 0,123$$

4.4.1.4. Tensión ficticia de contacto

- Según expresión [73]:

$$q_u = P_u / (L_x \cdot L_y) \quad [73]$$

Al aplicar valores conocidos se determina:

$$q_u = 236,01kN / (2,65m \cdot 2,00m)$$

$$q_u = 44,53kN/m^2$$

4.4.1.5. Determinación de momentos flectores en el borde de la columna

- El momento solicitante en dirección al eje X-X, es:

$$M_{ux} = \frac{q_u \cdot L_y \cdot k_x^2}{2} \quad [74]$$

Siendo:

q_u : Tensión ficticia de contacto en $[kN/m^2]$

L_y : Lado de base, en dirección al eje y-y en $[m]$

k_x : en $[m]$

- El momento solicitante en dirección al eje Y-Y, es:

$$M_{uy} = \frac{q_u \cdot L_x \cdot k_y^2}{2} \quad [75]$$

Siendo:

q_u : Tensión ficticia de contacto en $[kN/m^2]$

L_x : Lado de base, en dirección al eje x-x en $[m]$

k_y : en $[m]$

Al efectuar el reemplazo de magnitudes correspondientes en [74]:

$$M_{ux} = \frac{44,53kN/m^2 \cdot 2,00m \cdot 0,83^2m^2}{2}$$

$$M_{ux} = 30,68kNm$$

Con el mismo proceder en [75]:

$$M_{uy} = \frac{44,53kN/m^2 \cdot 2,65m \cdot 0,83^2m^2}{2}$$

$$M_{uy} = 40,65kNm$$

4.4.1.6. Cálculo de momentos nominales necesarios

- El momento nominal necesario en dirección al eje X-X, según expresión [76] es:

$$M_{nx} = M_{ux} / 0,90 \quad [76]$$

Siendo:

M_{ux} : Momento flector solicitante con dirección paralela al eje X-X, en [kNm]

- De manera similar, el momento nominal necesario en dirección al eje Y-Y, según ecuación [77] es:

$$M_{ny} = M_{uy} / 0,90 \quad [77]$$

Siendo:

M_{uy} : Momento flector solicitante con dirección paralela al eje Y-Y, en [kNm]

Al resolver [76]:

$$\begin{aligned} M_{nx} &= 30,68kNm / 0,90 \\ M_{nx} &= 34,09kNm \end{aligned}$$

Siendo el valor de [77]:

$$\begin{aligned} M_{ny} &= 40,65kNm / 0,90 \\ M_{ny} &= 45,17kNm \end{aligned}$$

4.4.1.7. Predimensionamiento de la altura por flexión

Posibilita predimensionar la altura total de la base para obtener cuantías razonables de armaduras de flexión, superiores a las mínimas, pero suficientemente bajas como para que las bases tengan una razonable rigidez y, que las alturas no estén exageradamente alejadas de las necesarias por corte y punzonamiento. Aplicándose:

- Altura base en dirección al eje X-X, según expresión [78]:

$$d_x = \left(\frac{6,5 \cdot M_{nx}}{b_y \cdot f'_c \cdot 1000 \text{ kN/MN}} \right)^{1/2} \quad [78]$$

Siendo:

M_{nx} y M_{ny} : Momentos nominales en [kNm]

b_x y b_y : Anchos de cálculo en [m]

f'_c : Resistencia del hormigón en [MPa]

- Altura base en dirección al eje Y-Y, según expresión [79] es:

$$d_y = \left(\frac{6,5 \cdot M_{ny}}{b_x \cdot f'_c \cdot 1000 \text{ kN/MN}} \right)^{1/2} \quad [79]$$

De resolviendo la ecuación [78] surge:

$$d_x = \left(\frac{6,5 \cdot 34,09 \text{ kNm}}{0,39 \text{ m} \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 1000 \text{ kN/MN}} \right)^{1/2}$$

$$d_x = 0,15 \text{ m}$$

Mientras que del enunciado [79] resulta:

$$d_y = \left(\frac{6,5 \cdot 40,65 \text{ kNm}}{1,05 \text{ m} \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 1000 \text{ kN/MN}} \right)^{1/2}$$

$$d_y = 0,10 \text{ m}$$

Como los valores de d_x y d_y no resultan prácticos en cuestiones constructivas, se ha adoptado un valor único ($d = 0,22 \text{ m}$) para verificar la altura a punzonamiento y corte

4.4.1.8. Verificación de seguridad al punzonamiento

Consiste en constatar que la altura adoptada proporcione seguridad evitando el punzonamiento. La carga efectiva de dicho punzonamiento, se determina considerando la reacción del suelo que se encuentra por fuera del perímetro crítico o bien como la carga de la columna descontada de la reacción del suelo que se encuentra encerrada por el perímetro crítico.

Para ello, se debe cumplir con la siguiente expresión [80]:

$$P_u - q_u \cdot A_0 \leq 0,75 \cdot Y \cdot F \cdot b_0 \cdot d \cdot f_c^{1/2} \cdot (1000 \text{ kN/MN}) / 12 \quad \text{en [kN]} \quad [80]$$

Siendo:

A_0 : Área de la base encerrada por el perímetro crítico en [m^2]

Y : 1 para base centrada

b_0 : perímetro crítico en [m]

F : Mínimo entre F_1 y F_2 donde en todos los casos:

$F_2 = (\alpha_s \cdot d/b_0 + 2)$ y $F_1 = 4$ si $\beta \leq 2$ o $F_1 = (2 + 4/\beta)$ si $\beta > 2$

β : Relación entre lados de base.

Conforme a la Figura 52, el perímetro crítico para bases centradas se debe tomar a una distancia no menor a $d/2$ respecto al perímetro de las columnas.

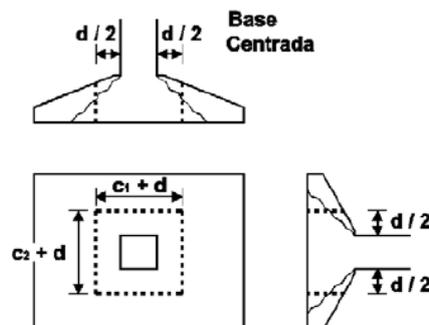


Fig. 52. Perímetro crítico para la consideración del punzonamiento en bases centradas (INTI - CIRSOC 201, 2005).

La expresión [81] posibilita hallar el perímetro de la sección crítica:

$$b_0 = 2 \cdot (c_x + c_y) + 4 \cdot d \quad [81]$$

Al resolver en [81], resulta:

$$\begin{aligned} b_0 &= 2 \cdot (1,00m + 0,34m) + 4 \cdot 0,22m \\ b_0 &= 3,56m \end{aligned}$$

De la ecuación [82], se puede calcular el área de la base encerrada por el perímetro crítico A_0

$$A_0 = (c_x + d) \cdot (c_y + d) \quad [82]$$

Al resolver en [82], ocurre:

$$\begin{aligned} A_0 &= (1,00m + 0,22m) \cdot (0,34m + 0,22m) \\ A_0 &= 0,683m^2 \end{aligned}$$

β representa la relación entre el lado mayor y el lado menor de la base, de acuerdo a la expresión [83]:

$$\beta = L/B \quad [83]$$

Siendo:

$$L = L_x = \text{Lado mayor base}$$

$$B = L_y = \text{Lado menor base}$$

Al sustituir valores:

$$\begin{aligned} \beta &= 2,65m/2,00m \\ \beta &= 1,33 \end{aligned}$$

Como $\beta < 2$, $F_1 = 4$

Al aplicar la ecuación [84] para F_2 :

$$F_2 = (\alpha_s \cdot d/b_0 + 2) \quad [84]$$

Siendo:

α_s : Factor que se utiliza para determinar la fracción de armadura ubicada en la faja central de la zapata. Para una base centrada corresponde $\alpha_s = 40$

Siendo:

$$\begin{aligned} F_2 &= (40 \cdot 0,22m/3,56 + 2) \\ F_2 &= 1,58 \end{aligned}$$

Al considerar los valores de F_1 y F_2 , se ha adoptado como magnitud única, aquella con menor valor, según lo expresado en la ecuación [85]:

$$F = \text{Mín} (F_1, F_2) \quad [85]$$

Por lo tanto:

$$F = 1,58$$

Finalmente, se verifica de acuerdo a la expresión [80]:

$$236,01kN - 44,53kN/m^2 \cdot 0,683m^2 \leq 0,75 \cdot 1,1,58 \cdot 3,56m \cdot 0,22m \cdot 25^{1/2}MPa \cdot (1000 kN/MN)/12$$

$$205,60kN \leq 386,71 kN \text{ verifica al punzonamiento}$$

4.4.1.9. Verificación de la altura al corte

Conforme a la Figura 53, la sección crítica para el corte se debe ubicar a una distancia d respecto a la cara de la columna.

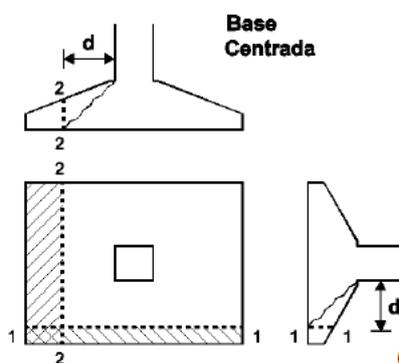


Fig. 53. Sección crítica para la consideración del corte en bases centradas (INTI - CIRSOC 201, 2005).

A fin de corroborar que la altura adoptada proporciona seguridad adecuada al corte, se debe dicha sollicitación en ambas direcciones:

La expresión [86] para V_{ux} :

$$V_{ux} = q_u \cdot L_y \cdot (k_x - d) \leq 0,75 \cdot b_{wy} \cdot d_x \cdot f'_c{}^{1/2} \cdot (1000 kN/MN)/6 \quad \text{en [kN]} \quad [86]$$

Siendo:

$$V_{ux} = 44,53kN/m^2 \cdot 2,00m \cdot (0,83m - 0,22m) \leq 0,75 \cdot 1,00m \cdot 0,225m \cdot 25^{1/2}MPa \cdot (1000 kN/MN)/6$$

$$54,33kN \leq 140,63 kN$$

La expresión [87] para V_{uy} :

$$V_{uy} = q_u \cdot L_x \cdot (k_y - d) \leq 0,75 \cdot b_{wx} \cdot d_y \cdot f'_c{}^{1/2} \cdot (1000 kN/MN)/6 \quad \text{en [kN]} \quad [87]$$

Siendo:

$$V_{uy} = 44,53kN/m^2 \cdot 2,65m \cdot (0,83m - 0,22m) \leq 0,75 \cdot 1,65m \cdot 0,215m \cdot 25^{1/2}MPa \cdot (1000 kN/MN)/6$$

$$71,98kN \leq 221,72 kN$$

De acuerdo a lo evidenciado en las expresiones [86] y [87], se pudo verificar el corte en ambas direcciones.

4.4.1.10. Cálculo de las armaduras de flexión

Al suponer que $d_b = 10 \text{ mm}$, según [88] se adopta una altura total:

$$h = d_{m\acute{a}x} + d_b/2 + c_c \quad [88]$$

Siendo:

d_b : diámetro nominal de barra en [m]

c_c : espesor hormigón de recubrimiento en [m]

La Figura 54, ilustra la situación:

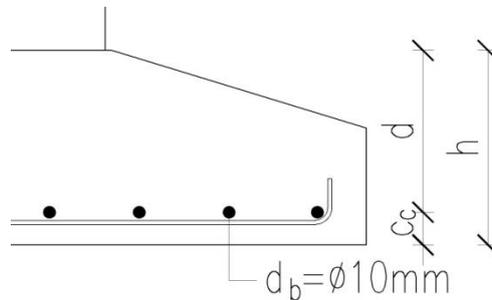


Fig. 54. Altura total de base (INTI - CIRSOC 201, 2005).

Por consiguiente:

$$h = 0,225m + 0,01m/2 + 0,05m$$

$$h \cong 0,30m$$

Al adoptar: $d_x = 0,245m - d_y = 0,235m$

La expresión para el momento reducido m_{nx} es la [89]:

$$m_{nx} = 0,001MN/kN \cdot M_{nx} / 0,85 \cdot b_y \cdot d_x^2 \cdot f'_c \quad [89]$$

Por lo tanto:

$$m_{nx} = 0,001MN/kN \cdot 34,09kNm / 0,85 \cdot 0,39m \cdot 0,245^2 \cdot 25MPa$$

$$m_{nx} = 0,069$$

La siguiente expresión [90] corresponde al momento reducido m_{ny} :

$$m_{ny} = 0,001MN/kN \cdot M_{ny} / 0,85 \cdot b_x \cdot d_y^2 \cdot f'_c \quad [90]$$

Siendo:

$$m_{ny} = 0,001MN/kN \cdot 45,17kNm/0,85 \cdot 1,05m \cdot 0,235^2 \cdot 25MPa$$

$$m_{ny} = 0,010$$

Ambos momentos reducidos (m_{nx} y m_{ny}) son menores que el mínimo ($m_{n\ min} = 0,123$) por lo tanto corresponde adoptar armadura mínima, aplicando la expresión [91] para obtener A_{sx} :

$$A_{sx} = A_{s\ min} = \frac{2.1,4MPa \cdot b_y \cdot d_x \cdot 10^6\ mm^2/m^2}{f_y} \quad [91]$$

Siendo:

$$A_{sx} = A_{s\ min} = \frac{2.1,4MPa \cdot 0,39m \cdot 0,245m \cdot 10^6\ mm^2/m^2}{420MPa}$$

$$A_{sy} = 637mm^2$$

A su vez, la expresión [92] es la que permite calcular A_{sy} :

$$A_{sy} = A_{s\ min} = \frac{2.1,4MPa \cdot b_x \cdot d_y \cdot 10^6\ mm^2/m^2}{420MPa} \quad [92]$$

Entonces:

$$A_{sy} = A_{s\ min} = \frac{2.1,4MPa \cdot 1,05m \cdot 0,235m \cdot 10^6\ mm^2/m^2}{420MPa}$$

$$A_{sy} = 1645mm^2$$

4.4.1.11. Adopción y distribución de la armadura de flexión

Por tratarse de una base rectangular, la distribución de la armadura se ha efectuado de la siguiente manera:

- Armadura paralela al lado mayor: distribuida en forma uniforme
- Armadura paralela al lado menor: dividida en tres franjas
 - Faja Central de ancho $B=2,00$ m centrada con la columna: Se distribuye en forma uniforme una armadura igual a $2/(\beta + 1)$ de la armadura total
 - Fajas Laterales de ancho $(L - B)/2$: se distribuye en forma uniforme el resto de la armadura

De acuerdo al enunciado [93], la armadura en la faja central:

$$A_{sx\ central} = 2 \cdot A_{sx} / (\beta + 1) \quad [93]$$

Por lo cual:

$$A_{sx\ central} = 2 \cdot 637mm^2 / (1,70 + 1)$$

$$A_{sx\ central} = 472mm^2 \quad (d_b\ 12\ c/0,19m)$$

A su vez, la expresión [94] determina la armadura a colocar sobre cada lateral:

$$A_{sx \text{ cada lateral}} = (A_{sx} - A_{sx \text{ central}}) / 2$$

[94]

Por lo que:

$$A_{sx \text{ cada lateral}} = (637\text{mm}^2 - 472\text{mm}^2) / 2$$

$$A_{sx \text{ cada lateral}} = 83\text{mm}^2 \quad (d_b 10 \text{ c}/0,25\text{m})$$

Por último, para $A_{sy} = d_b 12 \text{ c}/0,14\text{m}$ (distribución uniforme).

La separación entre armaduras debe ser menor que las siguientes condiciones:

- 2,5 veces el espesor total de la base = $2,5 \cdot 0,30 \text{ m} = 0,75 \text{ m}$
- 25 veces el diámetro menor de la armadura = $25 \cdot 0,01 \text{ m} = 0,25 \text{ m}$
- 0,30 m

A modo ilustrativo, la Figura 55 expone como ha quedado finalmente la disposición de las armaduras:

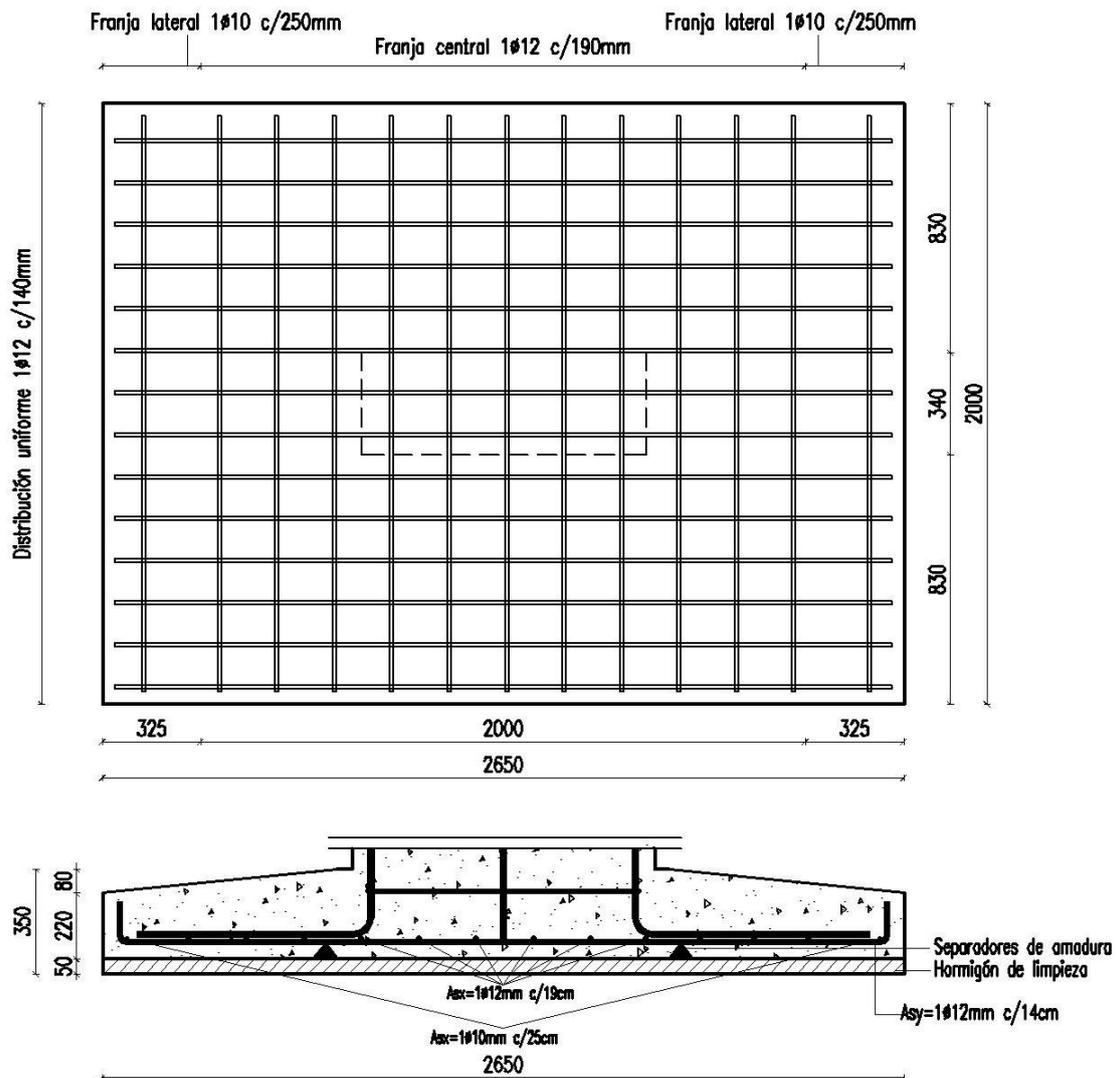


Fig. 55. Distribución de armadura.

4.4.1.12. Adopción del talón de la base

El talón de la base debe tener una altura mayor o igual que las condiciones [95] y [96]:

$$Talón_{base} = h - k_{mín} \quad [95]$$

Entonces:

$$\begin{aligned} Talón_{base} &= 0,30m - 0,83m \\ Talón_{base} &= 0m \text{ (menor que cero)} \end{aligned}$$

Siendo la condición [96], expresada de la siguiente manera:

$$Talón_{base} = c_c + d_{bx} + d_{by} + 0,15m \quad [96]$$

Para lo cual, se ha adoptado un talón de 0,22 m.:

$$\begin{aligned} Talón_{base} &= 0,05m + 0,012m + 0,012m + 0,15m \\ Talón_{base} &= 0,22m \end{aligned}$$

4.5. UNIONES MECÁNICAS ENTRE COMPONENTES ESTRUCTURALES

4.5.1. Unión entre correa y pórtico

La unión dada entre correa y pórtico, cuyo detalle se encuentra en la Figura 56 presenta las siguientes características:

- Condición de servicio: Estructura colocada en un ambiente interior con alto contenido de humedad.
- Cargas actuantes: $D = 1020 \text{ N}$, sobrecarga de uso $L_r = 1456 \text{ N}$, viento $W = 858 \text{ N}$ (succión normal a la cubierta).
- Elementos de fijación y piezas auxiliares de acero tipo F-24.:
 - tirafondos con $D = 12,7 \text{ mm}$ y $L = 76,2 \text{ mm}$.
 - planchuelas $127 \times 9,37 \text{ mm}$
 - perfiles L $127 \times 127 \times 9,37 \text{ mm}$

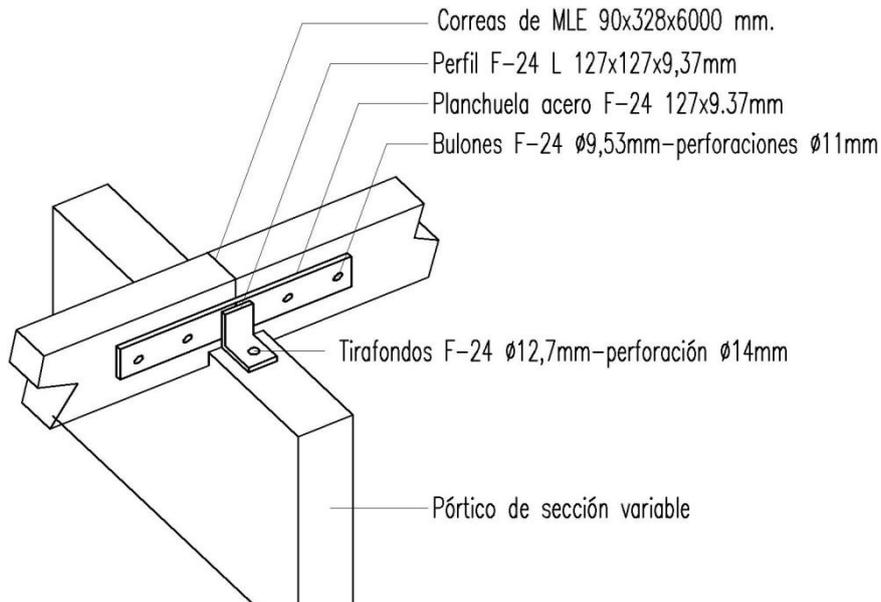


Fig. 56. Detalle unión conjunto correa, pórtico y piezas auxiliares metálicas.

En dicha Figura, se puede apreciar como los extremos de cada correa son fijados entre sí mediante planchuelas de acero. Las mismas, a su vez, se encuentran abulonadas a perfiles ángulo que ofician de respaldo y anclados a los pórticos mediante tirafondos.

Por otra parte, los elementos y cargas intervinientes fueron graficadas en la Figura 57.

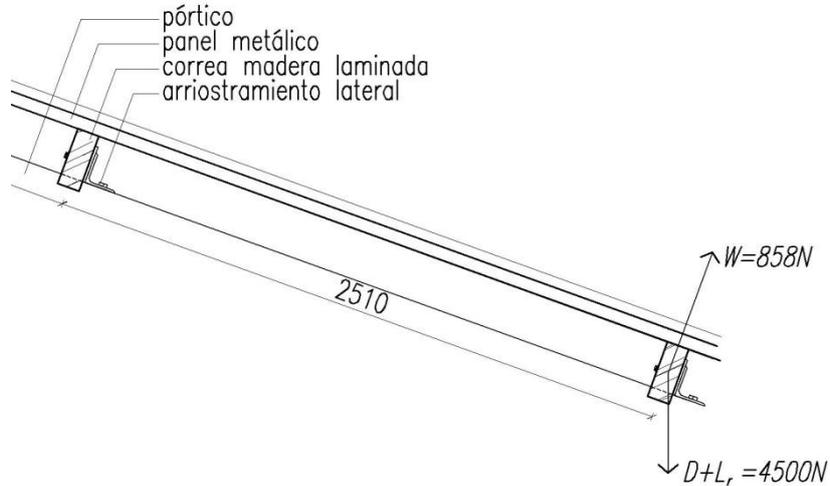


Fig. 57. Corte transversal de la cubierta.

Mientras que en la Figura 58, se puede observar en detalle la vinculación existente entre las piezas auxiliares de acero y los elementos estructurales involucrados.

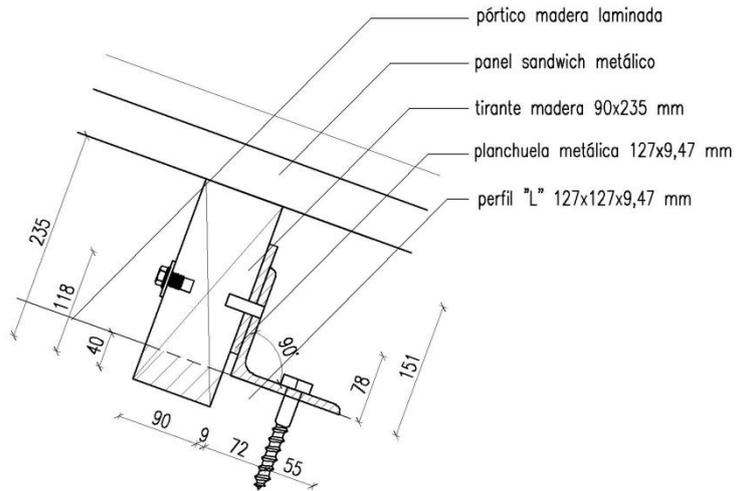


Fig. 58. Detalle unión de correa y pórtico.

Por último, en la Figura 59 se han detallado las piezas metálicas intervinientes.

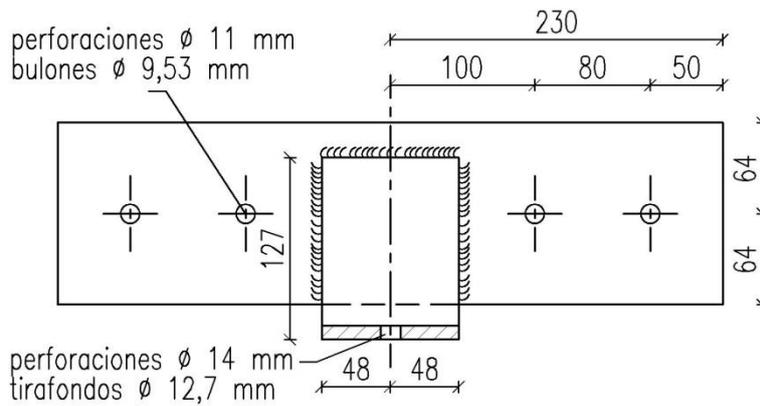


Fig. 59. Detalle piezas metálicas.

Al observar la Figura 60, se pueden apreciar las cargas gravitatorias (D), sobrecargas accidentales (W) y de uso (L_r) actuantes sobre cada correa.

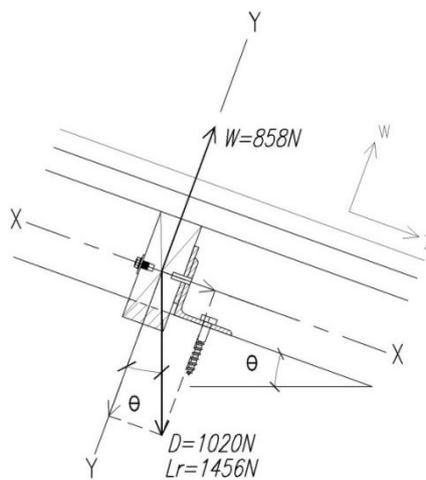


Fig. 60. Cargas actuantes en la unión pórtico-correa

La carga de extracción w aplicada a la unión surge de considerar la expresión [97]. La cual ha tenido en cuenta la acción combinada entre la carga viento (W) y el peso propio (D), ambas proyectadas en dirección al eje Y-Y (normal al plano del faldón de techo).

$$w = D \cos \theta - W \quad [97]$$

Siendo:

w : Carga de extracción sobre la unión en dirección al eje Y-Y

W : Carga de viento

D : Peso propio de la correa analizada

α : Pendiente de cubierta ($\theta = 8^\circ 32'$)

Al operar, obtenemos las magnitud pertenecientes a w .

$$w = 1020 N \cos 8^\circ 32' - 858 N$$

$$w = 151 N$$

El valor positivo tiene por fin indicar que la acción del viento no supera a la proyección del peso propio.

Con el mismo proceder, en dirección al eje X-X (coincidente con el plano del faldón de techo) se logra obtener la carga lateral z , según lo estipulado en la ecuación [98]:

$$z = D \sin \theta \quad [98]$$

Siendo:

z : Carga lateral sobre la unión sobre eje X-X

D : Peso propio

α : Pendiente de cubierta

El reemplazo de las magnitudes correspondientes, permite calcular el valor de z .

$$z = 1020 N \sin 8^\circ 32'$$

$$z = 151 N$$

El hecho de considerar la combinación de acciones relativas al peso *propio* (D) y a la sobrecarga accidental en la cubierta (L_r), induce a obtener una carga lateral (z) de mayor intensidad que la anterior. Por lo que se ha planteado el enunciado [99]:

$$z = (D + L_r) \sin \alpha \quad [99]$$

Al operar, se ha obtenido un nuevo valor de z :

$$(1020N + 1456N) \text{ sen} 8^\circ 32'$$

$$z = 367N$$

4.5.1.1. Verificación de la unión propuesta bajo la combinación de la acción del viento (*W*) y del peso propio (*D*)

Conforme a la Figura 61, con los valores $w=151\text{ N}$ y $z=151\text{ N}$, la resultante ha sido $z'=214\text{ N}$ con una inclinación, cuyo ángulo $\alpha=45^\circ$ respecto a la dirección de las fibras, siendo $\text{cos}\alpha = 0,71$ y $\text{sen}\alpha = 0,71$.

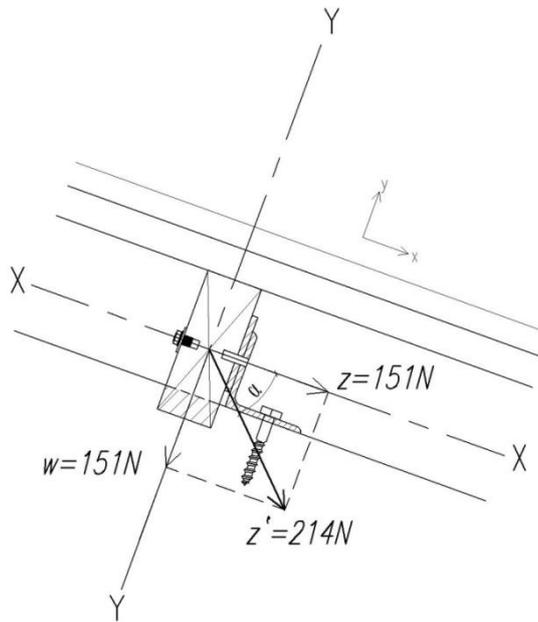


Fig. 61. Fuerza resultante z' entre w y z

De acuerdo a la expresión [100] se debe verificar que:

$$z \leq Z'_\alpha = \frac{W'Z'}{W'\text{cos}^2\alpha + Z'\text{sen}^2\alpha} \quad [100]$$

4.5.1.1.1. Resistencia a la extracción de diseño ajustada de la unión W'

Para obtener la magnitud de la resistencia a la extracción de diseño ajustada de la unión W' , la resistencia a la extracción de diseño de referencia W debe ser multiplicada por los factores de ajuste que se detallan seguidamente en Tabla 25.

Tabla 25. Factores de ajuste aplicables para uniones con elementos de fijación tipo clavija sometidos a carga de extracción (INTI - CIRSOC 601, 2016).

Resistencia a la extracción	Factores de ajuste aplicables				
$W' = W$	X	C_D	C_M	C_t	C_{tn}

Siendo:

W : Resistencia a la extracción de diseño de referencia.

C_D : Factor de duración de la carga.

C_M : Factor de condición de servicio.

C_t : Factor de temperatura.

C_{tn} : Factor de clavado oblicuo.

Por tratarse de una unión con un solo tirafondo, la resistencia a la extracción ha quedado expresa por el enunciado [101]:

$$W' = W \cdot C_D \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_{tn} \cdot \text{longitud de penetración efectiva}_W \quad [101]$$

Para determinar el valor de la resistencia a la extracción de diseño de referencia W , en primer lugar se debe conocer el valor correspondiente a la gravedad específica anhidra G de la especie de madera empleada y a su clase resistente. El mismo ha sido extraído de la Tabla 26.

Tabla 26. Gravedad específica anhidra, G , de la madera clasificada por resistencia conforme a los métodos que se indican en el Suplemento 1 y sus apéndices (INTI - CIRSOC 601, 2016).

Especie ⁽¹⁾⁽²⁾⁽³⁾	Clase de resistencia	$G^{(4)}$
Tablas de pino Paraná (<i>Araucaria angustifolia</i>) IRAM 9662-1 (2015) (ver S.1.1.1 y Tabla S.1.1.1-1)	1	0,43
	2	0,37
Madera aserrada de pino Paraná (<i>Araucaria angustifolia</i>) clasificada conforme al método que se incluye en el Apéndice 1 del Suplemento 1 (ver S.1.1.1 y Tabla S.1.1.1-3)	1	0,41
	2	0,36
Tablas de eucalipto grandis (<i>Eucalyptus grandis</i>) IRAM 9662-2 (2015) (ver S.1.1.2 y Tabla S.1.1.2-1)	1	0,40
	2	0,40
Madera aserrada de <i>Eucalyptus grandis</i> clasificada conforme al método adoptado por la norma IRAM 9662-2 (2015) (ver S.1.1.2 y Tabla S.1.1.2-3)	1	0,40
	2	0,40
	3	0,40
Tablas de pino taeda y elliotti (<i>Pinus taeda</i> y <i>elliottii</i>) IRAM 9662-3 (2015) (ver S.1.1.3 y Tabla S.1.1.3-1)	1	0,39
	2	0,36
Madera aserrada de pino taeda y elliotti clasificada conforme a la norma IRAM 9670 (2002) (ver S.1.1.3 y Tabla S.1.1.3-3)	1	0,39
	2	0,36
Madera aserrada de álamo clasificada conforme a la norma IRAM 9662-4 (2015) (ver S.1.1.4 y Tabla S.1.1.4-1)	1	0,37
	2	0,37

(1) La zona de cultivo de estas especies está indicada en las respectivas normas y apéndices de los suplementos correspondientes.

(2) Los valores de G para la madera laminada encolada estructural (ver S.2.1.1 y la Tabla S.2.1.1-1) deben ser obtenidos de esta Tabla según corresponda a la combinación especie/procedencia y a la clase resistente de las tablas empleadas en la fabricación. Se deberá tener en cuenta en particular la conformación de los miembros estructurales de madera laminada encolada con configuración combinada (IRAM 9660-1: 2015, artículo 7.4), es decir fabricados con dos clases resistentes de tablas.

(3) Los valores de G para postes de *Eucalyptus grandis* (ver el artículo S.3.1.1. y la Tabla S.3.1.1-1) son los indicados en esta Tabla para la madera aserrada de la misma especie.

(4) El Valor característico (5 %) de la gravedad específica anhidra.

Según Tabla 27, al relacionar $G=0,40$ con el diámetro del tirafondo empleado ($D=12,7\text{mm}$), corresponde un $W=47,5\text{N/mm}$.

Tabla 27. Uniones con tirafondos sometidas a una carga de extracción. Resistencia a la extracción de diseño de referencia, W (N/mm), por cada tirafondo y por cada mm de penetración efectiva (1)(2) (INTI - CIRSOC 601, 2016).

G	Diámetro D (mm)						
	6,35	7,94	9,53	11,11	12,7	15,88	19,05
0,73	69,6	82,3	94,4	105,9	117,1	138,4	158,7
0,71	66,8	79,0	90,5	101,6	112,3	132,8	152,2
0,68	62,6	74,0	84,9	95,2	105,2	124,5	142,7
0,67	61,2	72,4	83,0	93,1	102,9	121,7	139,5
0,58	49,3	58,3	66,8	75,0	82,9	98,0	112,4
0,55	45,5	53,8	61,7	69,3	76,6	90,5	103,8
0,51	40,6	48,1	55,1	61,8	68,4	80,8	92,7
0,50	39,5	46,7	53,5	60,0	66,4	78,5	89,9
0,49	38,3	45,3	51,9	58,2	64,4	76,1	87,3
0,47	36,0	42,5	48,8	54,7	60,5	71,5	82,0
0,46	34,8	41,2	47,2	53,0	58,6	69,2	79,4
0,44	32,6	38,5	44,2	49,6	54,8	64,8	74,3
0,43	31,5	37,2	42,7	47,9	52,9	62,6	71,7
0,42	30,4	35,9	41,2	46,2	51,1	60,4	69,2
0,41	29,3	34,6	39,7	44,6	49,3	58,3	66,8
0,40	28,2	33,4	38,3	43,0	47,5	56,1	64,4
0,39	27,2	32,1	36,9	41,4	45,7	54,1	62,0
0,38	26,1	30,9	35,4	39,8	44,0	52,0	59,6
0,37	25,1	29,7	34,1	38,2	42,2	50,0	57,3
0,36	24,1	28,5	32,7	36,7	40,5	47,9	55,0
0,35	23,1	27,3	31,3	35,2	38,9	46,0	52,7
0,31	19,3	22,8	26,1	29,3	32,4	38,3	43,9

(1) La longitud de penetración efectiva es la penetración de la zona roscada excluyendo la parte correspondiente a la punta con disminución del diámetro.
(2) Los valores provistos en esta Tabla corresponden a tirafondos de las características que se indican en el Apéndice 1 de este Suplemento.
G es el valor característico (5 %) de la gravedad específica anhidra (ver la Tabla S.4.1.1-2 y Exp. S.4.1.1-2).
 $W = 27,9 G^{3/2} D^{3/4}$ (N / mm)

- El Factor de la duración de la carga $C_D=1,6$
- Factor de condición de servicio C_M x Factor de temperatura $C_t = 1$
- Factor de clavado oblicuo $C_{tn} = 1$
- La longitud de penetración efectiva (T-E), según la Figura 62, se debe considerar la penetración de la zona roscada excluyendo la parte correspondiente a la punta con disminución de diámetro.

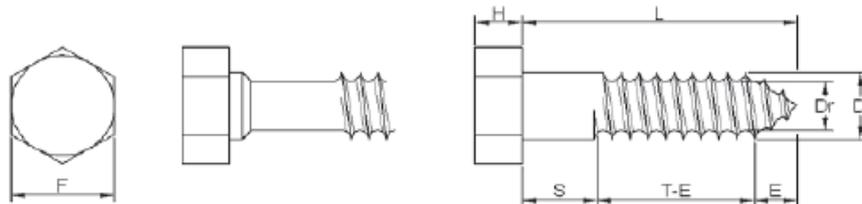


Fig. 62. Parámetros de tirafondos a considerar (INTI - CIRSOC 601, 2016).

Al conceptuar la Tabla 28, se han empleado como datos de datos de entrada: Longitud ($D=76,2$ mm) y Diámetro ($D=12,7$ mm), siendo T-E: 42,86 mm.

Tabla 28. Características de los tirafondos (INTI - CIRSOC 601, 2016).

Longitud L (mm)	Parámetro	Diámetro D (mm)						
		6,35	7,94	9,53	11,11	12,70	15,88	19,05
	Dr (mm)	4,47	5,77	6,73	8,33	9,42	11,96	14,71
	E (mm)	3,97	4,76	5,56	7,14	7,94	10,32	12,70
	H (mm)	4,37	5,56	6,35	7,54	8,73	10,72	12,70
	F (mm)	11,11	12,70	14,29	15,88	19,05	23,81	28,58
	N	10	9	7	7	6	5	4,5
25,4	S (mm)	6,35	6,35	6,35	6,35	6,35		
	T (mm)	19,05	19,05	19,05	19,05	19,05		
	T-E (mm)	15,08	14,29	13,49	11,91	11,11		
38,1	S (mm)	6,35	6,35	6,35	6,35	6,35		
	T (mm)	31,75	31,75	31,75	31,75	31,75		
	T-E (mm)	27,78	26,99	26,19	24,61	23,81		
50,8	S (mm)	12,70	12,70	12,70	12,70	12,70	12,70	
	T (mm)	38,10	38,10	38,10	38,10	38,10	38,10	
	T-E (mm)	34,13	33,34	32,54	30,96	30,16	27,78	
63,5	S (mm)	19,05	19,05	19,05	19,05	19,05	19,05	
	T (mm)	44,45	44,45	44,45	44,45	44,45	44,45	
	T-E (mm)	40,48	39,69	38,89	37,31	36,51	34,13	
76,2	S (mm)	25,40	25,40	25,40	25,40	25,40	25,40	25,40
	T (mm)	50,80	50,80	50,80	50,80	50,80	50,80	50,80
	T-E (mm)	46,83	46,04	45,24	43,66	42,86	40,48	38,10
101,6	S (mm)	38,10	38,10	38,10	38,10	38,10	38,10	38,10
	T (mm)	63,50	63,50	63,50	63,50	63,50	63,50	63,50
	T-E (mm)	59,53	58,74	57,94	56,36	55,56	53,18	50,80
127	S (mm)	50,80	50,80	50,80	50,80	50,80	50,80	50,80
	T (mm)	76,20	76,20	76,20	76,20	76,20	76,20	76,20
	T-E (mm)	72,23	71,44	70,64	69,06	68,26	65,88	63,50
152,4	S (mm)	63,50	63,50	63,50	63,50	63,50	63,50	63,50
	T (mm)	88,90	88,90	88,90	88,90	88,90	88,90	88,90
	T-E (mm)	84,93	84,14	83,34	81,76	80,96	78,58	76,20

Del reemplazo de valores correspondiente se ha obtenido finalmente W'

$$W' = 47,5 \text{ N/mm} \cdot 1,6 \cdot 1,1 \cdot 1,42,86 \text{ mm}$$

$$W' = 3257 \text{ N/mm}$$

4.5.1.1.2. Resistencia lateral de diseño ajustada Z'

De acuerdo a Tabla 29, la magnitud de la resistencia lateral de diseño ajustada Z' , proviene de afectar la resistencia lateral de diseño de referencia Z a los factores de ajuste que correspondan a las condiciones que está sometida la estructura de madera.

Tabla 29. Factores de ajuste aplicables para uniones con elementos de fijación tipo clavija sometidos a carga lateral (INTI - CIRSOC 601, 2016).

Resistencia lateral	Factores de ajuste aplicables					
$Z' = Z$	X	C_D	C_M	C_t	C_g	C_{tn}

Siendo:

Z: Resistencia lateral de diseño de referencia.

C_D : Factor de duración de la carga

C_M : Factor de condición de servicio

C_t : Factor de temperatura.

C_{tn} : Factor de clavado oblicuo.

Al tratar solamente con un tirafondo, resistencia lateral de diseño ajustada Z quedó expresada por el enunciado [102]:

$$Z' = Z \cdot C_D \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_{tn} \cdot \text{longitud de penetración efectiva}_z \quad [102]$$

Los valores de Z provistos en la Tabla 30 se corresponden con un valor mínimo de penetración l_m del tirafondo en el miembro principal igual a 8 D.

Tabla 30. Uniones con tirafondos y placas laterales de acero tipo F-24 de 6,35 mm de espesor con un miembro de madera (una sección de corte). Resistencia lateral de diseño de referencia, Z (kN), por cada tirafondo (INTI - CIRSOC 601, 2016).

D mm	G= 0,67		G= 0,55		G= 0,50		G= 0,49		G= 0,46		G= 0,43		G= 0,42		G= 0,37		G= 0,36		G= 0,35	
	Z	Z _⊥																		
6,35	1,07	0,80	0,98	0,71	0,93	0,67	0,93	0,67	0,89	0,62	0,89	0,62	0,85	0,58	0,80	0,53	0,80	0,53	0,80	0,53
7,94	1,38	0,98	1,25	0,89	1,20	0,80	1,20	0,80	1,16	0,76	1,11	0,76	1,11	0,71	1,02	0,67	1,02	0,67	1,02	0,62
9,53	1,42	0,98	1,29	0,85	1,25	0,80	1,20	0,80	1,20	0,76	1,16	0,71	1,11	0,71	1,07	0,67	1,07	0,62	1,02	0,62
11,11	2,14	1,42	1,96	1,25	1,87	1,20	1,87	1,16	1,82	1,11	1,74	1,07	1,74	1,02	1,65	0,98	1,60	0,93	1,60	0,93
12,70	2,58	1,74	2,00	1,51	2,31	1,42	2,27	1,42	2,23	1,38	2,14	1,29	2,14	1,29	2,05	1,20	2,00	1,16	1,96	1,16
15,88	3,78	2,36	3,47	2,09	3,34	1,96	3,29	1,96	3,20	1,87	3,12	1,78	3,07	1,78	2,94	1,65	2,89	1,60	2,85	1,56
19,05	5,34	3,25	4,90	2,85	4,72	2,67	4,67	2,63	4,54	2,54	4,41	2,40	4,36	2,36	4,14	2,18	4,09	2,14	4,01	2,09

Teniendo en cuenta que la magnitud de Z pertinente a $G=0,40$ no estaba tabulada, se han interpolado valores entre $G=0,42$ y $G=0,37$, en función al diámetro del tirafondo empleado ($D=12,7$ mm).

$$\frac{Z_{||} - 2,05}{0,40 - 0,37} = \frac{2,14 - 2,05}{0,42 - 0,37}$$

$$Z = \frac{0,09}{0,05}(0,03) + 2,05$$

$$Z = 2,10 \text{ kN}$$

De acuerdo al desarrollo de interpolación lineal anteriormente suscitado, ha surgido el valor $Z=2,10$ kN para $G=0,40$ para un valor mínimo de penetración en el miembro principal de $l_m = 8D = 101,60$ mm

- El Factor de la duración de la carga $C_D=1,6$
- Factor de condición de servicio C_M x Factor de temperatura $C_t = 1$
- Factor de clavado oblicuo $C_{tn} = 1$, pues no se trata de clavado oblicuo
- La longitud de penetración efectiva, en este caso, es $l_m = 76,2$ mm-6,35 mm (espesor de placa) = 69,85 mm. Dado que el valor está comprendido entre 4D y 8D el valor de Z provisto en la Tabla debe multiplicarse por $l_m/8D$. En consecuencia, según [103]:

$$\begin{aligned} \text{long. de penetración efectiva}_z &= 69,85/101,6 \\ \text{long. de penetración efectiva}_z &= 0,69 \text{ mm} \end{aligned}$$

[103]

Por último, al reemplazar valores en [102] se logra hallar Z'

$$\begin{aligned} Z' &= 2100 \text{ N/mm} \cdot 1,6 \cdot 1,1 \cdot 1,0 \cdot 0,69 \text{ mm} \\ Z' &= 2318 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

Al retomar [100], a fin de verificar $z \leq Z'_\alpha$, resulta:

$$\begin{aligned} Z'_\alpha &= \frac{W'Z'}{W' \cos^2 \alpha + Z' \sin^2 \alpha} \\ Z'_\alpha &= \frac{3257 \cdot 2318}{3257 \cdot 0,71^2 + 2318 \cdot 0,71^2} \\ Z'_\alpha &= 2686 \text{ N} \end{aligned}$$

En consecuencia, $z = 151 \text{ N} \leq Z'_\alpha = 2686 \text{ N}$ (verifica lo requerido).

4.5.1.2. Verificación de la unión propuesta bajo la combinación de la acción del peso propio (D) y la sobrecarga de uso (L_r)

En este caso la carga lateral:

$z = 367 \text{ N}$ debiendo verificar $z \leq Z'$ siendo:

- $Z = 2100 \text{ N}$
- El Factor de la duración de la carga $C_D = 1$ pues la carga de menor duración que incluye la combinación es la sobrecarga de uso.
- Factor de condición de servicio C_M x Factor de temperatura $C_t = 1$
- Factor de clavado oblicuo $C_{tn} = 1$, pues no se trata de clavado oblicuo
- La longitud de penetración efectiva: 0,69 mm.

Al emplear nuevamente [98] con los valores anteriores, se obtuvo:

$$\begin{aligned} Z' &= 2100 \text{ N/mm} \cdot 1,1 \cdot 1,1 \cdot 1,0 \cdot 0,69 \text{ mm} \\ Z' &= 1449 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

Por lo tanto, $z = 367 \text{ N} \leq Z' = 2686 \text{ N}$ también se ha verificado lo requerido.

4.5.2. Enlace articulado en el nudo de cumbrera

La unión concebida en la cumbrera posibilita materializar una articulación perfecta entre los extremos superiores de los semipórticos. Las fijaciones se han efectuado por medio de bulones y piezas auxiliares de acero tipo F-24, según lo descrito en la Figura 63:

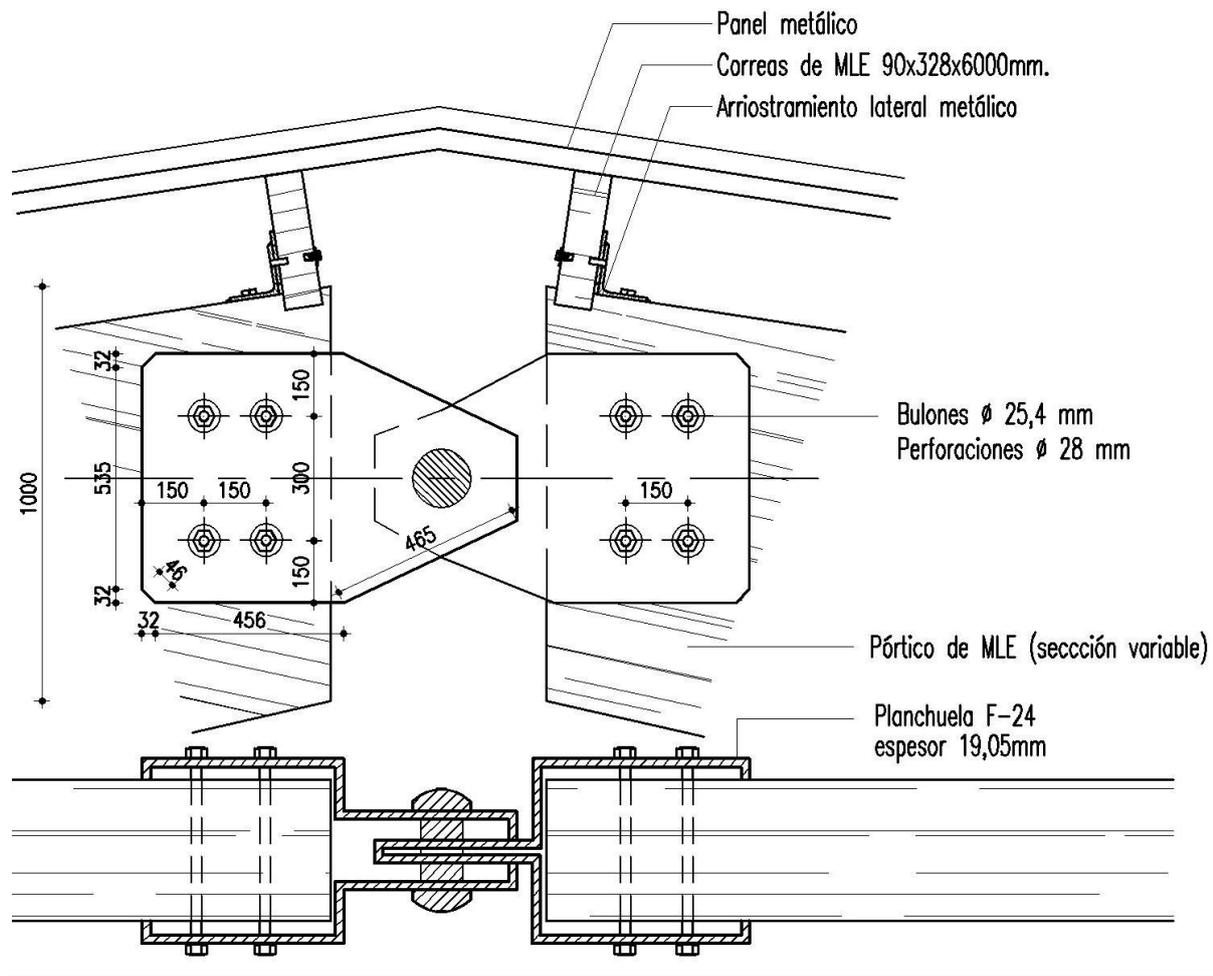


Fig. 63. Vista frontal y superior de articulación en la cumbre.

Antes de proseguir con el desarrollo de los cálculos respectivos, se deben verificar las separaciones mínimas establecidas en la Tabla 31:

Tabla 31. Distancias mínimas de elementos de fijación tipo clavija con $D \geq 6,35$ mm y sometidos a carga lateral (INTI - CIRSOC 601, 2016).

Distancia	Dirección de la carga respecto de las fibras	Valores mínimos
al borde	paralela	3 D
	perpendicular ⁽¹⁾	al borde cargado 4 D al borde descargado 3 D
al extremo	paralela	al extremo cargado (tracción): 7 D al extremo descargado (compresión): 4 D
	perpendicular	4 D
en una fila	paralela	7 D
	perpendicular	4 D
entre filas ⁽²⁾	paralela	4 D
	perpendicular	4 D

(1) Si no se realiza un cálculo detallado se debe evitar ejecutar uniones que transmiten cargas importantes a vigas de madera aserrada o de madera laminada encolada por debajo de su eje neutro.

(2) La separación entre filas externas de una unión sometida a una carga paralela a la dirección de las fibras y materializada con la interposición de placas laterales de acero no debe superar los 127 mm (ver la Figura 8.2.2.). Esta limitación tiene por finalidad evitar la generación de esfuerzos locales, en dirección perpendicular a las fibras, producidos por la expansión y la contracción de la madera se puede obviar si se diseñan orificios ovalados que permitan el libre movimiento del material.

El término “distancia al borde” se refiere a la distancia desde la arista o borde de un miembro estructural de madera hasta el centro del elemento de fijación más cercano, medida perpendicularmente a la dirección de las fibras según Figura 64.

- Distancia mínima:

$$4D = 101,6\text{mm} < 150\text{mm} \text{ (distancia adoptada)} \rightarrow \text{verifica requerimiento}$$

El término “distancia al extremo” se refiere a la distancia desde el extremo de un miembro estructural hasta el centro del elemento de fijación más cercano, medida paralelamente a la dirección de las fibras (Figura 64).

- Distancia mínima:

$$4D = 101,6\text{mm} < 150\text{mm} \text{ (distancia adoptada)} \rightarrow \text{verifica requerimiento}$$

El término “distancia en una fila” se refiere a la distancia entre centros de dos elementos de fijación que forman parte de una fila (Figura 64).

- Distancia mínima entre elementos:

$$4D = 101,6\text{mm} < 300\text{mm} \text{ (distancia adoptada)} \rightarrow \text{verifica requerimiento}$$

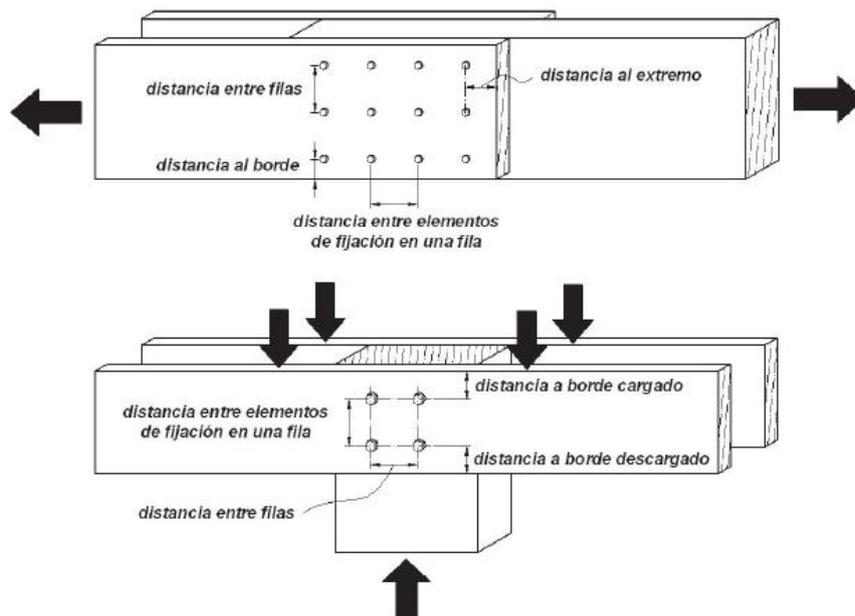


Fig. 64. Geometría de las uniones con elementos de fijación de tipo clavija (INTI - CIRSOC 601, 2016).

Conforme a lo dispuesto en el artículo 8.2 del presente Reglamento CIRSOC 601-2016 (INTI - CIRSOC 601, 2016) cuyo criterio general indica que se deben disponer de al menos 2 elementos de fijación de tipo clavija en cada unión.

La Figura 65 esquematiza la fijación de una sección de madera entre dos placas delgadas de acero.

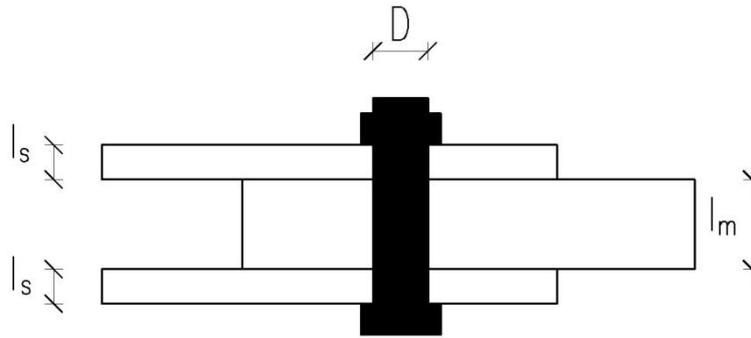


Fig. 65. Unión con dos secciones de corte (INTI - CIRSOC 601, 2016).

Siendo:

- D = diámetro de bulón.
- l_m = longitud del elemento de fijación dentro del miembro principal.
- l_s = longitud del elemento de fijación dentro del miembro lateral.

A priori, se deben contemplar distintos modos de rotura para aquellas uniones en las que intervengan elementos de fijación tipo clavija sometidos a cargas laterales. Los cuales ha sido provistos por la Tabla 32:

Tabla 32. Expresiones correspondientes a los modos de rotura en uniones para un elemento de fijación de tipo clavija sometido a carga lateral (INTI - CIRSOC 601, 2016).

Modo de Rotura	Dos secciones de corte	Expresión:
I_m : Modo de rotura por aplastamiento de la placa central.		$Z = \frac{D l_m F_{em}}{R_d}$
I_s : Modo de rotura ocasionado por el aplastamiento de las piezas laterales.		$Z = \frac{2 D l_s F_{es}}{R_d}$
III_s : Modo de rotura debido a la fluencia en flexión en el centro del bulón y por el aplastamiento local de las piezas laterales.		$Z = \frac{2 K_3 D l_s F_{em//}}{(2 + R_e) R_d}$
IV : Modo de rotura ocasionado por la fluencia en flexión en el centro y extremos del bulón, y por aplastamiento local correspondiente a las piezas laterales.		$Z = \frac{2 D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2 F_{em//} F_{yb}}{3 (1 + R_e)}}$

- D : Diámetro nominal del elemento de fijación cuando éste no es roscado o cuando la zona roscada está suficientemente lejos de las secciones de corte. En caso contrario se debe tomar el diámetro del núcleo del elemento, D_r , en lugar de D .
- F_{em} : Resistencia al aplastamiento de referencia del miembro principal.
- F_{es} : Resistencia al aplastamiento de referencia del miembro principal.
- F_{yb} : Tensión de fluencia en flexión del elemento de fijación.
- l_m : Longitud del elemento de fijación dentro del miembro principal.
- l_s : Longitud del elemento de fijación dentro del miembro lateral.
- R_d : Coeficiente de reducción
- R_e : F_{em}/F_{es}
- $K_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1+R_e)}{R_e} + \frac{2 F_{yb} (2+R_e) D^2}{3 F_{em//} l_s^2}}$

Es de suponer que los elementos de fijación poseen cierta rigidez, como para evitar la posibilidad del desarrollo de rótulas plásticas como las correspondientes a los modos de rotura III_s y IV . En

consecuencia, la resistencia de la conexión ha quedado gobernada por el aplastamiento contra el elemento de fijación de las secciones de madera que concurren al nudo de cumbrera, expresado sólo mediante los modos de rotura I_m y I_s .

Teniendo en cuenta que los semipórticos concurren a la unión articulada, la verificación de la resistencia al aplastamiento de la madera contra el elemento de fijación, se ha efectuado en dirección paralela a las fibras.

De acuerdo a la envolvente de esfuerzos, el máximo esfuerzo axil en la cumbrera ha sido: $Z=24,28 \text{ kN}$.

4.5.2.1. Verificación de la unión entre extremos superiores de pórticos y placa auxiliar de acero vinculante

La expresión a verificar es la [104]:

$$Z \leq Z' \quad [104]$$

Siendo:

Z : Esfuerzo máximo axil.

Z' : Resistencia lateral de diseño ajustada.

4.5.2.1.1. Resistencia lateral de diseño ajustada en dirección paralela a las fibras Z'

Para poder obtener la magnitud de la resistencia lateral de diseño ajustada en dirección paralela a las fibras Z' , según la próxima Tabla 33, la resistencia lateral de diseño de referencia Z debe afectarse a los factores de ajuste que correspondan a las condiciones de uso en la que está sometida la estructura de madera.

Tabla 33. Factores de ajuste aplicables para uniones con elementos de fijación tipo clavija sometidos a carga lateral (INTI - CIRSOC 601, 2016).

Resistencia lateral	Factores de ajuste aplicables					
$Z' = Z$	x	C_D	C_M	C_t	C_g	C_{tn}

Por ende, la ecuación [105] ha quedado expresada de la siguiente manera:

$$Z' = Z \cdot C_D \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_g \cdot C_{tn} \quad [105]$$

Donde:

- El Factor de la duración de la carga $C_D=1$. Valor valor tomado conservadoramente, pues la carga de menor duración es L_r
- Factor de condición de servicio C_M x Factor de temperatura $C_t = 1$
- Factor de clavado oblicuo $C_{tn}=1$, pues no se trata de una unión con clavado oblicuo.
- Factor de grupo $C_g=1$, dado que la resistencia lateral Z se ejerce perpendicularmente a la línea recta que une los baricentros, pues la fila cuenta con un solo elemento de fijación.

Modo de rotura por aplastamiento de la placa central I_m

Expresado bajo el enunciado [106]:

$$Z = \frac{D l_m F_{em}}{R_d} \quad [106]$$

Siendo:

D : Diámetro nominal del elemento de fijación

l_m : Longitud del elemento de fijación dentro del miembro principal

F_{em} : Resistencia al aplastamiento de referencia del miembro principal

R_d : Coeficiente de reducción

El coeficiente de reducción R_d surgido de la siguiente Tabla 34.

Tabla 34. Coeficiente de reducción R_d (INTI - CIRSOC 601, 2016).

D	Modo de rotura	R_d
$6,35 \text{ mm} \leq D \leq 25,4 \text{ mm}$	I_m, I_s	$4 K_\theta$
	II	$3,6 K_\theta$
	III_m, III_s, IV	$3,2 K_\theta$
$D < 6,35 \text{ mm}$	$I_m, I_s, II, III_m, III_s, IV$	$K_D^{(1)}$
siendo: θ el máximo ángulo entre la dirección de la fuerza y la de las fibras de cualquier miembro que integra la unión ($0^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$) $K_\theta = 1 + 0,25(\theta / 90)$ D el diámetro del elemento de fijación (mm) K_D - para $D \leq 4,3 \text{ mm}$ es $K_D = 2,2$; - para $4,3 \text{ mm} < D < 6,35 \text{ mm}$ es $K_D = 0,38 D + 0,56$		
(1) En elementos de fijación roscados con $D \geq 6,35 \text{ mm}$ y $D_r < 6,35 \text{ mm}$, $R_d = K_D K_\theta$		

Al tener en cuenta que la fuerza actúa en dirección paralela respecto a las fibras de la madera el ángulo comprendido ha sido de 0° . Por lo cual $K_\theta=1$

Modo de rotura ocasionado por el aplastamiento de las piezas laterales I_s

Representado por la expresión [107]:

$$Z = \frac{2 D l_s F_{es}}{R_d} \quad [107]$$

Siendo:

D : Diámetro nominal del elemento de fijación

l_s : Longitud del elemento de fijación dentro del miembro principal

F_{es} : Resistencia al aplastamiento de referencia del miembro lateral

R_d : Coeficiente de reducción

Al retomar [106] y reemplazando valores para obtener el 1º valor de Z :

- $D = 25,4 \text{ mm}$ (diámetro bulones)
- $l_m = 340 \text{ mm}$ (longitud del elemento de fijación dentro del miembro principal)
- $l_s = 19,05 \text{ mm}$ (longitud del elemento de fijación dentro del miembro lateral)
- $G = 0,40$ (Gravedad específica anhidra)
- $R_d=4$

- F_{em} (Resistencia al aplastamiento de referencia del miembro principal). Se debe utilizar la Tabla 35.

Tabla 35. Resistencia al aplastamiento de referencia, F_e (N/mm²), de la madera para uniones con elementos de fijación de tipo clavija sometidas a carga lateral (INTI - CIRSOC 601, 2016).

G	F_e	F_{eII}	F_{eI}								
	D<6,35	D≥6,35	D=6,35	D=7,94	D=9,53	D=11,11	D=12,70	D=15,88	D=19,05	D=22,23	D=25,40
0,73	64,1	56,4	53,3	47,7	43,5	40,3	37,7	33,7	30,8	28,5	26,7
0,72	62,5	55,6	52,2	46,7	42,7	39,5	36,9	33,0	30,2	27,9	26,1
0,71	60,9	54,8	51,2	45,8	41,8	38,7	36,2	32,4	29,6	27,4	25,6
0,70	59,3	54,0	50,2	44,9	40,9	37,9	35,5	31,7	29,0	26,8	25,1
0,69	57,8	53,3	49,1	43,9	40,1	37,1	34,7	31,1	28,4	26,3	24,6
0,68	56,3	52,5	48,1	43,0	39,3	36,4	34,0	30,4	27,8	25,7	24,0
0,67	54,8	51,7	47,1	42,1	38,4	35,6	33,3	29,8	27,2	25,2	23,5
0,66	53,3	51,0	46,1	41,2	37,6	34,8	32,6	29,1	26,6	24,6	23,0
0,65	51,8	50,2	45,0	40,3	36,8	34,1	31,9	28,5	26,0	24,1	22,5
0,64	50,3	49,4	44,0	39,4	36,0	33,3	31,1	27,9	25,4	23,5	22,0
0,63	48,9	48,6	43,1	38,5	35,1	32,5	30,4	27,2	24,9	23,0	21,5
0,62	47,5	47,9	42,1	37,6	34,3	31,8	29,7	26,6	24,3	22,5	21,0
0,61	46,1	47,1	41,1	36,7	33,5	31,1	29,1	26,0	23,7	22,0	20,5
0,60	44,7	46,3	40,1	35,9	32,7	30,3	28,4	25,4	23,2	21,4	20,1
0,59	43,3	45,5	39,1	35,0	32,0	29,6	27,7	24,8	22,6	20,9	19,6
0,58	42,0	44,8	38,2	34,2	31,2	28,9	27,0	24,1	22,0	20,4	19,1
0,57	40,7	44,0	37,2	33,3	30,4	28,2	26,3	23,5	21,5	19,9	18,6
0,56	39,4	43,2	36,3	32,5	29,6	27,4	25,7	23,0	21,0	19,4	18,1
0,55	38,1	42,5	35,4	31,6	28,9	26,7	25,0	22,4	20,4	18,9	17,7
0,54	36,8	41,7	34,4	30,8	28,1	26,0	24,3	21,8	19,9	18,4	17,2
0,53	35,6	40,9	33,5	30,0	27,4	25,3	23,7	21,2	19,3	17,9	16,8
0,52	34,3	40,1	32,6	29,1	26,6	24,6	23,0	20,6	18,8	17,4	16,3
0,51	33,1	39,4	31,7	28,3	25,9	24,0	22,4	20,0	18,3	16,9	15,8
0,50	32,0	38,6	30,8	27,5	25,1	23,3	21,8	19,5	17,8	16,5	15,4
0,49	30,8	37,8	29,9	26,7	24,4	22,6	21,1	18,9	17,3	16,0	15,0
0,48	29,6	37,1	29,0	26,0	23,7	21,9	20,5	18,4	16,8	15,5	14,5
0,47	28,5	36,3	28,2	25,2	23,0	21,3	19,9	17,8	16,3	15,0	14,1
0,46	27,4	35,5	27,3	24,4	22,3	20,6	19,3	17,3	15,8	14,6	13,6
0,45	26,3	34,7	26,4	23,6	21,6	20,0	18,7	16,7	15,3	14,1	13,2
0,44	25,3	34,0	25,6	22,9	20,9	19,3	18,1	16,2	14,8	13,7	12,8
0,43	24,2	33,2	24,7	22,1	20,2	18,7	17,5	15,6	14,3	13,2	12,4
0,42	23,2	32,4	23,9	21,4	19,5	18,1	16,9	15,1	13,8	12,8	12,0
0,41	22,2	31,7	23,1	20,7	18,9	17,5	16,3	14,6	13,3	12,3	11,5
0,40	21,2	30,9	22,3	19,9	18,2	16,8	15,8	14,1	12,9	11,9	11,1
0,39	20,2	30,1	21,5	19,2	17,5	16,2	15,2	13,6	12,4	11,5	10,7
0,38	19,3	29,3	20,7	18,5	16,9	15,6	14,6	13,1	11,9	11,1	10,3
0,37	18,4	28,6	19,9	17,8	16,2	15,0	14,1	12,6	11,5	10,6	9,9
0,36	17,5	27,8	19,1	17,1	15,6	14,5	13,5	12,1	11,0	10,2	9,6
0,35	16,6	27,0	18,4	16,4	15,0	13,9	13,0	11,6	10,6	9,8	9,2
0,34	15,7	26,2	17,6	15,7	14,4	13,3	12,4	11,1	10,2	9,4	8,8
0,33	14,9	25,5	16,9	15,1	13,8	12,7	11,9	10,7	9,7	9,0	8,4
0,32	14,1	24,7	16,1	14,4	13,2	12,2	11,4	10,2	9,3	8,6	8,1
0,31	13,3	23,9	15,4	13,8	12,6	11,6	10,9	9,7	8,9	8,2	7,7

F_e (D < 6,4 mm) = 114,4 G^{1,84} (N / mm²)
 F_{eII} (D ≥ 6,4 mm) = 77,2 G (N / mm²)
 F_{eI} = 212 G^{1,45} / D^{0,3} (N / mm²)

Observaciones:

- El diámetro, D , está expresado en mm
- G es el valor característico (5 %) de la gravedad específica anhidra (ver la Tabla S.4.1.1-2. y Exp. S.4.1.1-2)
- Para $D < 6,4$ mm F_e es independiente de la dirección de las fibras y de D
- Para $D ≥ 6,4$ mm F_{eII} es independiente de D .

Al relacionar $G=0,40$ con el diámetro de los bulones empleados ($D=25,4$ mm), ha correspondido un valor de $F_{em}=30,9$ N/mm²

- $F_{es}=600$ N/mm² (Resistencia al aplastamiento de referencia del miembro lateral). Se debe utilizar la siguiente Tabla 36.

Tabla 36. Tensión de aplastamiento, F_e (N/mm^2), y módulo de elasticidad, E , de placas de acero que actúan como elementos laterales auxiliares de las uniones (INTI - CIRSOC 601, 2016).

Tipo y características del elemento	F_e (N/mm^2)	E (N/mm^2)
Placa de acero tipo F-24	600	200000

Por lo tanto:

$$Z = \frac{25,4mm \cdot 340mm \cdot 30,90N/mm^2}{4}$$

$$Z = 66713N$$

Al hacer lo mismo con [107], se ha determinado la 2^o magnitud Z :

$$Z = \frac{2 \cdot 25,4mm \cdot 19,05mm \cdot 600N/mm^2}{4}$$

$$Z = 145161N$$

Al tomar el menor valor de los 2 obtenidos a través de la aplicación de las expresiones indicadas anteriormente resulta:

$Z = 66713N$, por lo que el valor de $Z'_{//}$ resultante es:

$$Z'_{//} = 66713 N \cdot 1.1.1.1.1$$

$$Z'_{//} = 66713N$$

Como $Z = 24280N < Z' = 66713 N$ se ha verificado lo requerido en [102].

4.5.3. Unión de pórtico al apoyo mediante rótula articulada

Para el desarrollo de la conexión entre el extremo inferior de cada pórtico y la rótula respectiva, se han propuesto conexiones abulonadas.

Dado el sistema de unión entre los elementos, cada uno de los bulones han experimentado una condición de carga lateral con corte doble.

La Figura 66, tiene por exhibir los valores de referencia a considerar en el diseño, obtenidos de la envolvente de carga del modelo, la cual ha arrojado valores máximos de 71,04 kN y 63,01 kN que inciden sobre la conexión de forma horizontal y vertical, respectivamente.

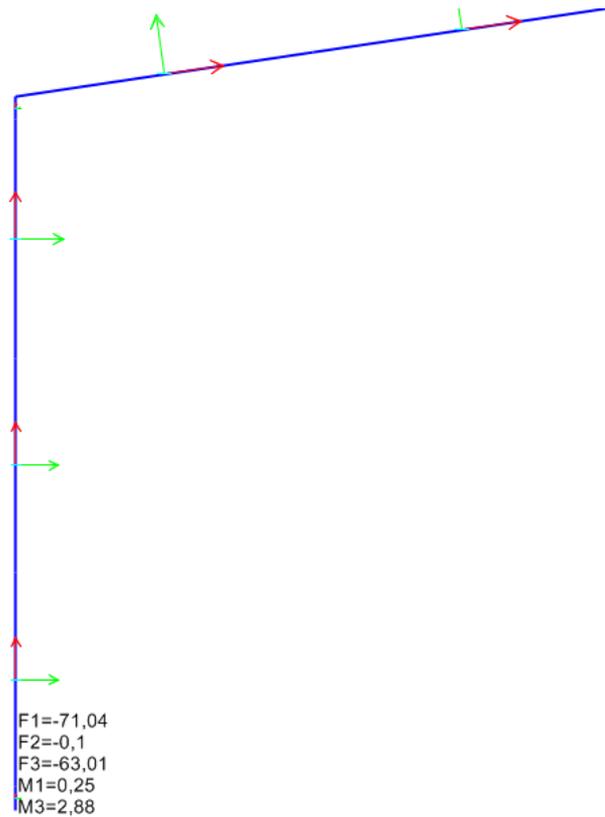


Fig. 66. Valores máximos de referencia.

Acorde al planteo preliminar de la Figura 67, se han propuesto utilizar 5 bulones de acero tipo F-24 cuyo diámetro fue de 25,4 mm y una placa también de acero tipo F-24 con un espesor de 19.05 mm.

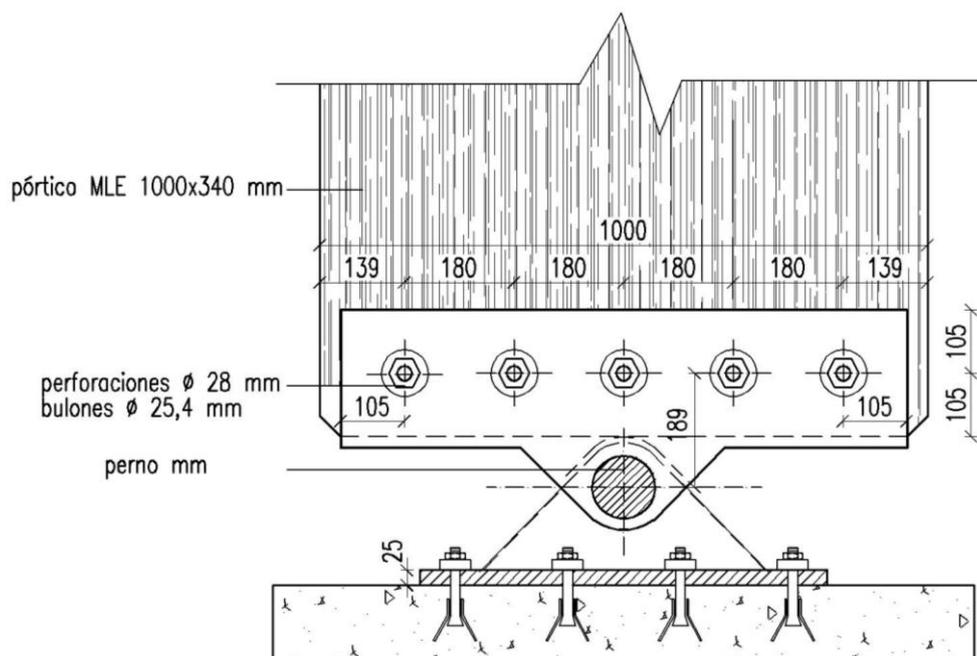


Fig. 67. Distribución geométrica de bulones en la conexión propuesta

Datos:

- Material pórticos: Madera laminada encolada de Eucalipto, grado de resistencia 1, construido con configuración homogénea de acuerdo a requisitos de fabricación y control establecidos por la norma IRAM 9660-1 (2015).
- Condición de servicio: Estructura colocada en un ambiente interior con alto contenido de humedad.

Establecida la geometría afín a los elementos de fijación, previamente al desarrollo de los cálculos respectivos, se deben las verificar separaciones mínimas establecidas en la Tabla 31. Al respecto, conforme a la Figura 64:

- Distancia al borde (distancia mínima):
 $4D = 101,6 \text{ mm} < 105 \text{ mm}$ (distancia adoptada) \rightarrow verifica requerimiento
- Distancia al extremo (distancia mínima):
 $4D = 101,6 \text{ mm} < 105 \text{ mm}$ (distancia adoptada) \rightarrow verifica requerimiento
- Distancia en una fila (distancia mínima entre elementos en dirección a la fuerza):
 $4D = 101,6 \text{ mm} < 180 \text{ mm}$ (distancia adoptada) \rightarrow verifica requerimiento

4.5.3.1. Verificación de la tensiones de compresión paralelas a las fibras en la sección extrema del pórtico

La fuerza vertical ($F_v = 63,01 \text{ kN}$) origina tensiones de compresión paralelas a la fibras en la zona del extremo del pórtico que apoya contra la placa de acero.

De acuerdo a la expresión [108] se debe verificar que:

$$f_c \leq F'_c \quad [108]$$

Siendo:

f_c : Tensión originada por el esfuerzo de compresión paralelo a la dirección de las fibras.

F'_c : Tensión de diseño en compresión paralela a las fibras, ajustada.

La tensión originada por el esfuerzo de compresión paralelo a la dirección de las fibras f_c proviene de la ya expresada ecuación [55]:

$$f_c = \frac{63010 \text{ N}}{340000 \text{ mm}^2}$$
$$f_c = 0,19 \text{ N/mm}^2$$

Mientras que la tensión de diseño en compresión paralela a las fibras, ajustada F'_c surge de aplicar nuevamente el enunciado [60] con los siguientes valores:

- $F_c = 7,5 \text{ N/mm}^2$, según Tabla 17 Valores de diseño de referencia para madera laminada encolada.
- El Factor de la duración de la carga $C_D=1$. Valor valor tomado conservadoramente, pues la carga de menor duración es L_r .
- Factor de condición de servicio C_M x Factor de temperatura $C_t = 1$

- Factor de clavado oblicuo $C_p=1$, pues no existen problemas de estabilidad por ser tensiones de compresión actuantes sobre el apoyo

$$F'_c = 7,5 \text{ N/mm}^2 \cdot 1.1.1.1$$

$$F'_c = 7,5 \text{ N/mm}^2$$

4.5.3.2. Verificación de la unión abunolada

Se debe verificar simultáneamente la expresión [109]:

$$Z_{//M\acute{A}X} \leq Z_{//}' \quad [109]$$

Siendo:

$Z_{//M\acute{A}X}$: Carga lateral máxima paralela a las fibras de la madera.

$Z_{//}'$: Resistencia lateral de diseño ajustada en dirección paralela a las fibras

Y la expresión [110]:

$$Z_{\perp} \leq Z_{\perp}' \quad [110]$$

Siendo:

Z_{\perp} : Carga lateral perpendicular a las fibras de la madera.

Z_{\perp}' : Resistencia lateral de diseño ajustada en dirección perpendicular a las fibras

La rótula oficia de conexión entre el extremo del pórtico y el apoyo. La rótula vinculante entre el extremo inferior del pórtico y el apoyo, ha quedado fija a la placa auxiliar de acero por medio de 5 bulones. Tal como fue esquematizada la Figura 68, se ha denota la existencia de:

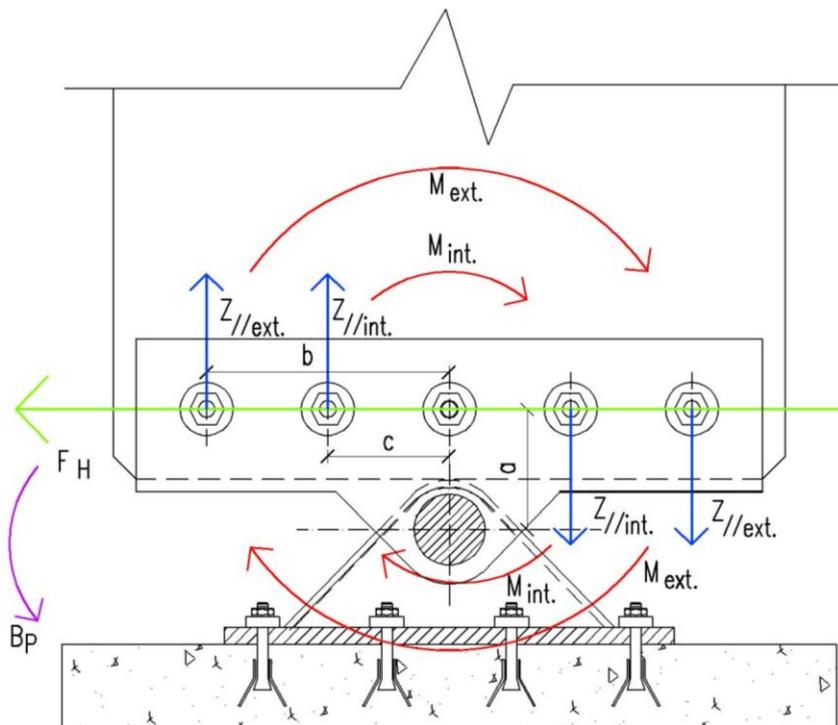


Fig. 68. Fuerzas y momentos actuantes en rótula.

- La fuerza horizontal de magnitud $F_H = 71,04$ kN, al actuar en dirección paralela a la línea recta que pasa por el eje de los bulones, es de suponer que se distribuye uniformemente en los 5 bulones. Por lo cual, de acuerdo a [111] la carga lateral incidente sobre cada bulón ha sido:

$$z_{\pm} = F_H/n_b \quad [111]$$

Siendo:

F_H : Fuerza horizontal

n_b : Número de bulones

Entonces:

$$z_{\pm} = \frac{71040 \text{ N}}{5}$$

$$z^{\pm} = 14208 \text{ N}$$

- Un momento, según la ecuación [112], cuyo valor surge de considerar el brazo de palanca comprendido entre el centro de la rótula y la fuerza que pasa por el eje de los bulones.

$$B_p = F_H \cdot a \quad [112]$$

Siendo:

B_p : Ancho de la sección transversal rectangular del pórtico.

F_H : Fuerza horizontal

a : Distancia comprendida entre F_H y el centro de la rótula.

De ahí que:

$$B_p = 71040 \text{ N} \cdot 180 \text{ mm}$$

$$B_p = 12787200 \text{ Nmm}$$

Para equilibrar el momento producido por la excentricidad ($B_p = 12787200$ N.mm) se consideró la placa auxiliar de acero como indeformable. Consecuentemente de esta suposición derivó en afirmar que la fuerza ejercida sobre cada bulón era directamente proporcional a la distancia de su propio baricentro respecto al baricentro de la unión. Siendo la dirección de dicha fuerza, perpendicular a la línea recta que une los baricentros de los bulones.

Lógicamente, los bulones ubicados en los extremos de la fila fueron los más solicitados, conformando un par reactivo cuya fórmula [113] ha sido:

$$M_{ext} = Z_{//M\acute{A}X} \cdot b \quad [113]$$

Siendo:

$Z_{//M\acute{A}X}$: Carga lateral máxima paralela a las fibras de la madera.

b : Distancia comprendida entre el baricentro de unión y los bulones situados en ambos extremos.

A su vez el bulón del medio, al estar ubicado en la posición central no ha sido solicitado por el momento; no así los otros dos bulones restantes. Los cuales, al tener una ubicación intermedia han conformado el otro par reactivo, siendo precedido por la expresión [114]:

$$M_{int} = Z_{//INT} \cdot c \quad [114]$$

Siendo:

$Z_{//INT}$: Carga lateral interior paralela a las fibras de la madera.

c : Distancia comprendida entre el baricentro de unión y los bulones con ubicación intermedia.

Al deducir que los bulones situados en los extremos de la fila tienden a soportar el doble de carga lateral respecto a los situados en el interior, de la expresión [115] pudo trascender:

$$Z_{//MÁX} = 2 Z_{//INT} \quad [115]$$

Siendo:

$Z_{//MÁX}$: Carga lateral máxima paralela a las fibras de la madera.

$Z_{//INT}$: Carga lateral interior paralela a las fibras de la madera.

A fin de garantizar el equilibrio por medio de la siguiente fórmula [116], se ha planteado una igualdad entre la sumatoria de momentos (M_{ext} y M_{int}) y el brazo de palanca B_p . Al expresar todo en función de $Z_{//MÁX}$, por lo que:

$$M_{ext} + M_{int} = Z_{//MÁX} \cdot 360 \text{ mm} + 1/2 Z_{//MÁX} \cdot 180 \text{ mm} \quad [116]$$

Al operar y despejar $Z_{//MÁX}$ se ha establecido su magnitud, siendo:

$$Z_{//MÁX} = \frac{12787200 \text{ Nmm}}{450 \text{ mm}}$$

$$Z_{//MÁX} = 28416 \text{ N}$$

4.5.3.2.1. Resistencia lateral de diseño ajustada en dirección paralela a las fibras $Z_{//}$

A los efectos de obtener la magnitud de la resistencia lateral de diseño ajustada en dirección paralela a las fibras Z' , se ha utilizado la misma fórmula [102] expresada en el inciso 4.5.1.1.2.

En congruencia con la Tabla 32, se han considerado cuatro posibles modos de rotura por cada elemento de fijación Z :

- Modo de rotura por aplastamiento de la placa central: I_m
- Modo de rotura ocasionado por el aplastamiento de las piezas laterales: I_s
- Modo de rotura debido a la fluencia en flexión en el centro del bulón y por aplastamiento local de las piezas laterales: III_s
- Modo de rotura debido a la fluencia en flexión en el centro y extremos del bulón, y por aplastamiento local de las piezas laterales: IV

De los cuales, los dos primeros modos de rotura (I_m y I_s) ya han sido descriptos oportunamente en [4.5.2.1.1], por lo que corresponde sólo aplicar las fórmulas.

Modo de rotura I_m :

Ocasionado por aplastamiento de la placa central. Al reanudar [106] y al operar con los siguientes valores:

- $D = 25,4\text{mm}$ (diámetro bulones)
- $l_m = 340\text{mm}$ (longitud del elemento de fijación dentro del miembro principal)
- $G = 0,40$ (Gravedad específica anhidra)
- $R_d = 4$
- $F_{em//} = 30,9\text{N/mm}^2$ (Resistencia al aplastamiento de referencia del miembro principal). Dicho valor surgió de relacionar $G = 0,40$ con el diámetro de los bulones empleados ($D = 25,4\text{ mm}$), al utilizar la Tabla 35.

$$Z_{//} = \frac{25,4\text{mm} \cdot 340\text{mm} \cdot 30,90\text{N/mm}^2}{4}$$
$$Z_{//} = 66713\text{ N}$$

Modo de rotura I_s :

Ocasionado por el aplastamiento de las piezas laterales. Al retomar [107] y al intervenir con las siguientes magnitudes:

- $l_s = 19,05\text{mm}$ (longitud del elemento de fijación dentro del miembro lateral)
- $F_{es} = 600\text{N/mm}^2$ (Resistencia al aplastamiento de referencia del miembro lateral). Dicho valor surgió de Tabla 36
- $R_d = 4$

$$Z_{//} = \frac{2 \cdot 25,4\text{mm} \cdot 19,05\text{mm} \cdot 600\text{N/mm}^2}{4}$$
$$Z_{//} = 145161\text{N}$$

Modo de rotura III_s :

Debido a la fluencia en flexión en el centro del bulón y por el aplastamiento local de las piezas laterales, detallado bajo la expresión [117]:

$$Z = \frac{2 K_3 D l_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d} \quad [117]$$

Siendo:

D : Diámetro nominal del elemento de fijación

l_s : Longitud del elemento de fijación dentro del miembro principal

F_{em} : Resistencia al aplastamiento de referencia del miembro principal

R_e : $F_{em//}/F_{es}$

R_d : Coeficiente de reducción

Siendo K_3 precedido por la ecuación [118]:

$$K_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1+R_e)}{R_e} + \frac{2 F_{yb} (2+R_e) D^2}{3 F_{em//} l_s^2}} \quad [118]$$

Al operar la misma con los siguientes valores:

- $R_e=0,05$
- $R_d=3,2$ (Coeficiente de reducción según Tabla 34)
- $F_{yb}=310 \text{ N/mm}^2$ (Tensión de fluencia en flexión del elemento de fijación). Se debe utilizar la Tabla 37

Tabla 37. Tensión de fluencia en flexión, F_{yb} para elementos de fijación de tipo clavija construidos con acero tipo F-24 (INTI - CIRSOC 601, 2016).

Tipo y características del elemento	$F_{yb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$
Bulones y tirafondos con $D \geq 9,5 \text{ mm}$,	310
Clavos, tornillos y tirafondos con:	
$2,5 \text{ mm} \leq D \leq 3,6 \text{ mm}$	690
$3,6 \text{ mm} < D \leq 4,5 \text{ mm}$	620
$4,5 \text{ mm} < D \leq 6,0 \text{ mm}$	550
$6,0 \text{ mm} < D \leq 6,9 \text{ mm}$	480
$6,9 \text{ mm} < D \leq 8,7 \text{ mm}$	410
$8,7 \text{ mm} < D \leq 9,5 \text{ mm}$	310

Por lo tanto:

$$K_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1+0,05)}{0,05} + \frac{2 \cdot 310 \text{ N/mm}^2 \cdot (2+0,05) 25,4 \text{ mm}^2}{3 \cdot 30,9 \text{ N/mm}^2 \cdot 19,05 \text{ mm}^2}}$$

$$K_3 = 7,15$$

En la introducción de [118] en [117] se pudo hallar el 3º valor de $Z_{//}$:

$$Z_{//} = \frac{2 \cdot 7,15 \cdot 25,4 \text{ mm} \cdot 19,05 \text{ mm} \cdot 30,9 \text{ N/mm}^2}{(2+0,05) \cdot 3,2}$$

$$Z_{//} = 32593 \text{ N}$$

Modo de rotura IV

Ocasionado por la fluencia en flexión en el centro y extremos del bulón, y por aplastamiento local correspondiente a las piezas laterales; siendo representado por el enunciado [119]:

$$Z_{//} = \frac{2 D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2 F_{em//} F_{yb}}{3(1+R_e)}} \quad [119]$$

Por último, al resolver [119], se puede determinar el 4º valor de $Z_{//}$:

$$Z_{//} = \frac{2 \cdot 25,4^2 \text{ mm}^2}{3,2} \sqrt{\frac{2 \cdot 30,9 \text{ N/mm}^2 \cdot 310 \text{ N/mm}^2}{3(1+0,05)}}$$

$$Z_{//} = 31448 \text{ N}$$

Al tomar el menor valor de los 4 obtenidos a partir de las expresiones indicadas anteriormente resulta:

$Z_{//} = 31448 \text{ N}$, por lo que el valor de $Z'_{//}$ resultante conforme a la fórmula [105] ha sido:

$$Z'_{//} = 31448 \text{ N} \cdot 1.1.1.1.1.1$$

$$Z'_{//} = 31448 \text{ N}$$

Siendo:

- El Factor de la duración de la carga $C_D=1$. Valor tomado conservadoramente, pues la carga de menor duración es L_r
- Factor de condición de servicio C_M x Factor de temperatura $C_t = 1$
- Factor de clavado oblicuo $C_{tn}=1$, pues no ha sido una unión con clavado oblicuo.
- Factor de grupo $C_g=1$, dado que la resistencia lateral $Z_{//}$ se ejerce perpendicularmente a la línea recta que une los baricentros, pues la fila cuenta con un solo elemento de fijación.

4.5.3.2.2. Resistencia lateral de diseño ajustada en dirección perpendicular a las fibras

Z_{\perp}'

A los efectos de obtener la magnitud de la resistencia lateral de diseño ajustada en dirección perpendicular a las fibras Z_{\perp}' , se ha utilizado la Tabla 33. Por ende, la siguiente ecuación [120] queda expresada de forma similar a la [105]:

$$Z_{\perp}' = Z_{\perp} \cdot C_D \cdot C_M \cdot C_t \cdot C_g \cdot C_{tn} \quad [120]$$

En similitud con el apartado anterior, se han tenido cuatro posibles modos de rotura.

Modo de rotura I_m :

Precedido por el enunciado [121], similar al [106]:

$$Z_{\perp} = \frac{D l_m F_{em\perp}}{R_d} \quad [121]$$

Al resolver con los siguientes valores:

- $D= 25,4\text{mm}$ (diámetro bulones)
- $l_m = 340\text{mm}$ (longitud del elemento de fijación dentro del miembro principal)
- $G = 0,40$ (Gravedad específica anhidra)
- $R_d=5$. Dicho valor surgió de Tabla 34.
- $F_{em\perp}=11,1\text{N/mm}^2$ (Resistencia al aplastamiento de referencia del miembro principal). Dicho valor surgió de relacionar $G=0,40$ con el diámetro de los bulones empleados ($D=25,4 \text{ mm}$), al utilizar la Tabla 35.

Se pudo hallar el 1º valor de Z_{\perp} :

$$Z_{\perp} = \frac{25,4\text{mm} \cdot 340\text{mm} \cdot 11,1\text{N/mm}^2}{5}$$

$$Z_{\perp} = 19172\text{N}$$

Modo de rotura I_s :

Representado por la expresión [122], similar al [107]:

$$Z_{\perp} = \frac{2 D l_s F_{es}}{R_d} \quad [122]$$

Al intervenir con las siguientes magnitudes:

- $l_s = 19,05\text{mm}$ (longitud del elemento de fijación dentro del miembro lateral)
- $F_{es} = 600\text{N/mm}^2$ (Resistencia al aplastamiento de referencia del miembro lateral). Dicho valor surgió de Tabla 36.
- $R_d = 5$

$$Z_{\perp} = \frac{2 \cdot 25,4\text{mm} \cdot 19,05\text{mm} \cdot 600\text{N/mm}^2}{5}$$
$$Z_{\perp} = 116129\text{N}$$

Modo de rotura III_s :

Debido a la fluencia en flexión en el centro del bulón y por el aplastamiento local de las piezas laterales. Según expresión [123]:

$$Z_{\perp} = \frac{2 K_3 D l_s F_{em\pm}}{(2 + R_e) R_d} \quad [123]$$

Siendo K_3 para Z_{\perp} precedido por la ecuación [124]:

$$K_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + R_e)}{R_e} + \frac{2 F_{yb} (2 + R_e) D^2}{3 F_{em\pm} l_s^2}} \quad [124]$$

Al resolver la misma con los siguientes valores:

- $R_e = 0,02$
- $R_d = 4$ (Coeficiente de reducción según Tabla 34)
- $F_{yb} = 310\text{ N/mm}^2$ (Tensión de fluencia en flexión del elemento de fijación)
- $l_s = 19,05\text{ mm}$ (longitud del elemento de fijación dentro del miembro lateral)

$$K_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + 0,02)}{0,02} + \frac{2 \cdot 310\text{N/mm}^2 \cdot (2 + 0,02) 25,4^2\text{mm}^2}{3 \cdot 11,1\text{N/mm}^2 \cdot 19,05^2\text{mm}^2}}$$
$$K_3 = 11,99$$

Modo de rotura IV

Debido a la fluencia en el centro y extremos del bulón, y por aplastamiento local de las piezas laterales. Siendo representado por el enunciado [125]:

$$Z_{\perp} = \frac{2 D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2 F_{em\perp} F_{yb}}{3 (1 + R_e)}} \quad [125]$$

- $C_D=C_M=C_t=C_{tn}=1$ tal como fue expresado con anterioridad.
- Para determinar Factor de grupo C_g , en este caso, se debe considerar que la madera se encuentra cargada en dirección perpendicular a las fibras y las piezas son de acero. Se debe calcular a partir de la expresión [126]:

$$C_g = \left[\frac{m(1 - m^{2n})}{n [(1 + R_{EA} m^n) (1 + m) - 1 + m^{2n}]} \right] \left[\frac{1 + R_{EA}}{1 - m} \right] \quad [126]$$

Siendo:

n : Número de elementos de fijación en una sola fila.

R_{EA} : El menor valor entre $\frac{E_S A_S}{E_m A_m}$ ó $\frac{E_m A_m}{E_S A_S}$

E_m : Módulo de elasticidad del miembro principal.

E_S : Módulo de elasticidad del miembro lateral.

A su vez, m sale aplicar la ecuación [127]:

$$m = u - \sqrt{u^2 - 1} \quad [127]$$

Y m al depender de u , surge la expresión [128]:

$$u = 1 + \gamma \frac{s}{2} \left[\frac{1}{E_m A_m} + \frac{1}{E_S A_S} \right] \quad [128]$$

Siendo:

s : Distancia entre centros de dos elementos consecutivos en una fila.

γ : Módulo de deslizamiento, igual a $246 D^{1.5}$ (N / mm) para uniones con piezas laterales de madera y a $369 D^{1.5}$ (N / mm) para uniones con piezas laterales de acero, expresando siempre D en mm.

E_m : Módulo de elasticidad del miembro principal

E_S : Módulo de elasticidad del miembro lateral

A_m : Área bruta de la sección transversal del miembro principal. Como la unión tiene solamente una fila de elementos, el área bruta de la sección transversal del miembro principal A_m surge del producto del espesor de dicho miembro por la separación mínima entre los elementos de fijación en dirección paralela a las fibras.

A_S : Suma de las áreas brutas de las secciones transversales de los miembros laterales

Donde:

- $n = 5$
- $s = 200\text{mm}$
- $E_m = 13400\text{N/mm}^2$ Valores de diseño de referencia para madera laminada encolada estructural de las especies incluidas en la norma IRAM 9660-1 (2015) (N/mm²)
- $A_m = 340 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm} = 68000\text{mm}^2$

- $E_s = 200000\text{N/mm}^2$ según Tabla 36 - Tensión de aplastamiento, Fe (N/mm^2), y módulo de elasticidad, E, de placas de acero que actúan como elementos laterales auxiliares de las uniones
- $A_s = (\pi \cdot 14\text{mm}^2) \cdot 5 = 3079\text{mm}^2$
- $R_{EA} = 0,68$

Al resolver [128]:

$$u = 1 + 369 \cdot (25,4\text{mm})^{1,5} \frac{200\text{mm}}{2} \left[\frac{1}{13400\text{N/mm}^2 \cdot 68000\text{mm}^2} + \frac{1}{200000\text{N/mm}^2 \cdot 3079\text{mm}^2} \right]$$

$$u = 1,01$$

Al introducir [128] en [127]:

$$m = 1,01 - \sqrt{1,02 - 1}$$

$$m = 0,86$$

Al resolver con [126]:

$$C_g = \left[\frac{0,86 (1 - 0,86^{2,5})}{5 [(1 + 0,68 \cdot 0,86^5) (1 + 0,86) - 1 + 0,86^{2,5}]} \right] \left[\frac{1 + 0,68}{1 - 0,86} \right]$$

$$C_g = 0,96$$

Por último, al calcular [125], se determina el 4º valor de Z_{\perp} :

$$Z_{\perp} = \frac{2 \cdot 25,4^2\text{mm}^2}{4} \sqrt{\frac{2 \cdot 11,1\text{N/mm}^2 \cdot 310\text{N/mm}^2}{3 (1 + 0,02)}}$$

$$Z_{\perp} = 15297\text{N}$$

Al escoger el menor valor de los 4 obtenidos a través de la aplicación de las expresiones indicadas anteriormente resulta:

$Z_{\perp} = 15297\text{ N}$, por lo que el valor de Z'_{\perp} resultante:

$$Z'_{\perp} = 15297\text{ N} \cdot 1,1 \cdot 1,0961$$

$$Z'_{\perp} = 14685\text{ N}$$

Como $Z_{\perp} = 14208\text{ N} < Z'_{\perp} = 14685\text{ N}$ se ha verificado lo requerido en [104].

4.6. ARRIOSTRAMIENTOS

Son aquellos dispositivos destinados a transmitir las cargas de viento incidentes sobre los sistemas principales resistentes de la construcción. Además de estabilizar el conjunto estructural ante posibles desplazamientos y/o deformaciones.

4.6.1. Arriostramientos de cubierta

Son los encargados de absorber los empujes del viento ejercidos sobre los planos de cubierta, sujeta a presiones internas y externas.

Al considerar la vista superior de la nave proyectada, la cual se representa en la Figura 69, puede notarse que los entramados de arriostramiento fueron estratégicamente colocados en los módulos extremos y en módulo central.

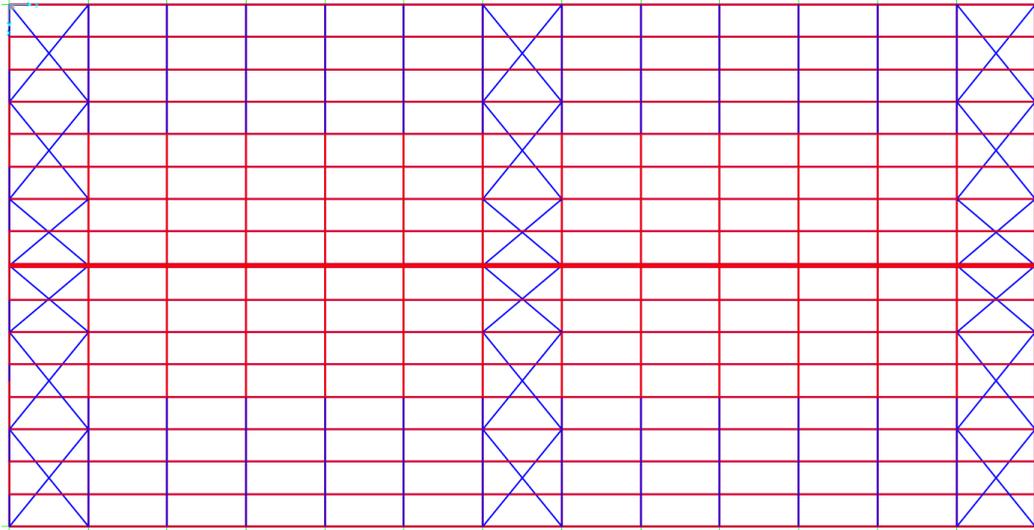


Fig. 69. Disposición arriostramientos de cubierta en nave proyectada.

Acorde a la Figura 70, los arriostramientos metálicos dispuestos en diagonales (Cruces de San Andrés) experimentan esfuerzos axiales de tracción, cuyo valor máximo es de $N = 775\text{kg} = 7,60\text{kN}$

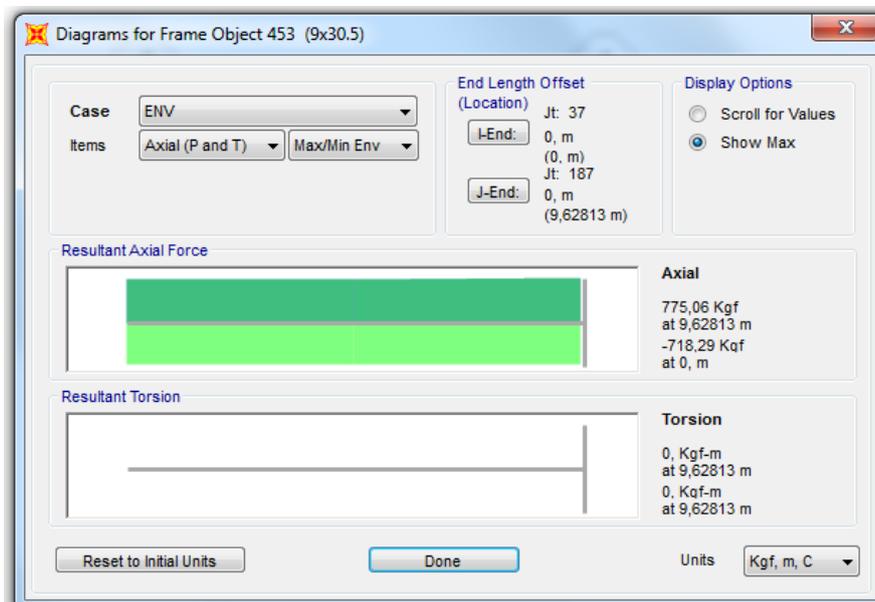


Fig. 70. Esfuerzo máximo de tracción presente en arriostramientos de cubierta.

La Tensión admisible del acero σ_{adm} va a estar precedida por la fórmula [129]:

$$\sigma_{adm} = \frac{N}{A} \quad [129]$$

Siendo:

N : Esfuerzo axial actuante

A : Área de tensor.

Siendo a verificar la condición [130]:

$$A_{nec} \leq A_{adop} . \quad [130]$$

Siendo:

A_{nec} : Área necesaria de acero

A_{adop} . : Área adoptada de acero

En relación a [129] el área necesaria surge de considerar como datos la tensión admisible del acero ($11,77 \text{ kN/cm}^2$) y el esfuerzo axial máximo ($7,60 \text{ kN}$):

$$A_{nec} = \frac{N}{\sigma}$$

$$A_{nec} = \frac{7,6 \text{ kN}}{11,77 \text{ kN/cm}^2}$$

$$A_{nec} = 0,65 \text{ cm}^2$$

Con el valor de A_{nec} recientemente obtenido, corresponde adoptar una sección igual o superior en consonancia con la Tabla 38:

Tabla 38. Barras laminadas en caliente (Sider S.A., 2017).

Descripción	Dimensiones	Peso	Area de la Sección	Momento de Inercia	Modulos resistentes	Radio de Giro
	Diametro \varnothing	G	S	I_x	W_x	Rg
	mm	kg/m	cm^2	cm^4	cm^3	
3/8"	9.53	0.56	0.71	0.040	0.085	0.238
1/2"	12.70	0.99	1.27	0.128	0.201	0.318
9/16"	14.29	1.26	1.60	0.205	0.286	0.357
5/8"	15.88	1.55	1.98	0.312	0.393	0.397
3/4"	19.05	2.24	2.85	0.646	0.679	0.476
7/8"	22.23	3.05	3.88	1.199	1.078	0.556
1"	25.40	3.98	5.07	2.043	1.609	0.635

Por lo tanto, se han utilizado barras redondas de $\varnothing = 3/8"$. Comprobando de esta manera la condición [130] ya que:

$$A_{nec} = 0,65 \text{ cm}^2 \leq A_{adop} = 0,71 \text{ cm}^2$$

4.6.2. Arriostramientos laterales

Al tener en cuenta las cargas de viento actuantes y la ligereza del material de cierre principalmente en los muros longitudinales; es conveniente y necesario arriostrar lateralmente la

nave a fin de establecer rigidez longitudinal, a partir de la disminución de las longitudes de pandeo presente en los dinteles.

En virtud a la Figura 71, se puede apreciar que sobre la longitud mayor de la nave, se han proyectado arriostramientos en los extremos y en la parte central, cuya disposición fue coincidente con la distribución de los arriostramientos de cubierta, en los mismos módulos.

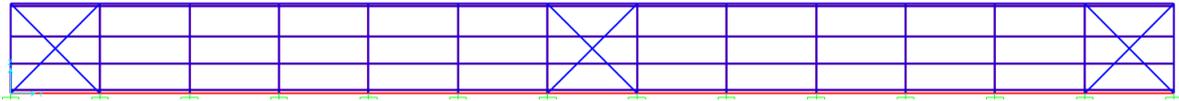


Fig. 71. Disposición arriostramientos en nave proyectada.

No siendo necesario aplicar refuerzos sobre el lado frontal.

El máximo esfuerzo axial presente entre los arriostramientos laterales, ha exhibido un valor de $N = 1214Kg = 11,90kN$, según la Figura 72.

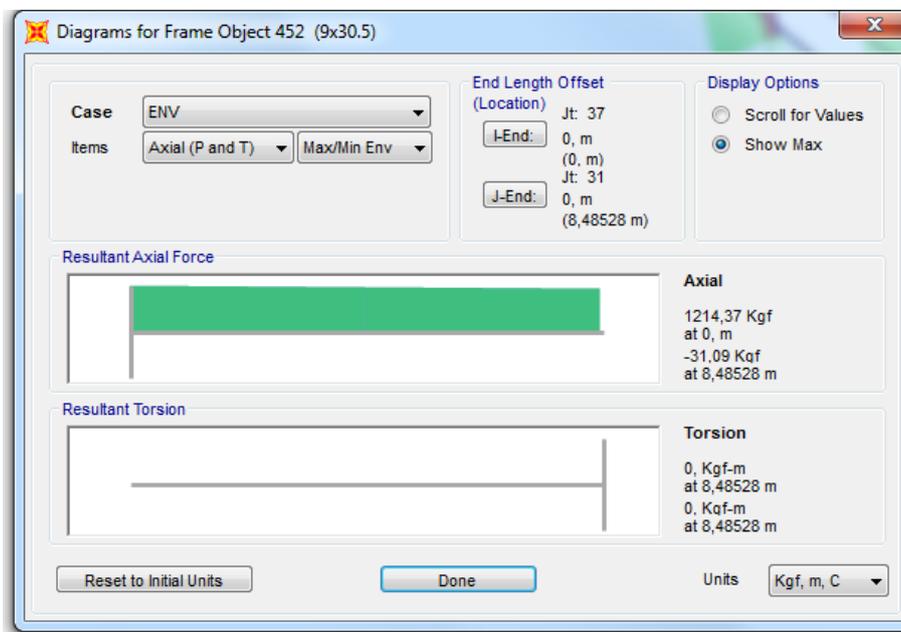


Fig. 72. Esfuerzo máximo de tracción en arriostramientos laterales.

Al aplicar nuevamente la fórmula [129]:

$$A_{nec} = \frac{11,90 \text{ kg}}{11,77 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{nec} = 1,01 \text{ cm}^2$$

De acuerdo a los valores de Tabla 38, se han adoptado barras redondas de $\varnothing=1/2''$. Por lo que, se pudo verificar nuevamente la condición [130]:

$$A_{nec} = 1,01 \text{ cm}^2 \leq A_{adop.} = 1,27 \text{ cm}^2$$

4.7. RESUMEN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En la figura 73 se visualiza la totalidad de los elementos estructurales, los cuales descritos en forma parcial son:

- 234 correas de techo de sección constante, cuya longitud es de 6m cada una.
- 104 correas de pared de sección constante, cuya longitud es de 6m cada una.
- 14 pórticos triarticulados de sección variable situados a una distancia constante de 6m entre sí, cubriendo una longitud de 40 m (ancho de la nave)
- 28 bases aisladas de hormigón armado.
- 36 arriostramientos de cubierta de sección constante.
- 24 arriostramientos laterales de sección constante.

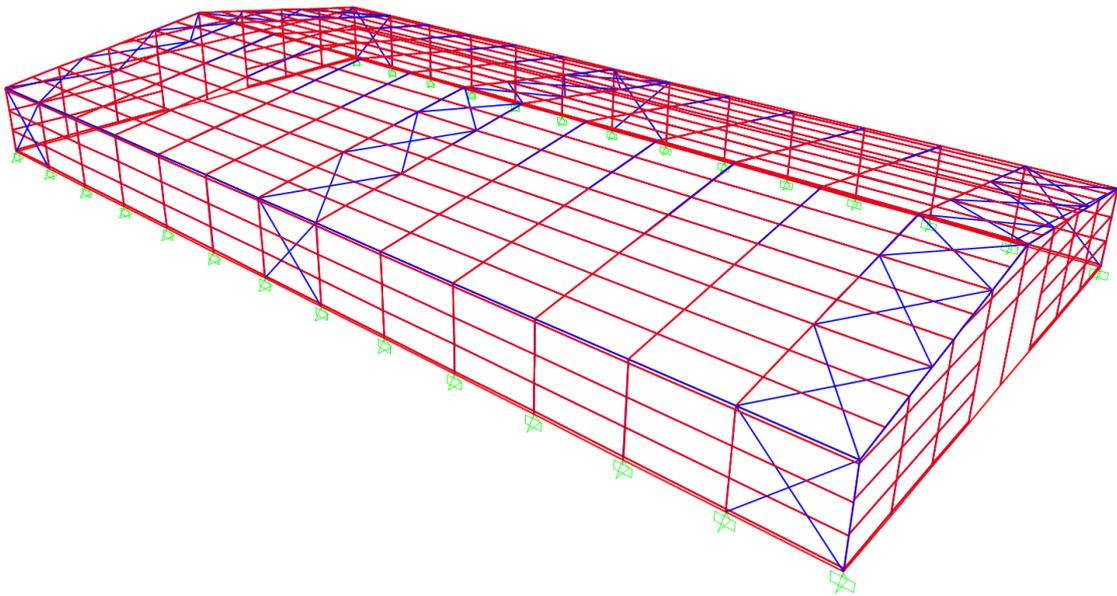


Fig. 73. Vista global de la estructura con arriostramientos.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

5.1. CONCLUSIONES

A partir de la tarea investigativa, el enfoque realizado y en consonancia con los resultados obtenidos en el Trabajo Final; en este último apartado se pueden considerar diversas conclusiones. Las mismas han sido agrupadas en función a los siguientes temas: tipo de proyecto, proceso de diseño estructural empleado, modelado y virtualización de estructuras de sección variable, comentarios respecto de los elementos de los elementos estructurales y, por último, conclusiones sobre el programa de cálculo empleado.

5.1.1. Tipo de proyecto

El diseño concebido parte de aplicar el concepto de “planta libre”, el cual permite materializar una nave amplia sin apoyos intermedios, con el fin de aprovechar al máximo la superficie abocada a la distribución de servicios e instalaciones. Incluso, en un futuro ofrecer la posibilidad de adaptarse a nuevas utilidades según sean las demandas y/o exigencias del usuario.

El desarrollo de este tipo de proyecto, en nuestra zona de influencia, implicaría una significativa mejora constructiva; acorde a la disponibilidad de materiales, tecnologías y al uso de recursos preexistentes.

5.1.2. Proceso de diseño estructural

En términos generales, la etapa de diseño estructural es frecuentemente menoscabada o incluso omitida. Esto es debido a la manera errónea de proyectar los elementos estructurales de forma aislada, es decir por establecer un enfoque particular y no global de la estructura.

Por lo cual al inicio de dicha etapa, previo a la configuración geométrica de la estructura, es necesario plantear de forma esquemática la disposición de la cubierta techos y la distribución de sus elementos estructurales actuantes de soporte.

A partir de ello, en base a la capacidad de carga estimada y a las premisas de proyecto, se analizaron distintas alternativas de pórticos, siendo la opción más viable aquella conformada por pórticos triarticulados.

Dadas las condiciones preliminares de diseño, no fue posible determinar con exactitud la magnitud y naturaleza de las cargas actuantes. Ante ello, se recurrieron a tablas auxiliares que posibilitaron el predimensionamiento en base a las luces a cubrir. Asimismo, apelando a la lógica se tuvo en cuenta que:

- Sobre longitudes lineales:
 - A mayor separación entre pórticos, mayor la sección de las correas.
 - A mayor separación entre vigas, mayor la carga a la que se someten y por lo tanto aumentan la sección transversal.
- Sobre secciones rectangulares:

Dadas las secciones rectangulares variables y no variables empleadas, y su relación altura-ancho (h/b), resultó conveniente preponderar el aumento de “h” por sobre “b” en pos de obtener mayor inercia.

Por lo tanto, fue primordial visualizar al sistema estructural en su totalidad, constituido por componentes primarios y secundarios (subsistemas) que trabajaban en conjunto. Esto fue logrado mediante el modelado estructural tridimensional, ejecutado con el software de cálculo especializado (SAP 2000).

5.1.3. Modelado y virtualización de estructuras de sección variable

El hecho de plantear estructuras de sección variable como las aquí estudiadas, ha permitido reducir costos partir de un uso racional y optimización de los materiales implicados, siendo posible a través del Método de Elementos Finitos y su implementación informática. Esto permite al proyectista estructural centrarse exclusivamente en la confección del modelo y en el posterior análisis de los resultados, liberándolo de la problemática de los tediosos cálculos hechos en forma manual.

5.1.4. Comentarios respecto de los elementos estructurales

5.1.4.1. Aspectos referidos al cálculo de las correas

La etapa de dimensionado de las correas, resulta el procedimiento más extenso de todos, teniendo dentro de él muchas variables intervinientes y expresiones que manejar. Esto es según las disposiciones establecidas por los Reglamentos CIRSOC correspondientes que emplean el formato de tensiones admisibles. Por lo que, se deben considerar las acciones originadas por fuerzas aplicadas a la estructura y por deformaciones impuestas, tanto durante la construcción como a lo largo de la vida útil en servicio.

5.1.4.2. Aspectos referidos al cálculo de los pórticos

Si bien el proceso de cálculo es similar al aplicado para las correas, no es tan amplio ya que sólo se deben verificar las secciones transversales a flexocompresión.

Una característica fundamental a tener en consideración es la inclinación de la cubierta ya que cuanto mayor sea ésta, mayor es la acción del viento que deriva en un aumento de la sección transversal de los pórticos para poder contrarrestar las presiones del mismo que inciden sobre el revestimiento de la nave.

5.1.4.3. Aspectos referidos al cálculo de las bases

Al aplicar los criterios dispuestos por la normativa vigente (INTI - CIRSOC 201, 2005), las bases no poseen armaduras de corte ni de punzonamiento, sólo armadura por flexión siendo la secuencia de cálculo bastante simple en su formulación y de relativa fácil aplicación. Los resultados obtenidos en cuanto a diámetros, armadura utilizada, entre otros, coinciden con los casos más comunes de nuestro medio.

5.1.4.4. Aspectos referidos al cálculo de las articulaciones

Teniendo la baja capacidad portante del suelo y en conformidad con la hipótesis empleada, por decisión de proyecto, de plantear enlaces articulados en los apoyos y en la unión de los mismos (cumblera), se pueden materializar fundaciones directas sin necesidad de generar empotramientos ya que los momentos son nulos.

El cálculo es sumamente importante ya que de ello depende la estabilidad global del sistema estructural.

5.1.4.5. Aspectos referidos al cálculo de los arriostramientos

El dimensionamiento de los arriostramientos no reviste dificultad alguna, ya que sólo trabajan a tracción siendo la sección utilizada de hierro redondo macizo, muy común en nuestro medio. No es un componente muy costoso y proporciona un buen aporte estructural al conjunto.

5.1.5. Programa de cálculo empleado: SAP 2000

SAP2000 posee un patrón de diseño completo para acero y concreto reforzado, al ser un programa de origen americano tiene por defecto los materiales más comunes en Estados Unidos, cuyas características no corresponden con los materiales utilizados normalmente en nuestro país. Asimismo, no cuenta con un módulo específico para el cálculo de maderas, por ende tampoco una base de datos referida de las propiedades de madera laminada encolada.

De todos modos, eso no fue un impedimento para la concepción del prototipo estructural ya que se ingresaron de forma manual las características físicas y mecánicas de la madera laminada, cuyos valores fueron extraídos de fichas técnicas provistas por el INTI (Instituto Nacional de Tecnología Industrial).

En términos de aplicación, la misma ha resultado intuitiva y relativamente fácil, con el aporte esencial de manuales y tutoriales. Si bien no permite documentar planos de detalles constructivos ya que no cuenta con un módulo de dibujo; su utilidad radica en la posibilidad de modelar y analizar cualquier tipo de estructura al contar con una interfaz sencilla de entrada de datos y de herramientas destinadas a cualquier modificación del modelo creado. Para ello se deben determinar una serie de patrones. Ellos son:

- Parámetros geométricos:
 - Luz y altura de cada pórtico.
 - Coordenadas de los nodos (puntos de unión de los ejes que definen las barras)
 - Definición de las barras que conectadas los nodos
 - Tipo de pórtico /relacionado al tipo de unión existente entre barras: articuladas
 - Número de vanos
 - Pendiente de cubierta
 - Separación entre pórticos.
- Parámetros de diseño:
 - Momentos de inercia
 - Momentos resistentes

- Parámetros de carga:
 - Valores de cargas permanentes (peso propio)
 - Valores de cargas variables (viento, sobrecargas de uso y mantenimiento)
- Parámetros de materiales:
 - Módulo de elasticidad
 - Módulo de Poisson
 - Peso específico
- Parámetros de combinación de hipótesis de cargas:
 - Coeficiente de mayoración de acciones.
 - Coeficiente de simultaneidad de acciones.
 - Acciones gravitatorias: carga permanente, sobrecarga de uso
 - Acciones exteriores: Viento

Independientemente del programa utilizado, lo que reviste mayor atención son los datos introducidos y el análisis más que los resultados obtenidos.

5.2. LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

El proyecto, en su desarrollo ha sido delimitado en ciertos aspectos complementarios en pos de cumplimentar los objetivos planteados al inicio del mismo. Por lo expuesto, han surgido futuras líneas de investigación, como puede ser:

- Ejecutar análisis tensionales en los nudos de esquina de los pórticos, a fin de predecir el comportamiento y la respuesta estructural en esa zona en particular.
- Desarrollar una metodología para modelar la transmisión de esfuerzos entre pernos de conexiones momento-resistentes con el fin de prevenir la presencia de planos frágiles de fallas en uniones tipo clavija, entre miembros estructurales de madera y acero sometidos a corte doble.
- Incorporar al modelo de cálculo estructural, el análisis de la interacción suelo y cimentaciones.

BIBLIOGRAFÍA

- Acerolatina S.A. (s.f.). *Grupo LTN*. Recuperado el 29 de Diciembre de 2017, de <http://maxiroof.ltnargentina.com/>
- Arauco Distribución S.A. (s.f.). *Productos Hilam Estándar - Tablas de cálculo*. Folleto técnico, Santiago, Chile.
- Argüelles Alvarez, R. & Arriaga, F. (2003). *Estructuras de madera. Diseño y cálculo* (Segunda edición actualizada). Cantabria, España: AITIM.
- Arriaga Martitegui, F. & Blasco Casanovas, J. R. (s.f.). *Estructuras de madera (Jornadas de Introducción)*.
- Begliardo, H. (2011). *Resolución de estructuras cinemáticamente indeterminadas por el Método de las Matrices de Rigidez*. Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Rafaela, Departamento Ingeniería Civil, Rafaela.
- Callejo Ramos, A. (Noviembre de s.f.). *Condiciones ambientales (ventilación y calidad del aire)*. Recuperado el 21 de Febrero de 2017, de http://ocw.upm.es/produccion-animal/produccion-avicola/contenidos/TEMA_3/3-3-condiciones-ambientales-ventilacion/?searchterm=None
- Campbell, J. (2014). *Lerchería Argentina Anuario 2014*. Vicente López: Inforcampo S.A.
- Castellano, A., Issaly, L. C., Iturrioz, G. M., Mateos, M. & Teran, J. C. (2009). *Análisis de la cadena de la leche en Argentina*.
- Chandías, M. (1992). *Introducción a la construcción de edificios* (Tercera ed.). Buenos Aires, Buenos Aires, Argentina: Alsina.
- Demkoff, M. L. (2003). *Vigas laminadas estructurales de madera, su fabricación y empleo*. XVIII Jornadas Forestales de Entre Ríos, Red de Instituciones de Desarrollo Tecnológico de la Industria Maderera (RITIM), Concordia.
- Ecoviga. (s.f.). *Soluciones en madera laminada*. Manual de productos, Santa Fe.
- Escobar, G. F. & Berdegué, J. (1990). *Tipificación de sistemas de producción agrícola*.
- Fliess, E. D. (1970). *Estabilidad*. Buenos Aires, Buenos Aires, Argentina: Kapelusz.
- Francesa, U. (2017). *Estabulación de vacas en compost*. Penn State University. Pensilvania: Keeping Herd Management (DHIA).
- Frossasco, G., García, F., Odorizzi, A. & Ferrez Martinez, J. (2015). *Evaluación de distintos sistemas lecheros intensivos*. EEA INTA Manfredi, Área Producción Animal.
- Gasque Gómez, R. (2008). *Enciclopedia Bovina*. Distrito Federal, México.
- Gastaldi, L., Litwin, G., Maekawa, M., Centeno, A., Engler, P. & Cuatrin, A.. (2015). *El Tambo Argentino: una mirada integral a los sistemas de producción de leche de la región pampeana*. EEA INTA, Rafaela.

Ghezan, G., Iglesias, D. & Acuña, A. (2007). *Guía metodológica para el estudio de las Cadenas Agroalimentarias y Agroindustriales. Proyecto 2742: Economía de las Cadenas Agroalimentarias Y Agroindustriales.*

Gianre, M. W. (2015). *Proceso sistemático para diseño y cálculo de instalaciones desmontables de ordeño bovino.* Tesis de grado, Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional Rafaela, Departamento Ingeniería Civil, Rafaela.

Giunta, R. (2004). *Dignóstico de situación de los pequeños productores agropecuarios año 2003.* Gobierno de la Provincia de Santa fe.

Gutman, Bisang & Cesa. (2003). *Los ciclos en el complejo lácteo argentino. Análisis de políticas lecheras de países seleccionados.* (Primera ed.). (T. U. Alabama, Ed.) Capital Federal.

Hernández, A. (2011). *Desarrollo de autorizaciones de uso en pórticos triarticulados.* Escuela de Ingeniería y Arquitectura Universidad Zaragoza, Zaragoza.

INTI - CIRSOC 101. (2005). *Reglamento CIRSOC 101. Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras* (Primera ed.). Buenos Aires: INTI.

INTI - CIRSOC 102. (2005). *Reglamento CIRSOC 102. Reglamento argentino de acción del viento sobre las construcciones* (Primera ed.). Buenos Aires: INTI.

INTI - CIRSOC 201. (2005). *Reglamento CRISOC 201. Reglamento argentino de estructuras de hormigón.* Buenos Aires: INTI.

INTI - CIRSOC 601. (2016). *Reglamento CIRSOC 601. Reglamento argentino de estructuras de madera* (Primera ed.). Buenos Aires: INTI.

INTI - MADERA Y MUEBLES. (s.f.). *Fichas técnicas de Maderas. Eucaliptus Grandis.* Buenos Aires: INTI.

IRAM 9660-1. (2015). *Madera laminada encolada estructural.* Parte 1: Clases de resistencia y requisitos de fabricación y de control, Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

IRAM 9660-2. (2015). *Madera laminada encolada estructural.* Parte 2: Métodos de ensayo, Instituto Argentino de Normalización y Certificación , Buenos Aires.

IRAM 9662-1. (2015). *Madera laminada encolada estructural.* Clasificación visual de las tablas por resistencia. Parte 1: Tablas de pino Paraná (*Araucaria angustifolia*), Instituto Argentino de Normalización y Certificación , Buenos Aires.

IRAM 9662-2. (2015). *Madera laminada encolada estructural.* Clasificación visual de las tablas por resistencia. Parte 2: Tablas de eucalipto grandis (*Eucalyptus grandis*), Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

IRAM 9662-3. (2015). *Madera laminada encolada estructural*. Clasificación visual de las tablas por resistencia. Parte 3: Tablas de pino taeda y elliotti (*Pinus taeda* y *elliottii*), Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

IRAM 9662-4. (2015). *Madera laminada encolada estructural*. Clasificación visual de las tablas por resistencia. Parte 4: Tablas de álamo (*Populus deltoides* 'Australiano 129/60' y Stoneville 67'), Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

IRAM 9664. (2013). *Madera estructural*. Determinación de los valores característicos de las propiedades mecánicas y la densidad., Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

Mallo Alonso, D. (2011). *Diseño y cálculo de nave industrial para la fabricación de aerogeneradores*. Universidad Carlos III, Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras, Madrid.

Pendini, C. R. (2012). *Notas sobre producción de leche*. Córdoba: Sima.

Petrecolla, D. (2016). *Estudio sobre las Condiciones de Competencia en el Sector Lechero de la República Argentina*.

SAP2000 (Version 19.2.0). Berkeley: Computer & Structures, Inc. Disponible en: <http://www.csiamerica.com/products/sap2000>

Sider S.A. (2017). Recuperado el 22 de Agosto de 2019, de <https://sidersa.com/wp-content/uploads/2016/07/Angulos-Planchuelas-y-Barras-2.pdf>

Taverna, M., Borndino, L., Bulacio, N., García, K., Ferreira, M. & Domínguez, J.. (2008). *Infraestructura e instalaciones de tambo*. EEA INTA, Rafaela.

Tieri, M. (2014). *Evaluación de la sustentabilidad de un tambo de productividad con especial énfasis en los aspectos ambientales*. Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria. Rafaela: Miscelánea.

UADE. (2004). *Evaluación del poder de mercado en el sector lácteo*. Reporte técnico.

ANEXO A

PLANOS Y DETALLES

A continuación se exhibe la documentación de proyecto. El contenido se encuentra numerado. Siguiendo las pautas de presentación, los planos han sido impresos en tamaño de papel: A4 (210 x 297 mm), pudiendo ser visualizados en sus escalas correspondientes en el soporte electrónico adjunto.

Plano Nº 1: Planta de estructura

Plano Nº 2: Corte A-A - Vista Sur

Plano Nº 3: Planta de fundaciones

Plano Nº 4: Planta de techos

Plano Nº 5: Vista Oeste - Vista Norte

Plano Nº 6: Detalle A

Plano Nº 7: Detalle A-1

Plano Nº 8: Detalle B

Plano Nº 9: Detalle C

Plano Nº 10: Detalle D

