

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA AGRICOLA

DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN BAMBU PARA
AGRICULTURA PROTEGIDA

Proyecto de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería Agrícola

Por:

Josué Durán Navarro

2013

Dedicatoria

*Dedico este trabajo
a tita, mami y papi,
que con su ejemplo,
me enseñaron a trabajar
para salir adelante.*

Agradecimientos

*Agradezco a Dios por haberme dado
salud y serenidad para terminar el proyecto.
Al Ing. Benavides, Ing. Cruz e Ing. Govaere, tutores en el proyecto.
A mi familia, amigos y colegas de universidad, por el apoyo brindado
A Nan, por apoyarme tanto en el último año.*

Nomina



Ing. Carlos Benavides León, M.Sc.

Director del proyecto



Ing. Miguel Cruz Azofeifa, Ph.D

Asesor del proyecto



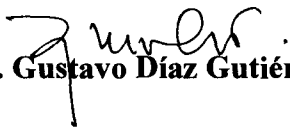
Ing. Georges Govaere Vicariolli, Ph.D

Asesor del proyecto



Ing. Francisco Aguilar Pereira, M.Sc

Lector



Ing. Gustavo Díaz Gutiérrez, M.A.E

Lector

Cuadro de contenidos

1.	Generalidades	1
1.1	Objetivos.....	1
1.1.1	Objetivo General	1
1.1.2	Objetivos Específicos.....	1
1.2	Introducción	2
2.	Revisión bibliográfica	4
2.1.	Generalidades del bambú.....	4
2.2.	Morfología del bambú.....	6
2.3.	Uso estructural del bambú	9
2.3.1.	Flexión	10
2.3.2.	Compresión y cortante paralela a la fibra.....	11
2.3.3.	Tensión	12
2.4.	Costo económico del bambú	13
2.5	Consideraciones de diseño estructural con bambú	14
2.5.1	Resistencia nominal, R_n	14
2.5.2	Recomendaciones según la Norma Internacional ISO/DIS 22156	18
2.5.3.	Pandeo, flexión, compresión y tensión.....	20
2.5.4.	Flexo-compresión y flexo-tensión	21
2.5.5.	Deflexión en elementos de bambú	22
2.5.6.	Cortante paralelo a la fibra	23
2.6	Uniones en bambú	23
2.6.1	Unión con tornillos.....	24
2.6.2	Unión con tornillo y soportes en espiral	25
2.6.3	Unión con tornillo y abrazadera.....	26
2.6.4	Unión con tornillo y pletinas paralelas.....	28
2.6.5	Unión con barra embebida axial	29
2.6.6	Unión con anclajes	30
2.6.7	Cerchas simples.....	32

2.6.8	Cortes utilizados en uniones de bambú	33
2.7.	Apoyos y fundaciones.....	34
2.8.	Film plástico.....	35
2.8.1.	Plástico sometido a cargas uniformes.....	37
2.9.	Cargas que afectan al invernadero.....	39
2.9.1.	Cargas Muertas (CM) y vivas (CV).....	39
2.9.2.	Cargas debido al Viento.....	40
2.9.2.1.	Velocidad básica de viento, V_v	41
2.9.2.2.	Factor de Importancia, I_w	41
2.9.2.3.	Factor de topografía, k_{zt}	41
2.9.2.4.	Factor de direccionalidad, k_d	42
2.9.2.5.	Categoría de exposición	42
2.9.2.6.	Coeficiente de exposición de presión de velocidad, k_z	42
2.9.2.7.	Cerramiento.....	42
2.9.2.8.	Presión de Velocidad, q	43
2.9.2.9.	Presión del viento, p	43
2.9.2.10.	Coeficiente de presión interna, GC_{pi}	44
2.9.2.11.	Coeficiente de presión externa, G_p	45
2.9.2.12.	Coeficiente neto de presión, C_N	45
2.9.2.13.	Factor de Ráfaga, G	45
2.9.3.	Cargas debido al Sismo.....	45
2.9.3.1.	Coeficiente sísmico, C	46
2.9.3.2.	Aceleración pico efectiva de diseño, a_{ef}	47
2.9.3.3.	Factor de sobrerresistencia, SR	47
2.9.3.4.	Zonificación sísmica	47
2.9.3.5.	Sitio de cimentación	48
2.9.3.6.	Clasificación de edificios según su importancia	48
2.9.3.7.	Factor espectral Dinámico, FED	48
2.9.3.8.	Ductilidad global asignada, μ	49

2.9.3.9. Sistema estructural.....	49
2.9.3.10. Objetivo de desempeño.....	49
2.9.3.11. Regularidad de la estructura.....	49
2.9.3.12. Ductilidad de los sistemas estructurales y sus componentes.....	50
2.9.3.13. Límites de desplazamiento.....	50
2.10. Combinación de cargas.....	51
2.11. Estabilidad de la estructura.....	52
3 Análisis y diseño estructural.....	54
3.1. Cálculo de la resistencia nominal del bambú.....	54
3.2. Estructura evaluada.....	56
3.3. Evaluación de cargas que afectan a la estructura.....	58
3.3.1. Cargas muertas y vivas.....	58
3.3.2. Cargas debido al viento.....	60
3.3.2.1. Cerramiento y dirección del viento.....	60
3.3.2.2. Categoría de riesgo de la estructura.....	61
3.3.2.3. Velocidad básica del viento.....	61
3.3.2.4. Factor de direccionalidad (k_d).....	62
3.3.2.5. Categoría exposición.....	62
3.3.2.6. Factor de topografía (k_{zt}).....	63
3.3.2.7. Coeficiente de exposición de presión de velocidad (K_z).....	63
3.3.2.8. Factor de ráfaga (G).....	63
3.3.2.9. Coeficiente de presión interna (GC_{pi}) y externa (C_p).....	63
3.3.2.10. Factor de importancia (I_w).....	67
3.3.2.11. Presión de velocidad y Presión sobre la estructura.....	67
3.3.2.12. Capacidad del film Plástico.....	69
3.3.3. Cargas debido al sismo.....	71
3.3.3.1. Zonificación sísmica.....	71
3.3.3.2. Sitios de cimentación.....	72
3.3.3.3. Aceleración pico efectiva de diseño (a_{ef}).....	72

3.3.3.4. Clasificación de edificios	72
3.3.3.5. Sistema estructural.....	72
3.3.3.6. Objetivo de desempeño	72
3.3.3.7. Ductilidad global asignada (μ)	74
3.3.3.8. Coeficiente sísmico (C)	74
3.4. Estabilidad de la estructura	81
3.5. Diseño de secciones	84
3.5.1. Columnas	85
3.5.2. Esfuerzo de Compresión.....	85
3.5.3. Pandeo.....	87
3.5.4. Esfuerzo de tensión	88
3.5.5. Esfuerzo de flexión	89
3.5.6. Esfuerzo de flexo-compresión	90
3.5.7. Esfuerzo de flexo-tensión	92
3.5.8. Esfuerzo cortante paralelo a las fibras aplicado al análisis de uniones.....	94
3.5.9. Esfuerzos en los demás elementos de la estructura	100
3.5.9.1. Esfuerzo de compresión, tensión y pandeo	100
3.5.9.2. Esfuerzo de flexión	102
3.5.9.3. Esfuerzo flexo-compresión y flexo-tensión	104
3.5.9.4. Deflexión en los elementos	106
3.5.9.5. Revisión de esfuerzo cortante	108
3.6. Diámetro de los elementos de bambú	109
3.7. Cálculo de costos preliminares.....	113
4 Conclusiones.....	116
5 Recomendaciones	119
6 Bibliografía.....	121
Anexos.....	125

Simbología

A: Articulaciones

A_s: Área de la sección

A_{total}: Área total

A_l: Área compuesta por el espesor y largo del elemento

a: Luz de los marcos transversales

a_{ef}: Aceleración pico efectiva.

B: Barras

b: Separación entre marcos

C: Coeficiente sísmico

CM: Carga Muerta;

CN: Coeficiente de presión neta

C_p: Coeficiente de presión externo

CS: Carga debido al sismo

CV: Carga Viva;

CV_w: Coeficiente de variación del material

D: Disco

E: Modulo de Elasticidad

e: Espesor del elemento de bambú

ELP: Esfuerzo Limite Proporcional

FED: Factor Espectral Dinámico.

G: Factor de Ráfaga

GC_{pi}: Coeficiente de presión interna

H: Componente horizontal de la tensión

h: Altura a canoa

I: Momento de inercia de la sección

I_E: Factor de importancia de la edificación

I_w : Factor de importancia

K_d : Factor de direccionalidad

K_R : Factor de confiabilidad normalizada

K_m : Coeficiente de magnificación de momentos

K_z : Factor de exposición

K_{zt} : Factor de topografía

L_A : Distancia entre los apoyos del elemento

L_E : Largo del elemento evaluado

L_K : Longitud de pandeo

L_{min} : Distancia mínima

MOR: Módulo de Ruptura

n_c : Numero de datos usados en el análisis.

p: Presión del viento

$p_{0.005}$: Percentil de interés expresado como decimal (por ejemplo 0.005)

P_C : Fuerza axial compresión

P_{cr} : Carga crítica de Euler

P_E : Peso del edificio

P_{tl} : Peso total

P_p : Carga puntual

P_T : Fuerza axial tensión

q: Presión de Velocidad

Q_i : Enésima carga evaluada

R_n : Resistencia de referencia

R_{nc} : Resistencia referencia de compresión

R_{ncort} : Resistencia referencia de cortante paralela a la fibra

R_{nelp} : Resistencia referencia de limite proporcional

R_{nt} : Resistencia referencia de tensión

R_p : Percentil de la distribución estimada

S_1 : Carga debido a sismo, transversal a la estructura

S_2 : Carga debido a sismo, longitudinal a la estructura

S: Soldaduras

SR: Factor de sobre-resistencia.

V: Componente vertical de la tensión

V_e : Volumen del elemento

V_1 : Carga debido a viento estructura cerrada dirección del viento transversal a la estructura

V_2 : Carga debido a viento estructura parcialmente cerrada dirección del viento transversal a la estructura

V_3 : Carga debido a viento estructura abierta dirección del viento transversal a la estructura

V_4 : Carga debido a viento estructura cerrada dirección del viento longitudinal a la estructura

V_5 : Carga debido a viento estructura parcialmente cerrada dirección del viento longitudinal a la estructura

V_6 : Carga debido a viento estructura abierta dirección del viento longitudinal a la estructura

V_{ap} : vínculo a tierra

V_T : Carga viva en el techo

V_V : Velocidad básica del viento

W: Carga distribuida

X_i : Variable Independiente

x: 1/2 del elemento evaluado

Y_i : Variable Dependiente

Y_{max} : Desplazamiento máximo (m)

α_w : Parámetro de forma de Weibull

α : Pendiente del techo

β : Enésimo factor de carga evaluado

η : Parámetro de escala de Weibull

λ : Factor de tiempo

σ_c : Esfuerzo compresión

σ_{cort} : Esfuerzo cortante paralelo a la fibra

σ_m : Esfuerzo de flexión

σ_t : Esfuerzo tensión

φ : Factor de resistencia

Ω : Factor de confianza de datos

Φ_s : Diámetro de la sección

Φ_{int} : Diámetro interior de la sección

Resumen

Este proyecto busca valorar preliminarmente el uso del bambú como material de construcción de ambientes protegidos para la producción agrícola.

El estudio se realizó considerando los datos generados por el Ing. Jaime Sotela Montero, acerca de las propiedades mecánicas del bambú, como parte del proyecto COS87/001: Aprovechamiento del Bambú en la Construcción de Vivienda de Interés Social, realizado como parte del convenio entre la Universidad de Costa Rica y el Proyecto Nacional de Bambú.

Al no existir normativa en Costa Rica acerca de la construcción de invernaderos y el uso del bambú como material estructural, se utilizó como guía de diseño y análisis la normativa y códigos vigentes, principalmente la utilizada en el continente americano.

Idealizadas las cargas y el modelo a evaluar, utilizando el software de diseño y análisis estructural SAP2000 versión estudiantil, se llevó a cabo la modelación y análisis de los elementos de la estructura, sometidos a diferentes combinaciones de cargas, lo que permitió conocer la demanda de esfuerzos de los elementos y compararla con la capacidad de cada uno de ellos, obteniendo finalmente las secciones mínimas requeridas.

Los resultados obtenidos, muestran que la estructura evaluada, un ambiente protegido a dos aguas con altura a canoa de 3m, luz de los marcos transversales de 6m y separación entre los marcos de 3m, presenta preliminarmente una viabilidad técnica, puesto que las dimensiones de las secciones mínimas requeridas no superan los 10cm de diámetro. Sin embargo, económicamente bajo las condiciones en el cual actualmente se comercializa el bambú en Costa Rica, económicamente el bambú no es competitivo al lado de materiales tradicionales como el acero.

1. Generalidades

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo General

- Valorar la viabilidad estructural del uso del bambú como material de construcción de estructuras para agricultura protegida.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Realizar una revisión bibliográfica de las características biológicas, propiedades físicas y mecánicas del bambú.
- Realizar una revisión bibliográfica de los códigos y normativa existente aplicable a la construcción y diseño de la agricultura protegida y estructuras de bambú, para definir en conjunto con el primer objetivo específico, si se cuenta con toda la información básica necesaria para un realizar un diseño estructural formal.
- Idealizar las cargas vivas y muertas que actúan sobre la estructura con base a los códigos y normativas de diseño evaluados.
- Realizar el análisis y diseño estructural preliminar de un ambiente protegido a dos aguas para su viabilidad técnica, secciones requeridas y costo del bambú.

1.2 Introducción

Cada vez es más severo el efecto que tiene en la producción agrícola el cambio climático, los altos costos de materia prima y los problemas fitosanitarios, siendo de suma importancia desarrollar y difundir tecnología de bajo costo que permita disminuir el impacto negativo que estos factores generan.

La agricultura bajo invernaderos permite proteger a los cultivos, además de mejorar la manera en que tradicionalmente se ha realizado la agricultura.

El presente proyecto busca valorar las características estructurales y el costo económico de la inversión inicial al utilizar el bambú de la variedad *Guadua Angustifolia*, para su uso en la construcción de invernaderos para la producción agrícola.

Este estudio se llevó a cabo considerando la construcción de un invernadero en la Estación Experimental Agrícola Fabio Baudrit Moreno (EEFBM), ubicada en el distrito de San José de Alajuela, perteneciente al cantón y provincia de Alajuela. El sitio, se encuentra a 840 msnm, con precipitaciones anuales promedio de 1940 mm, distribuidas de mayo a noviembre y una temperatura ambiente promedio anual de 22 °C, según la información su página web (http://www.eefb.ucr.ac.cr/esp_qs.shtml).

Una de las principales desventajas que presentan los invernaderos es su alta inversión inicial, por lo que este proyecto busca conocer los parámetros que inciden en la construcción de un invernadero construido en bambú.

La valoración del material de construcción propuesto se realizó implementando procedimientos racionales de análisis estructural, diseño y construcción que estén debidamente validados, permitiendo obtener resultados confiables.

2. Revisión bibliográfica

A continuación se hace un recorrido por la literatura consultada y tomada en cuenta en el presente estudio.

La revisión bibliográfica se concentró en lo referente al bambú, permitiendo conocer las generalidades básicas a tener en cuenta al usarlo como un material estructural.

Además, se estudió la normativa vigente utilizada como guía en el diseño de invernaderos.

2.1. Generalidades del bambú

Actualmente más de 1200 especies de Bambú han sido identificadas en todo el mundo (Li, 2004).

El bambú es una hierba gigante que se clasifica botánicamente en la familia *Poaceae*, que anteriormente se denominaba *Gramineae*.

Costa Rica posee la mayor diversidad de especies de Centro América, contando con 39 especies y 8 géneros, siendo un producto agroforestal que abarca un área aproximada de 700 has (Deras, 2003).

Según Londoño (sin año) el 54% de los géneros presentes en el país son *Chusquea* y la restante diversidad de géneros se reparte entre el *Arthrostyidium*, *Rhipidoclad*, *Guadua*, *Aulonemia*, *Elytrostachys*, *Merostachys* y *Neurolepis*.

Costa Rica y México, durante 15 años han desarrollado el uso de *Guadua angustifolia*, ocupando una posición importante en la economía del país; el género *Guadua*, en Costa Rica, es representado por las especies, *amplexifolia* (Guanacaste), *macclurei* (Alajuela y Puntarenas) y *paniculata* (Guanacaste y Puntarenas) (Londoño, sin año).

Esta planta, puede desarrollarse en altitudes de entre 0 y 2800 msnm, siendo más abundante y diverso por debajo de los 1500 msnm (Nolivos y Yacelga, 2010).

Para Nolivos *et al.* (2010), el bambú se puede desarrollar en diversos tipos de hábitat incluyendo la selva húmeda tropical, el bosque montano bajo, las sabanas y los valles interandinos, desarrollándose idealmente entre los 20 y 26 ° C, con precipitaciones superiores a los 1300 mm y una humedad relativa del 80%; es de suma importancia considerar que según la ubicación y las características geográficas del sitio de crecimiento, las propiedades físicas y mecánicas del bambú, varían.

En Costa Rica debido a la poca utilización del bambú como un material de construcción, no existe normativa que se pueda implementar en el diseño estructural. A nivel mundial, existen países tales como China, que históricamente han utilizado el bambú como un material en diversas aplicaciones.

La Red Internacional de Bambú y Rattan, INBAR, por sus siglas en inglés, ha realizado una importante labor por más de 15 años, en cuanto a la investigación de Bambú se refiere, realizando estudios con organismos como la Organización Internacional de Normas, ISO, por sus siglas en inglés.

Además, en países suramericanos tales como Perú, Colombia y Ecuador, el bambú es un material ampliamente utilizado, lo cual ha constituido una alternativa para disminuir el problema de vivienda para las clases sociales con menos recurso económico.

En cuanto a la preservación pos cosecha del bambú, existen diferentes metodologías. Según el CATIE en su página web (<http://web.catie.ac.cr/guadua/tratamien.htm>), utilizando diferentes

métodos de preservación, el bambú tratado puede durar entre 15 y 20 años aún en condiciones extremas, resistiendo el ataque de insectos xilófagos, hongos, humedad entre otros.

2.2. Morfología del bambú

El bambú está constituido por rizomas, raíces, ramas y hojas, tal como se observa en la figura 1. Además, el culmo es la parte de la planta utilizada en la construcción, siendo un elemento con una longitud y diámetro determinado.

Según Figueroa *et al.* (2009) el rizoma es el órgano del cual brotan los culmos y raíces, encargado de la propagación, almacenamiento de nutrientes y sostén mecánico de la sección aérea de la planta.

La raíz es el único órgano no segmentado de la planta, es cilíndrica y delgada. Esta alcanza hasta 1.5m de profundidad.

Los culmos son vástagos que emergen de los rizomas. Estos emergen del suelo con su máximo diámetro. Los culmos se componen de un diafragma (1), anillo (2), nudo (3), entre nudo (4), pared del culmo (5) y finalmente la cavidad (6) tal y como se observa en la Figura 2. A su vez, las ramas emergen de los nudos del culmo. Al final de las ramas están las hojas, las cuales son verdes y con forma de lanza.

Para Nolivos *et al.* (2010) desde que emerge del suelo (cogollo) hasta que alcanza su máxima altura, son necesarios aproximadamente 6 meses; durante el primer mes tiene una tasa de crecimiento de entre 4 a 6cm diarios. Al alcanzar 90cm de altura, la tasa de crecimiento promedio esta entre 9 y 11 cm por día. Se considera un culmo como tierno o verde entre los 6 meses y 3 años de edad, maduro de 3 a 6 años y sobre maduro, viejo o seco con más de 6 años.

En la página web del CATIE (<http://web.catie.ac.cr/guadua.htm>), el Sistema de Información sobre *Guadua angustifolia*, *SIGUA*, afirma que el bambú cumple funciones ambientales importantes como brindar hogar a más de 1000 especies de flora y animales como los monos, ardillas y murciélagos, entre otros, además de desempeñar un papel importante en la regulación hídrica, ciclo de algunos nutrientes, restauración del suelo, incorporación de la biomasa, captación de CO₂, entre otros.

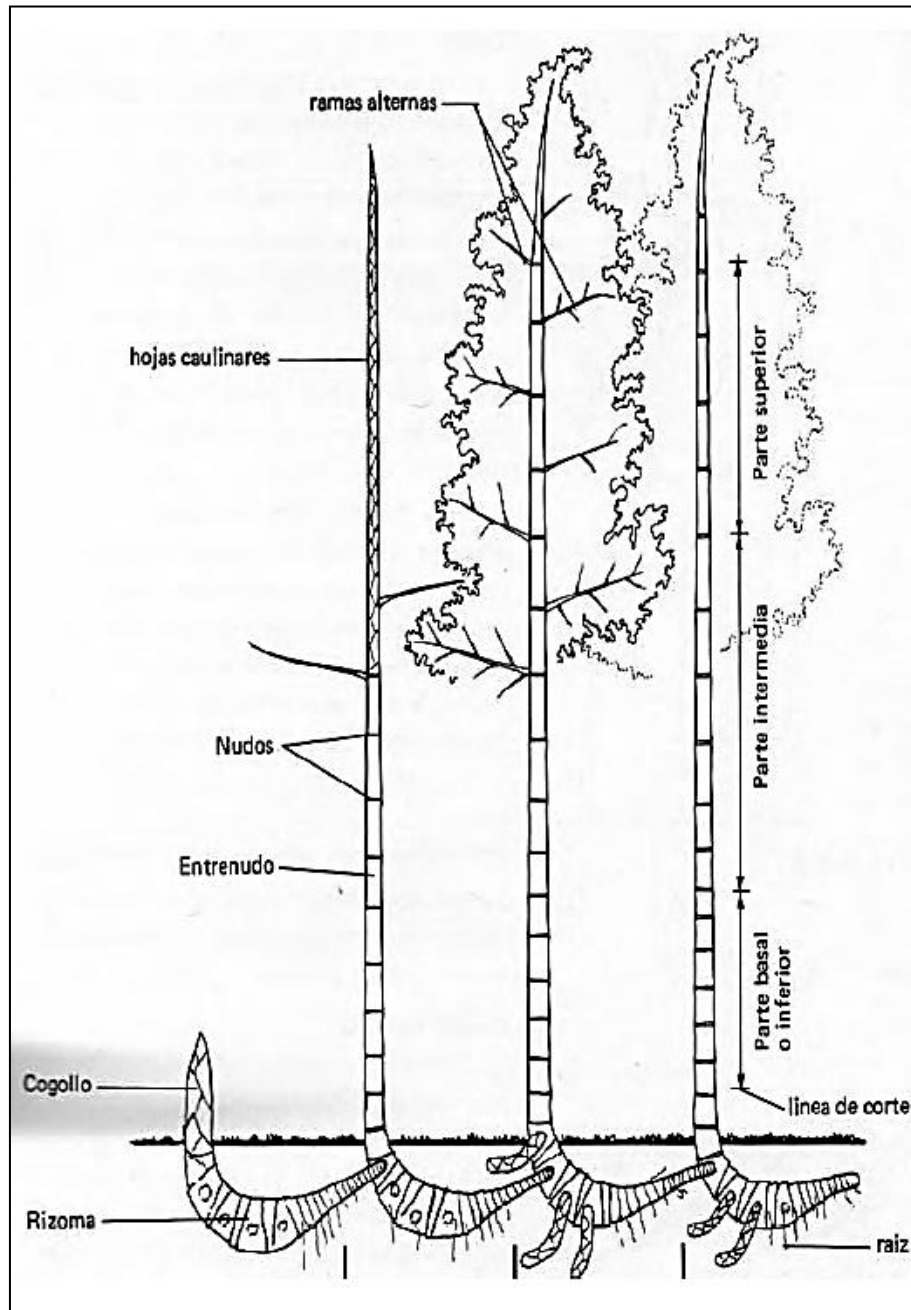


Figura 1. Morfología del bambú

Fuente: Forero, 2003

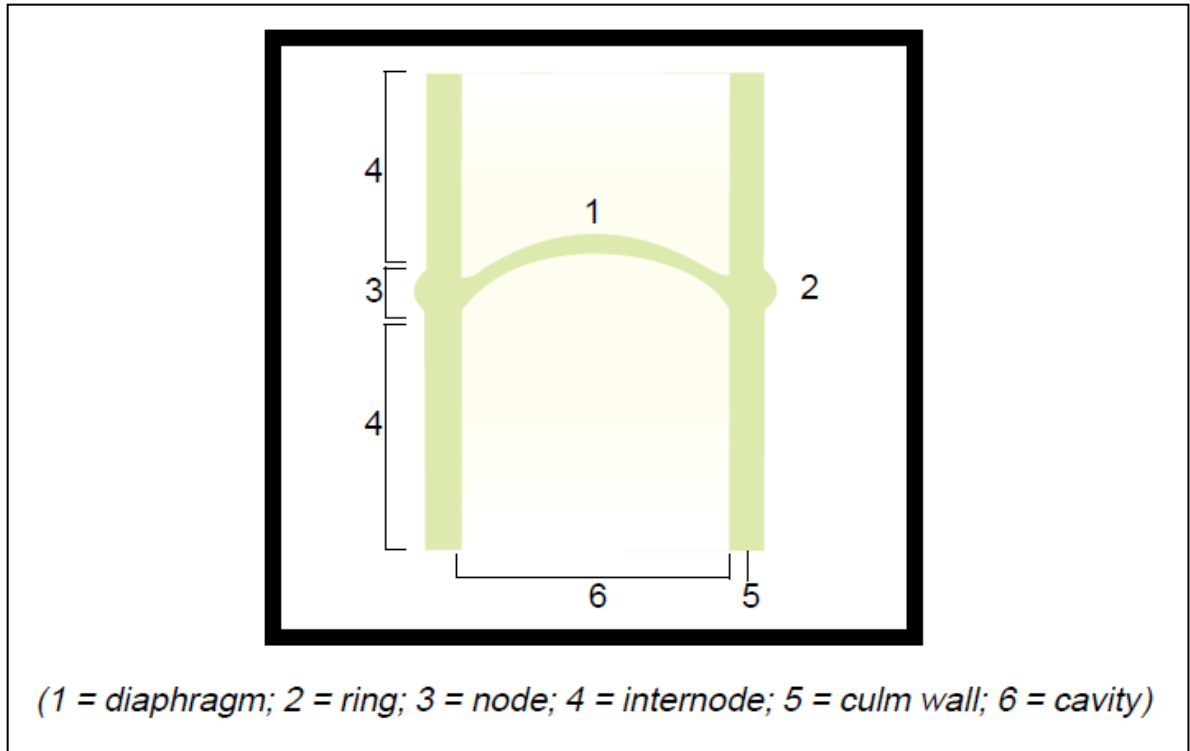


Figura 2. Partes de un elemento de bambú

Fuente: Janssen, 1981.

Al tratarse el bambú de una planta de rápido desarrollo, este se convierte en un material cultivable que puede llegar a sustituir gran cantidad de materiales de construcción actuales.

Según Murillo (sin año), en Costa Rica las plantaciones de madera se cultivan de 10 a 20 años de edad, mientras que el bambú se cosecha entre el 4^{to} y 6^{to} año de establecida la plantación, según la página web del CATIE.

2.3. Uso estructural del bambú

Considerando que las propiedades físicas y mecánicas de los elementos de bambú varían según las características geográficas y climáticas del sitio de crecimiento, este estudio se realizó usando como

referencia la investigación hecha por el Ingeniero Jaime Sotela (1991), en la cual se estudiaron elementos de bambú de dos diferentes zonas de Costa Rica.

Sotela (1991) para la obtención de las propiedades mecánicas del bambú, utilizó elementos de bambú secados al aire, cuyo contenido de humedad de equilibrio fue de entre 15 y 19%. En cuanto a la condición fresca, se entiende como aquella en la cual el contenido de humedad de los elementos es mayor al 25%; en los ensayos de flexión estática los elementos de bambú se tomaron de las partes altas de los culmos.

Los elementos se tomaron de dos zonas del país; zona norte, propiamente de la región de Guácimo, cantón de la provincia de Limón, mientras que la segunda zona de procedencia de los elementos de estudio, se ubicó en la frontera divisoria entre Costa Rica y Panamá, zona sur; los resultados, se pueden observar en el Anexo 1, del Cuadro 1 al Cuadro 8; en su estudio, Sotela (1991) realizó ensayos de flexión, compresión y cortante paralela a la fibra.

2.3.1. Flexión

En el ensayo de flexión se obtuvieron promedios y la desviaciones estándar del Módulo de Elasticidad (E), Esfuerzo al Limite Proporcional (ELP) y Modulo de Ruptura (MOR), a una determinada humedad y densidad promedio. Sotela (1991), obtuvo resultados del ensayo de flexión, después de haber hecho una prueba de flexión de larga duración (310 días), llevado a cabo sobre los mismos elementos. Los resultados se observan en el Anexo 1, Cuadro 1 y 2.

En el ensayo con cargas de corta duración, se realizaron 12 ensayos, tres en culmos de la zona Atlántica en condición “fresca”, cinco culmos de esta misma región y cuatro en culmos de la zona sur, todos estos en condición “seca al aire”; en el ensayo de cargas de larga duración, se hicieron ensayos sobre dos especímenes de la zona atlántica y dos especímenes de la zona sur.

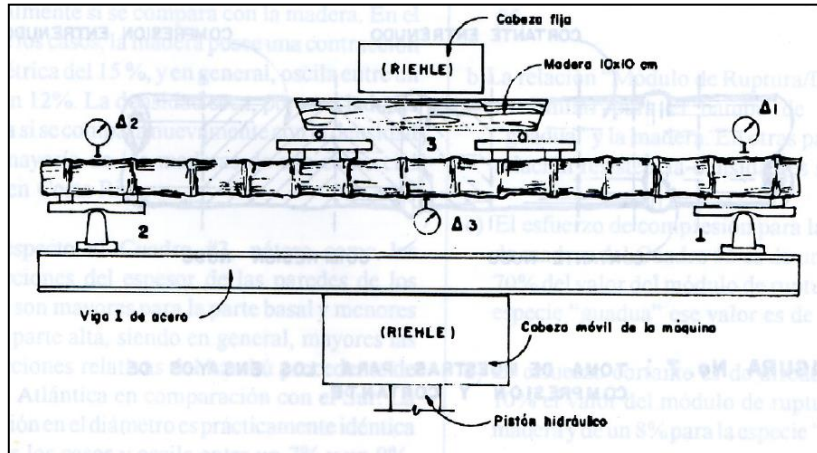


Figura 3. Montaje experimental del ensayo de flexión

Fuente: (Sotela, 1991)

2.3.2. Compresión y cortante paralela a la fibra

Sotela (1991) realizó pruebas en elementos de entrenudo y nudo, así como elementos con diferente posición en el culmo (base, media, alta) para cada zona en estudio, obteniendo los esfuerzos de compresión y cortante últimos. Se realizaron 24 pruebas de laboratorio, 12 muestras de nudo y 12 muestras de entrenudo por cada región.

Además, se generaron resultados de los ensayos de cortante para elementos según la posición del culmo, con entrenudo o nudo; esta prueba consistió en aplicar la carga en cuatro puntos de la sección transversal del elemento. El área considerada en la evaluación del esfuerzo, es la sumatoria de las áreas compuestas por el espesor y largo del elemento.

Los resultados de las pruebas de compresión y tensión se encuentran en el Anexo 1, del Cuadro 3 al 5 y del Cuadro 6 al 8, respectivamente.

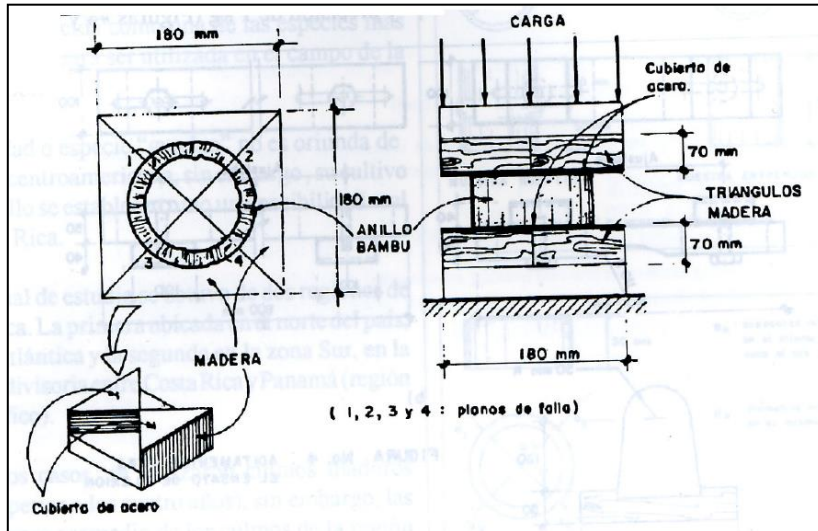


Figura 4. Montaje experimental del ensayo compresión y cortante paralelo a la fibra

Fuente: (Sotela, 1991)

2.3.3. Tensión

Al no realizarse pruebas de tensión por parte de Sotela (1991), se utilizó el estudio realizado por Gutiérrez (2011), quien realizó ensayos de tensión sobre probetas de bambú, provenientes de tres diferentes zonas de Colombia, a diferentes Contenidos de Humedad, lo cual permitió evaluar los elementos de bambú, con un rango de CH similar al de los elementos utilizado por Sotela.

Según el estudio, en un rango de CH de entre 11 y 21% no existe una variación importante entre muestras, siendo la mayor variación del 4% (Gutiérrez, 2011). En dicho rango de CH se encuentran los elementos utilizados por Sotela (1991), lo cual se visualiza en el Anexo 1, Cuadro 9.

En el cuadro 1, se presenta un resumen de los resultados obtenidos por Sotela (1991), en los ensayos realizados.

Cuadro 1: Resumen de resultados de ensayos mecánicos

Propiedad (kg/cm ²)	Atlántico		Sur	
	Promedio	D. Estándar	Promedio	D. Estándar
Módulo de Ruptura	757	125	1113	140
Esfuerzo Limite Proporcional	669	180	926	102
Módulo Elasticidad en Flexión	236743	61349	277689	46157
Esfuerzo de Compresión	426	90	450	60
Módulo Elasticidad en Compresión	192191	27321	176104	45102
Esfuerzo Cortante	63	14	75	10

Fuente: Sotela, 1991

2.4. Costo económico del bambú

En Costa Rica, existen pocas empresas dedicadas a la producción de bambú para fines estructurales. Una de ellas es Bambú Tico de Páramo S.A, empresa familiar fundada en 1980, pioneros a nivel nacional.

Tal y como se muestra en la página web (<http://www.bamboocostarica.com/>), Bambú Tico se ha especializado en las actividades del bambú incluyendo siembra y utilización de este material en la confección de muebles y construcción de casa de lujo. Cuentan con más de 50 especies y tratamientos de inmunizado, permitiendo garantizar elementos de bambú resistente a la acción de insectos, por más de 20 años, bajo un adecuado uso.

Para tener el costo aproximado del bambú, se solicitó a la empresa Bambú Tico de Páramo S.A, una lista de precios, la cual se adjunta en el Anexo 3, Cuadro 1 y 2. Estos precios varían según el

diámetro y longitud de los elementos; el precio corresponde al elemento de las dimensiones indicadas, totalmente inmunizado, sin haber sido limpiado, sin impuesto de venta y entregado en las instalaciones de la empresa en Pedregosito de Pérez Zeledón.

Según el Ing. Gilberth Charpentier, Director del Programa Nacional del Bambú esta empresa es la única en el país en producir, tratar químicamente y vender bambú para uso estructural. Por otra parte, según el Ing. Charpentier, existen proveedores tal como la Estación Experimental El Diamante, que producen y venden el bambú a bajo costo, pero sin tratamiento químico.

2.5 Consideraciones de diseño estructural con bambú

En cuanto a las consideraciones de diseño estructural con bambú, se tomó como base la Norma Internacional ISO/DIS-22156: Bamboo Structural Design (2001). Además se utilizó la Norma ASTM D 5457-12, utilizada en el cálculo de la resistencia nominal. Paralelo a esta normativa, se utilizó la Norma Técnica E-100: Bambú, confeccionada por el Gobierno de Perú, así como la Norma Técnica Colombiana NTC 5407: Uniones Estructurales con *Guadua angustifolia* Kunth (2006).

2.5.1 Resistencia nominal, R_n

Al no contar con un procedimiento para calcular la resistencia nominal del bambú, se utilizó la norma ASTM D5457-12 (Standard Specification for Computing Reference Resistance of Wood-Based Materials and Structural Connections for Load and Resistance Factor Design), la cual brinda una metodología para generar la resistencia nominal para madera, por medio del método LRFD; esta norma es considerada en el estudio, puesto que Sotela (1991) no calculó los esfuerzos nominales.

Para el cálculo de la Resistencia nominal son necesarios los parámetros: percentil de la distribución, coeficiente de variación, factor de confianza de datos y el factor de fiabilidad. Todos los valores necesarios para el cálculo se encuentran en el Anexo 1, del Cuadro 10 al 13. Siguiendo la ecuación 1, se obtiene la Resistencia nominal según LRFD:

$$R_n = R_p \times \Omega \times K_R \quad (1)$$

Dónde:

R_n : Resistencia nominal

$R_{0.005}$: Valor del percentil 99,5% según la resistencia estimada

Ω : Factor de confianza de datos

K_R : Factor de confiabilidad normalizada

Para obtener el valor del percentil 99,5% según la resistencia estimada, R_p , se utiliza la ecuación 2.

$$R_p = \eta [-\ln(1 - p)]^{\frac{1}{\alpha}} \quad (2)$$

Dónde:

R_p : Valor del percentil 99,5% según la resistencia estimada

η : Parámetro de escala de Weibull

$p_{0.005}$: Percentil 99,5% según la resistencia estimada

α_w : Parámetro de forma de Weibull

Tanto el parámetro de escala, η , como de forma, α , de la distribución de Weibull, serán establecidos para definir la distribución de la resistencia del material. Dichos valores se calculan con los algoritmos que se presentan en la ecuación 3 y 4.

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{n_c \sum X_i Y_i - \sum X_i \sum Y_i}{n_c \sum X_i X_i - \sum X_i \sum X_i} \quad (3)$$

$$\eta = \exp \left[(\sum Y_i) / n_c - \left(\frac{1}{\alpha} \right) (\sum X_i) / n_c \right] \quad (4)$$

Dónde:

α_w : Parámetro de forma de Weibull.

η : Parámetro de escala de Weibull.

n_c : Numero de datos usados en el análisis.

X_i : Variable Independiente. $X_i = \ln(-\ln[1 - \{(i - 0.3)/(n + 0.4)\}])$, con i: muestra evaluada;

n: cantidad de muestras a evaluar.

Y_i : Variable Dependiente. $Y_i = \ln(r_i)$, con r_i : magnitud evaluada.

El Coeficiente de Variación, CV_w del material, es necesario para determinar el factor de confianza, Ω , y el factor de fiabilidad, K_R . El CV_w , se puede determinar tal y como se muestra a continuación:

$$CV_w \cong \alpha^{-0.92} \quad (5)$$

Dónde:

CV_w : Coeficiente de variación del material

α_w : Parámetro de forma de Weibull

Para obtener el factor de confianza, Ω , es necesario asociarlo a datos como el CV_w , tamaño de la muestra y el percentil de referencia; dichos valores se presentan en el Anexo 1, Cuadro 12. En cuanto al factor de confiabilidad normalizada, K_R , es usado para ajustar la distribución estimada; dichos valores se encuentra en el Anexo 1, Cuadro 11.

Una vez calculada la resistencia nominal, se establece la relación demanda-capacidad. La demanda consiste en los esfuerzos obtenidos en el elemento evaluado, al realizar las combinaciones de carga con los correspondientes factores. La capacidad considera la resistencia nominal (R_n), el tiempo que son aplicadas las cargas en la combinación evaluada (λ) y la resistencia del material según el tipo de esfuerzo (φ). Dicha relación se presenta en la ecuación 6.

$$\sum_{i=1}^n \beta_i Q_i \leq \lambda \varphi R_n \quad (6)$$

Dónde:

β_i : Enésimo factor de carga evaluado

Q_i : Enésima carga evaluada

λ : Factor de tiempo

φ : Factor de resistencia

R_n : Resistencia nominal

2.5.2 Recomendaciones según la Norma Internacional ISO/DIS 22156

La Norma Internacional ISO/DIS 22156, titulada Diseño Estructural de Bambú, fue realizada por el comité técnico ISO/TC 165 (Estructuras de madera) con cooperación de la Red Internacional de Bambú y Rattan, INBAR, por sus siglas en inglés.

La norma plantea una serie de recomendaciones para la construcción de estructuras de bambú, las cuales se muestran a continuación.

- Se asume un comportamiento elástico hasta la falla; no es significativo el comportamiento plástico.
- Debe considerarse al bambú como un tubo hueco de espesor variable; los elementos deben de considerarse cónicos.
- Los elementos de bambú no deben ser considerados elementos perfectamente rectos.
- Las uniones o soportes, deben de ubicarse lo más cercano posible a los nudos.
- El análisis estructural convencional, debe considerar las definiciones de curvatura inicial, diámetro y espesor variable.
- Cualquier unión en bambú debe ser considerada como una bisagra (hinge), a menos que se demuestre que se comporta como resorte o unión fija.

Tanto en vigas como en columnas, los esfuerzos a considerar son los provocados por las fuerzas axiales y momentos flectores que intervienen en el estudio.

2.5.2.1 Consideraciones en vigas y columnas

Para el cálculo de las secciones de las vigas, se recomienda tomar en cuenta las siguientes recomendaciones (ISO/DIS 22156, 2001):

- El Momento de Inercia (I), debe ser considerado de la siguiente manera:
 - El diámetro y el espesor, deben ser el promedio de la parte superior e inferior del elemento de bambú.
 - El momento de inercia debe ser calculado con este promedio; este método es conservador.
- El esfuerzo de flexión debe ser calculado y comparado con los esfuerzos permisibles obtenidos.
- La deflexión debe ser calculada y comparada con la deflexión permisible; la curvatura inicial debe ser considerada en el cálculo de deflexión.
- Fuerzas o reacciones actuantes en la viga, deben de estar ubicadas lo más cercano posible a los nodos.
- Se deben de considerar los esfuerzos producto de las fuerzas axiales y momentos flectores (flexo-compresión).

Para el cálculo de las secciones de las columnas se recomienda seguir la metodología propuesta en la norma ISO/DIS 22156 (2001). Estas recomendaciones se muestran a continuación.

- Se deben seleccionar los elementos de bambú más rectos posibles.
- El diseño de las columnas se puede realizar basado en alguna de las siguientes consideraciones:
 - Realizar pruebas a escala real de pandeo.
 - Realizar cálculos de pandeo, siguiendo las siguiente recomendaciones:
 - El momento de inercia debe ser calculado por medio del procedimiento que se utilizó en el cálculo de vigas.
 - Se debe considerar el esfuerzo de flexión, curvatura inicial, excentricidad y deflexión, además de las fuerzas laterales que intervienen.

- El cálculo de Pandeo, debe realizarse según Euler, con una reducción al 90% del momento de inercia (I) con lo cual se considera la conicidad del elemento de bambú; la conicidad se conoce como la razón entre la diferencia del diámetro mayor, menor y el largo del elemento. Esta no debe ser menor a 1/170 (0,0059).
- Elementos en los que se presente momento flector y compresión, se debe de tener una especial consideración.

2.5.3. Pandeo, flexión, compresión y tensión

En el análisis de pandeo, se consideró la ecuación de Euler (Beer *et al*, 2010), la cual se muestra a continuación:

$$P_{crit} = \frac{\pi^2 EI}{L_k^2} \quad (7)$$

Dónde:

E: Módulo de elasticidad (kg/cm²)

I: Momento de inercia de la sección (cm⁴)

L_k: longitud de pandeo (cm)

Además, se debe de considerar los esfuerzos en la sección transversal producto de la flexión y cargas axiales, tanto de compresión como de tensión.

2.5.4. Flexo-compresión y flexo-tensión

Los elementos experimentan de manera simultáneamente esfuerzos de compresión y flexión, así como esfuerzos de tensión y flexión.

Se toma como referencia la Norma Técnica E-100, realizado por el Gobierno de Perú, donde se deben cumplir las siguientes condiciones, para flexo-tensión y flexo-compresión respectivamente.

$$\frac{\sigma_t}{R_{nt}} + \frac{\sigma_m}{R_{nelp}} \leq 1 \quad (8)$$

Dónde:

σ_t : Esfuerzo Tensión (kg/cm²)

R_{nt} : Resistencia referencia de tensión (kg/cm²)

σ_m : Esfuerzo debido a la flexión (kg/cm²)

R_{nelp} : Resistencia referencia de limite proporcional (kg/cm²)

$$\frac{\sigma_c}{R_{nc}} + \frac{k_m \sigma_m}{R_{nelp}} \leq 1 \quad (9)$$

Dónde:

σ_c : Esfuerzo Compresión (kg/cm²)

R_{nc} : Resistencia referencia de compresión (kg/cm²)

σ_m : Esfuerzo debido a la flexión (kg/cm²)

R_{nelp} : Resistencia referencia de limite proporcional (kg/cm²)

k_m : Coeficiente de Magnificación de Momentos, con: $k_m = \frac{1}{1 - 1.5 \frac{P_C}{P_{crit}}}$

Dónde:

P_C : Fuerza Axial Compresión (kg)

P_{cr} : Carga crítica de Euler (kg)

2.5.5. Deflexión en elementos de bambú

Según el Proyecto Normativo, Diseño y Construcción con Bambú (2011), realizado por el Gobierno de Perú, las deflexiones deben calcularse para las combinaciones más desfavorables de cargas permanentes y sobrecargas de servicio.

En cuanto a las deflexiones máximas admisibles, deben de considerarse los siguientes valores:

- a) Para cargas permanentes más sobrecargas de servicio, en edificaciones con cielo raso de yeso: L/300; sin cielo raso de yeso: L/250; para techos inclinados y edificaciones industriales: L/200.
- b) Para sobrecarga de servicio en todo tipo de edificaciones: L/350 ó 13mm como máximo.

Para elementos simplemente apoyados, la ecuación 10 permite obtener la deflexión máxima, cuando el elemento está sometido a una carga puntual:

$$Y_{max} = -\frac{PPL^3}{48EI} \quad (10)$$

Dónde:

Y_{\max} : Desplazamiento máximo (cm)

P_p : Carga puntual (kg)

L : Distancia entre los apoyos del elemento (cm)

E : Modulo de Elasticidad (kg/cm^2)

I : Momento de inercia de la sección (cm^4)

2.5.6. Cortante paralelo a la fibra

La utilización de accesorios como pines o tornillos, pueden causar el corte longitudinal de los elementos de bambú. Las fuerzas axiales de compresión en los elementos de bambú, producen esfuerzos cortantes paralelos a la fibra, los cuales se transmiten por medio de los pines o tornillos, causando el rasgado de los elementos.

Sotela (1991), en el análisis del esfuerzo cortante, distribuyó en cuatro puntos de la sección transversal del elemento de bambú, la carga aplicada; para obtener el esfuerzo, se consideró un área total, correspondiente a la sumatoria de las cuatro áreas involucradas, calculadas con el espesor y largo del elemento; los resultados se muestran en el Anexo 1, del Cuadro 6 al 8.

2.6 Uniones en bambú

La norma ISO 22156 (2001) sugiere que las uniones deben diseñarse para lograr continuidad entre los elementos. Se deben de considerar las siguientes recomendaciones:

- El diseño de las uniones debe de estar basado en algunas de las recomendaciones presentes a continuación:

- Unión Completa: Esta unión se diseña llevando a cabo pruebas a escala real. La unión actúa como un solo elemento.
- Capacidad de los componentes: Cada uno de los componentes que forman la unión, debe soportar las cargas involucradas. Este procedimiento involucra pruebas a escala real.
- Diseño numérico: Este diseño considera solamente el análisis mecánico de las uniones y materiales de manera numérica.

De realizarse pruebas, estas deben de llevarse a cabo siguiendo las instrucciones la Norma ISO 6891. Además, se tienen una serie de recomendaciones, las cuales se presentan a continuación:

- Se debe de tener precaución con las uniones a elementos estructurales, los cuales se pueden ver afectados por fuertes vientos y temblores, iniciando una falla en la estructura.
- Tanto la estructura como las uniones deben estar diseñadas para soportar adecuadamente los esfuerzos a los que está sometida, debido a la fuerza lateral producto del sismo.
- No se debe de considerar las uniones como dúctiles, salvo que se valide con pruebas a escala real.

A manera de ilustración se presentan varios tipos de uniones, según la Norma Técnica Colombiana (NTC 5407, 2006).

2.6.1 Unión con tornillos

Se utiliza uno o varios tornillos metálicos, galvanizados, cuyo diámetro mínimo deber corresponder a una varilla número 3 (9.5mm de diámetro) con tuercas y arandelas en los extremos. De ser

necesario en los entrenudos por donde pasa el perno, puede rellenarse de concreto o algún material alternativo, como se muestra en la figura 5.

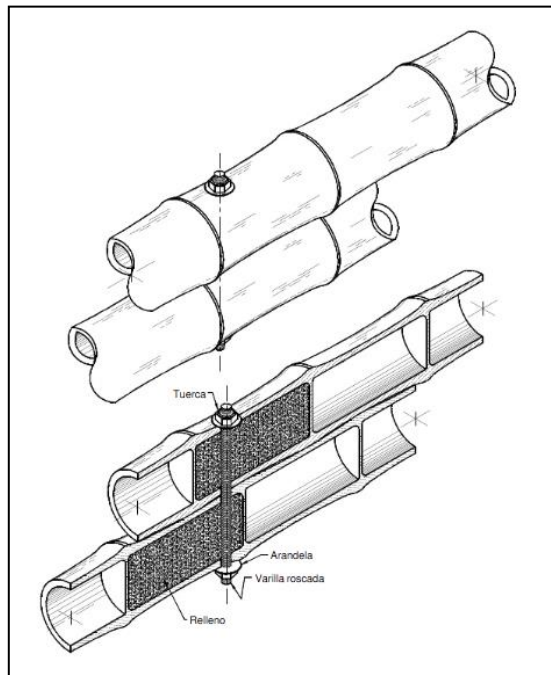


Figura 5. Unión con pernos

Fuente: (NTC 5407, 2006)

2.6.2 Unión con tornillo y soportes en espiral

Es una unión similar a la unión con tornillo, pero con la diferencia de que lleva varillas mínimo número 2, dispuestas en forma de espiral, tal y como se observa en la figura 6. Se utiliza en uniones de elementos que están sometidos a tensión.

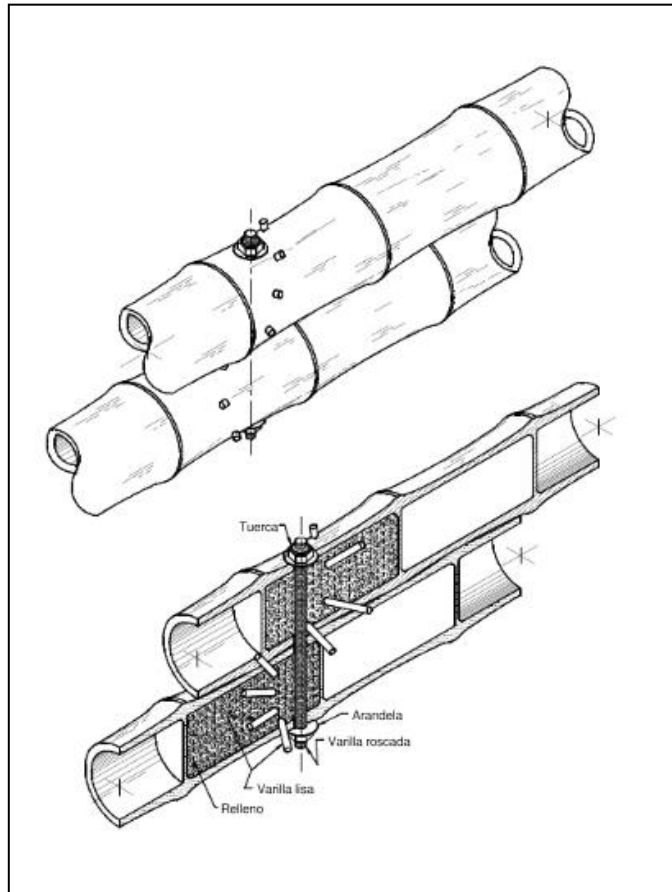


Figura 6. Unión con pernos y varilla dispuesta en forma de espiral

Fuente: (NTC 5407, 2006)

2.6.3 Unión con tornillo y abrazadera

Se debe de tener un nudo entre el conector y el extremo del elemento de bambú, tal y como se observa en la figura 7. Además, la abrazadera deberá de tener la resistencia a la tensión necesaria, evitando que los elementos se abran, que no corte el elemento y que no se deteriore con el tiempo.

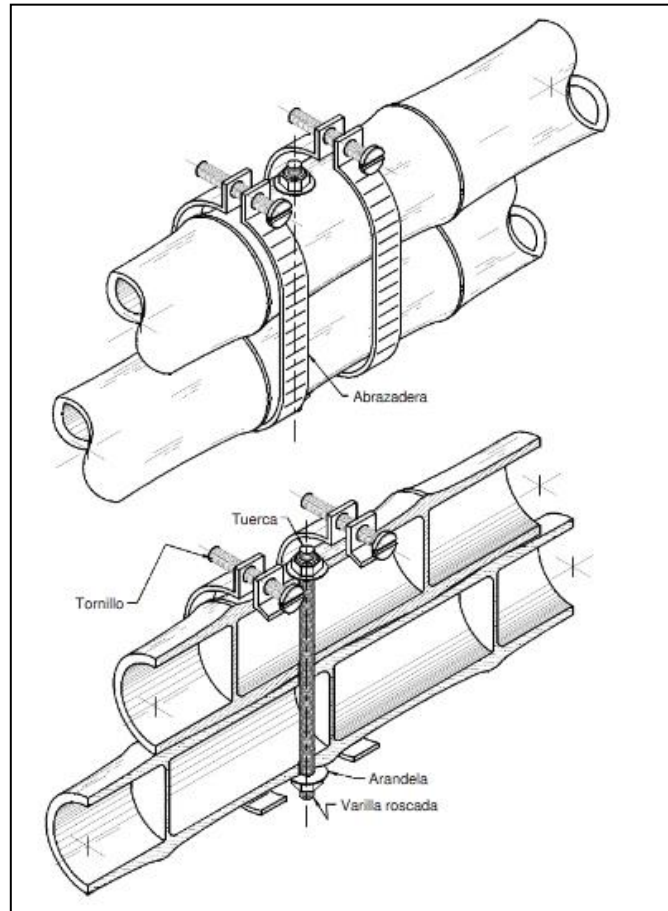


Figura 7.Uni3n con pernos y abrazadera

Fuente: (NTC 5407, 2006)

Cabe la posibilidad de usar este tipo de uniones, permitiendo unir elementos verticales y horizontales, las cuales funcionan como articulaciones, tal y como se observa en la figura 8.

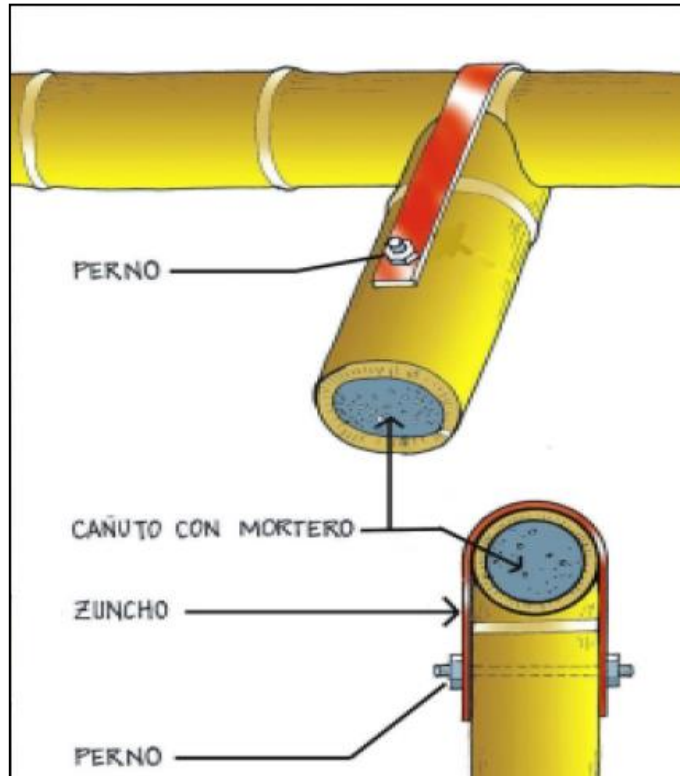


Figura 8. Unión con pernos y abrazadera

Fuente: (ACIS, sin año)

2.6.4 Unión con tornillo y pletinas paralelas

Como se observa en la figura 9, esta unión se utiliza para unir elementos continuos. Se utilizan pletinas de al menos 3mm de espesor y máximo 20 mm de ancho, conectados entre sí por tornillos de un mínimo de 9.5mm de diámetro (NTC 5407, 2006); el perno deberá ubicarse en medio de un nudo y el extremo del elemento.

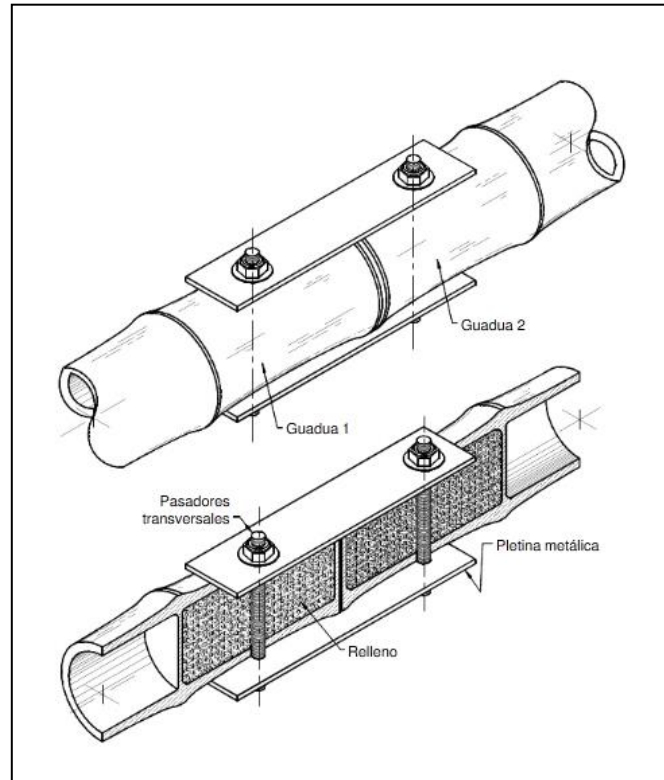


Figura 9. Unión con pernos y platinas paralelas.

Fuente: (NTC 5407, 2006)

2.6.5 Unión con barra embebida axial

El elemento conector se trata de una varilla, mínimo de 9.5mm de diámetro. Puede tratarse de una varilla corrugada en el extremo, mientras que si es roscada, debe ir con tuercas y arandelas, tal y como se muestra en la figura 10 (NTC 5407, 2001); Según la NTC (2001), la varilla debe tener una longitud mínima igual a la longitud de los dos primeros nudos.

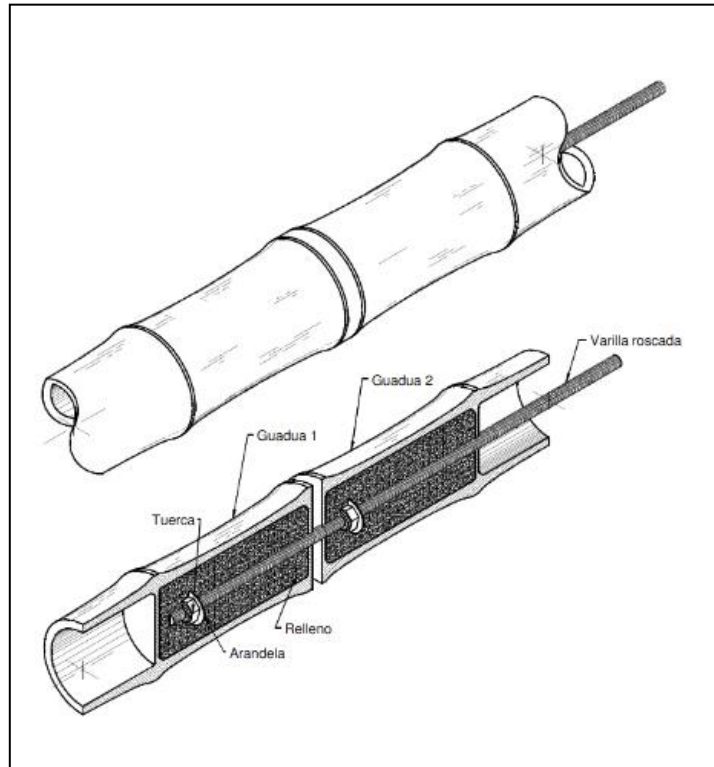


Figura 10. Unión con barra embebida axial.

Fuente: (NTC 5407, 2006)

2.6.6 Unión con anclajes

Estas uniones pueden ser utilizadas para unir elementos verticales y horizontales. Los anclajes pueden ser diversos; se tienen anclajes de madera, metal, abrazaderas o bien la combinación de estos, tal y como se observa en la figura 11.

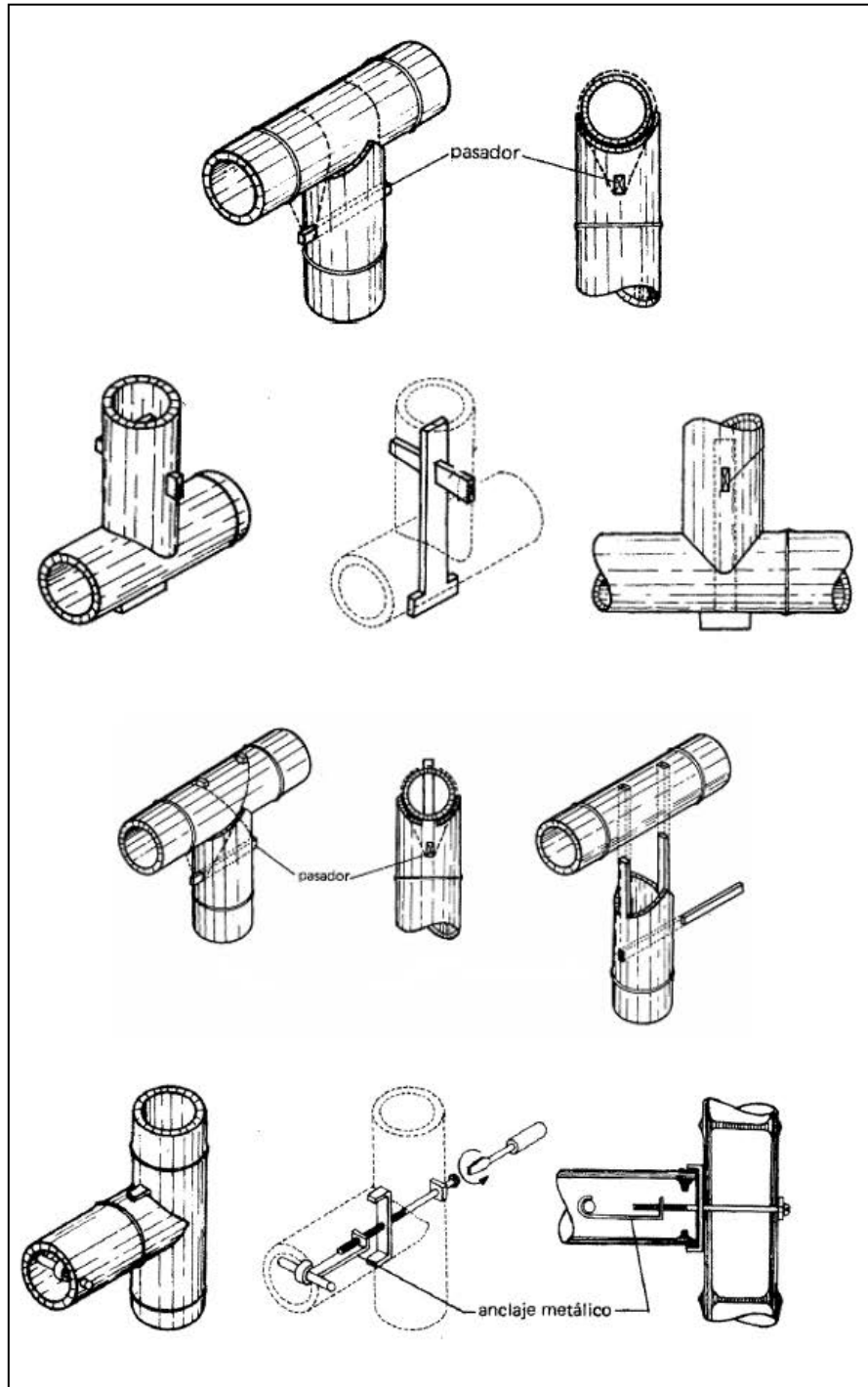


Figura 11. Uniones con anclaje

Fuente: (Hidalgo, sin año)

2.6.7 Cerchas simples

En la figura 12 y 13, Hidalgo (sin año), presenta una manera sencilla de unir elementos de bambú en una cercha simple.

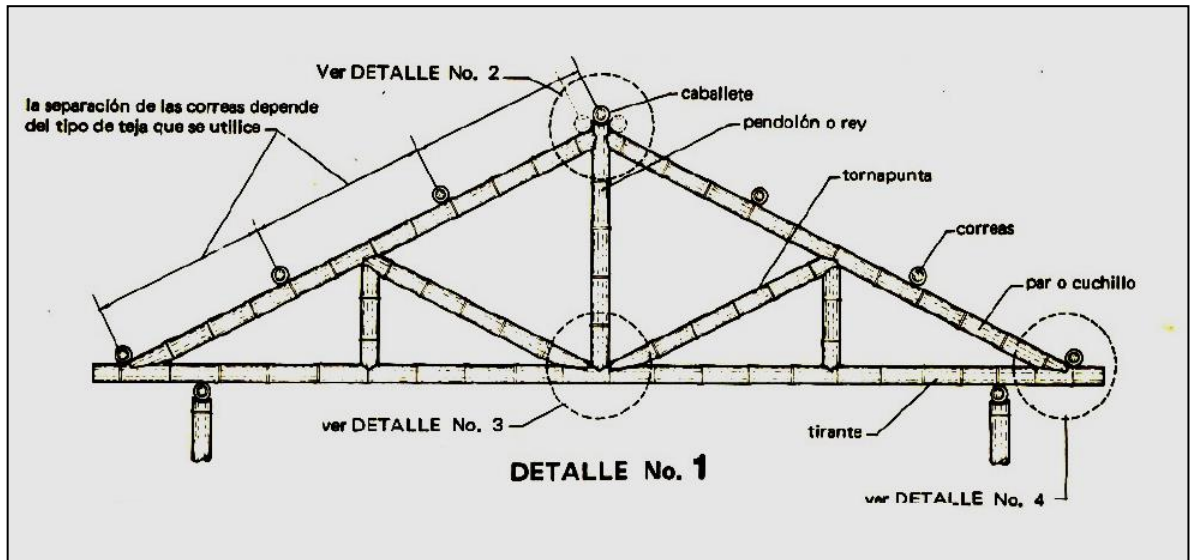


Figura 12. Uniones de una cercha simple

Fuente: (Hidalgo, sin año)

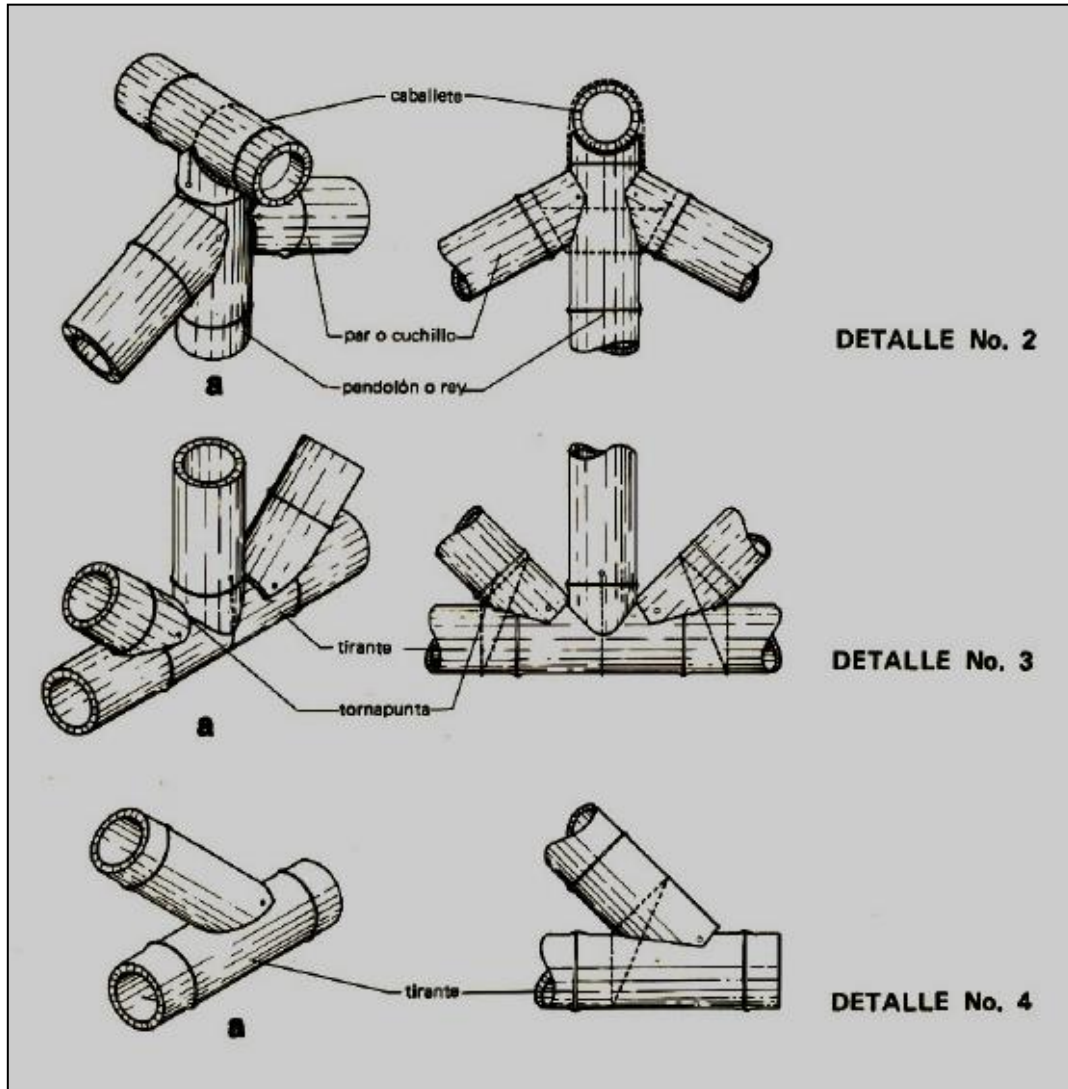


Figura 13. Detalle de uniones de una cercha simple

Fuente: (Hidalgo, sin año)

2.6.8 Cortes utilizados en uniones de bambú

Para llevar a cabo las uniones entre elementos de bambú, es necesario llevar a cabo una serie de cortes a los elementos, permitiendo un mejor acople.

Según Hidalgo (sin año), los cortes deben de estar próximos a un nudo, máximo a 10cm del nudo, lo cual brinda mayor resistencia a la unión.

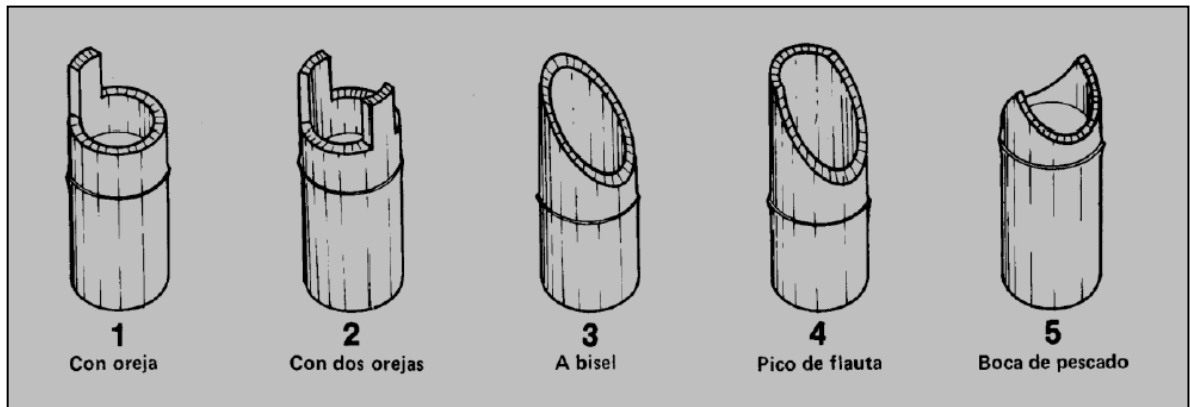


Figura 14. Cortes en elementos de bambú

Fuente: (Hidalgo, sin año)

Entre los objetivos del presente trabajo no se contempla el diseño de uniones de bambú, debido a la amplitud del tema. El considerar las uniones, requiere de una importante revisión bibliográfica y posteriores pruebas de laboratorio, las cuales permitirían conocer el comportamiento de uniones con diferentes geometrías, unidas mediante diferentes elementos, lo cual debe ser objeto de estudio de futuros proyectos.

2.7. Apoyos y fundaciones

Los apoyos en una estructura transmiten las cargas al suelo y brindan estabilidad a la misma, impidiendo el movimiento de los elementos según el tipo de apoyo. Los tipos de apoyo se clasifican por la cantidad de grados de libertad que restrinjan, existiendo desde los que restringen un solo grado de libertad hasta los más complejos que restrinjan seis grados de libertad en el espacio.

Para estructuras en bambú, según la norma ISO/DIS 22156 (2001), todas las uniones y apoyos deben de ser diseñadas para comportarse como una articulación.

Por otra parte, las fundaciones son elementos importantes de toda estructura; son la base de soporte de la estructura, constituyendo la interfaz a través de la cual se transmiten las cargas al suelo subyacente.

Entre los tipos de fundaciones que pueden ser utilizadas en la construcción de ambientes protegidos se encuentran tipo placa corrida para zócalo en mampostería, cilíndrica o placa aislada (Benavides, 2013). En el presente estudio no se llevará a cabo el diseño de las fundaciones, sin embargo debe de considerarse en futuros estudios.

2.8. Film plástico

El film plástico que cubre el invernadero es de suma importancia, puesto que permite el control de la temperatura, la humedad y otros factores ambientales, que favorecen el desarrollo de las plantas.

Los plásticos utilizados como cubiertas para invernaderos, tienen importantes propiedades, ópticas, térmicas, físicas y mecánicas, las cuales se deben de considerar según el tipo de cultivo y condiciones climáticas del sitio de instalación del invernadero.

Las características físicas y mecánicas deben de considerarse al hacer una valoración estructural de invernadero, debido a que es el medio por el cual se transmiten las cargas de viento a toda la estructura. Sin embargo la información técnica sobre esfuerzos permisibles en el film plástico usado para cubrir las paredes y el techo de los invernaderos es poca. Existen algunas casas comerciales, dedicadas a la fabricación de plásticos, que muestran información técnica acerca de sus productos.

A pesar de que la información es poca, existen algunas empresas que operan en la transformación de materias plásticas, especializadas en el sector de la agricultura, ganadería y la construcción. Algunas de estas empresas muestran en su página web, diferentes tipos de plásticos para diversas aplicaciones, cuyas propiedades mecánicas han sido obtenidas mediante diferentes normativas, tales como:

- EN-ISO 527-3. British Standard: Plastic Determination of tensile properties.
- ASTM D-1922. Standard Test Method for Propagation Tear Resistance of Plastic Film and Thin Sheeting by Pendulum Method.
- ISO 7765-1. Determination of impact resistance by the free-falling dart method.

Según la información técnica presente en la página web de la empresa española, Sotrafa S.A, las coberturas plásticas presentan las siguientes propiedades mecánicas y especificaciones técnicas. Dicha información permite valorar si es posible que la cobertura filmica, transmita las cargas a la estructura.

Cuadro 2: Propiedades mecánicas y físicas de los film plásticos.

Esfuerzo de fluencia (kg/cm^2)	71 - 101
Esfuerzo de rotura (kg/cm^2)	203 - 254
Espesor (μm)	50 - 225
Alargamiento o Elongación (%)	620 - 830

Fuente: Sotrafa S.A, 2013

Es importante poder valorar si los esfuerzos a los cuales se someten los plásticos, no exceden los esfuerzos de fluencia y de tensión para los cuales están diseñados, ya que el excederlos, evitaría que las cargas se transmitan correctamente a la estructura. Se utilizará el modelo de la cuerda catenaria,

permitiendo considerar la tensión y deformación del plástico, considerando una sección de este, como un cable.

La unión del plástico y la estructura es de suma importancia; de ninguna manera se debe hacer la unión, utilizando elementos que perforen el plástico, ya que esto facilitaría el rasgado del mismo. En el mercado existen diferentes tipos de uniones o clips de sujeción, los cuales permiten la correcta fijación del plástico a los elementos del invernadero, sin rasgar o causar algún tipo de daño a este. En este estudio no se contempló el tema, sin embargo se debe de considerar en futuros estudios, la sujeción del plástico a los elementos de bambú.

2.8.1. Plástico sometido a cargas uniformes

Si se considera al viento actuando en una franja del plástico, como una carga uniformemente distribuida en la proyección horizontal, la forma que adquiere el plástico es el de una parábola cuyo vértice representa el punto más deformado, tal y como se observa en la figura 15.

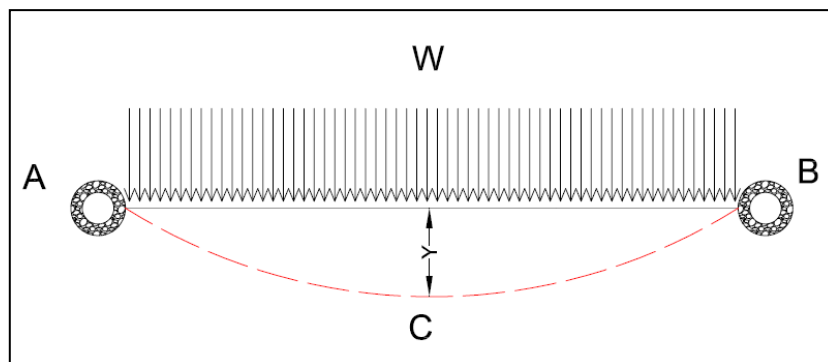


Figura 15. Comportamiento del cable ante una carga distribuida

Fuente: (Beer *et al*, 2007)

Considerando el origen del cable desde el centro, figura 16, se tiene la siguiente metodología de análisis, con la cual se puede obtener el desplazamiento (y) o la tensión (T), al conocer la carga distribuida (W) y largo del elemento analizado (L_A), tal y como se muestra en las ecuaciones 11, 12 y 13.

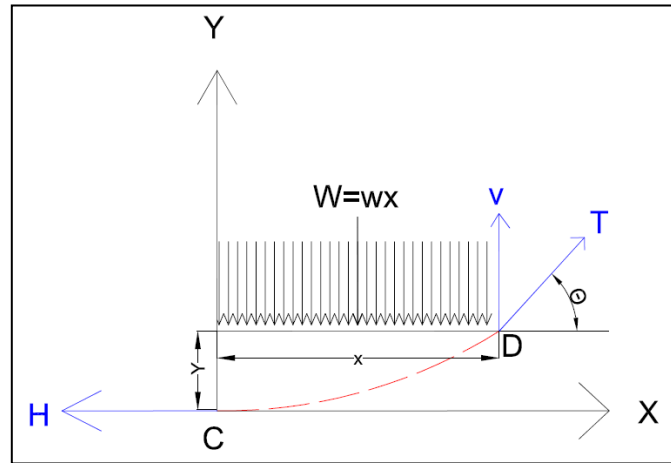


Figura 16. Comportamiento del cable ante una carga distribuida, considerada desde el centro

Fuente: (Beer *et al*, 2007)

$$Y_{max} = \frac{Wx^2}{2H} \quad (11)$$

$$H = \frac{WL^2}{8Y_{max}} \quad (12)$$

$$T = \sqrt{H^2 + V^2} \quad (13)$$

$$V = \frac{wL}{2} \quad (14)$$

Dónde:

W: Carga distribuida (kg/m):

L_A : Largo del elemento evaluado (m); x : $L/2$ (m)

Y_{max} : Desplazamiento máximo (m)

H: Componente horizontal de la tensión (kg)

V: Componente vertical de la tensión (kg)

2.9. Cargas que afectan al invernadero

Se usó como base en la evaluación de cargas que afectan al invernadero, la Norma de Diseño Estructural estadounidense de la National Greenhouse Manufacturers Association, NGMA (2004), por sus siglas en inglés.

Esta norma considera las cargas muertas, las vivas y las debidas al viento y al sismo. En caso de no contar con recomendaciones para la consideración de las cargas que intervienen en los invernaderos, por parte del NGMA, se hizo referencia a la Norma Europea, EN 13031-1 (2001), la cual normaliza la construcción de invernaderos en el continente europeo.

2.9.1. Cargas Muertas (CM) y vivas (CV)

Las cargas consideradas como muertas son debido al peso de la estructura y el plástico; según las propiedades del plástico, así será la carga aportada a la estructura, sin embargo, generalmente es un aporte insignificante. En cuanto al peso de la estructura, este varía según la cantidad y dimensión de las secciones utilizadas, así como la densidad del material.

Se consideraron cargas vivas aquellas que afectan temporalmente a la estructura. Entre ellas se pueden mencionar:

- Carga viva en el techo (NGMA, 2004): Mínimo se debe de considerar 10 psf (48 kg/m^2). Sin embargo en este estudio se consideran como carga viva en el techo, la presencia de tres personas, de 100 kg cada una, las cuales se ubicaran en los marcos y clavadores.

- Carga debido a las plantas (NGMA, 2004): Se debe de considerar un mínimo de 2psf (10 kg/m^2).
- Carga Colateral: Equipo de riego, abanicos, calentadores, líneas de agua. Según la norma EN 13031-1 (2001), como mínimo debe de considerarse una carga de 70 N/m^2 (7 kg/m^2). Sin embargo, si tales equipos se encuentran permanentemente, se deben de considerar como cargas muertas, a la hora de realizar combinación de cargas.

2.9.2. Cargas debido al Viento

Se utilizó como base para el análisis de las cargas debido al viento, la norma ASCE/SEI 7-10 (2010), titulada Cargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras, cuyos capítulos del 26 al 31, trata el tema de las cargas de viento.

Dicha normativa fue actualizada en el 2010 por la Asociación Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) y el Instituto de Ingeniería Estructural (SEI). Estos documentos, versión 1998, sustenta el Manual de Diseño Estructural, realizado por el NGMA en el 2004.

El método de análisis propuesto, Método Direccional, evalúa las estructuras de baja altura (menores a 18m), permitiendo la obtención de la presión ejercida por el viento en cada una de las superficies en estudio de manera independiente.

Para evaluar las cargas de viento en un invernadero, se debe de considerar:

- La velocidad básica del viento, V_v .
- La presión de velocidad, q .
- Presión de viento, p .

A continuación, se presenta de manera resumida los términos de referencia utilizados para la obtención de cargas de viento. Las tablas extraídas del ASCE/SEI 7-10 (2010) se adjuntan en el Anexo 2, del Cuadro 1 al 11.

2.9.2.1. Velocidad básica de viento, V_V

La velocidad básica de viento, en m/s, debe ser determinada según la zona en donde la estructura se ubicará.

En Costa Rica, es poca la información existente acerca de la velocidad del viento por zonas. Patiño (2007), creo un mapa de velocidades de viento para Costa Rica, trabajo que realizó como requisito para obtener la licenciatura en ingeniería civil, el cual es tomado como referencia en el presente estudio. Este mapa se observa en el Anexo 2, figura 1.

En la figura 2, Anexo 2, se presenta la probabilidad de excedencia de un evento para distintos periodos de retorno y años de observación; según Patiño (2007), para estructuras, el periodo de observación se toma como la vida útil de la misma, permitiendo obtener la probabilidad de exceder un evento, para un periodo de retorno y vida útil determinado.

2.9.2.2. Factor de Importancia, I_w

El invernadero tiene un factor de importancia, I_w , según la velocidad de viento de la zona en donde se ubica. Estos factores se adjuntan en el Anexo 2, Cuadro 1.

2.9.2.3. Factor de topografía, k_{zt}

Toma en cuenta el cambio que ocurre en el perfil de la velocidad del viento, según la altura en superficies de pendiente elevada, como lomas, entre otros. Si no se cumple con ninguna de las

condiciones de estas condiciones de topografía, se utiliza como factor de topografía, $K_{zt}=1$. Dichos factores se adjuntan en el Anexo 2, Cuadro 3 y 4.

2.9.2.4. Factor de direccionalidad, k_d

Este toma en cuenta la probabilidad de que el viento provenga de la misma dirección que produce la máxima presión; debe ser considerada únicamente cuando se realizan combinaciones de carga; los valores se adjuntan en el Anexo 2, Cuadro 5.

2.9.2.5. Categoría de exposición

Considera las condiciones de la zona en donde es construido el invernadero; variación de la rugosidad de la superficie, topografía y vegetación. Dicha categorización se adjunta en el Anexo 2, Cuadro 12.

2.9.2.6. Coeficiente de exposición de presión de velocidad, k_z

Considera el efecto en la velocidad básica del viento, que ejerce la relación entre la altura de la estructura y la categoría de exposición. Estos factores se adjuntan en el Anexo 2, Cuadro 6.

2.9.2.7. Cerramiento

Las estructuras se clasifican como cerradas, parcialmente cerradas y abiertas; es necesaria la determinación del cerramiento para la obtención de los coeficientes de presión interna (GC_{pi}) y externa (GC_p). Si la estructura cumple con las condiciones de cerramiento abierta y parcialmente abierta, esta se considerara como abierta. Si esta no clasifica como abierta o parcialmente abierta, se tomará como una estructura cerrada.

2.9.2.8. Presión de Velocidad, q

La presión de velocidad, se obtiene a partir de la factorización de la velocidad básica del viento, V, con el factor de importancia, I_w , Factor de Topografía, K_{zt} , Factor de direccionalidad, K_d , y el coeficiente de exposición de la presión de velocidad, K_z . para su cálculo se utiliza la ecuación 15.

$$q = 0.0625 k_z k_{zt} k_d V^2 I_w \quad (15)$$

Dónde:

q: Presión de Velocidad, kg/m²

V: Velocidad básica del viento, m/s

K_z : Factor de exposición

K_{zt} : Factor de topografía

K_d : Factor de direccionalidad

I_w : Factor de importancia

Una vez calculada la Presión de Velocidad del Viento, q, es posible obtener la presión del viento, p, considerando el efecto que tiene el cerramiento de la estructura.

2.9.2.9. Presión del viento, p

Para estructuras cerradas y parcialmente cerradas, la presión del viento, p, se obtiene mediante la ecuación 16.

$$p = qG C_p - q(G C_{pi}) \quad (16)$$

Dónde:

p: Presión del viento, kg/m²

q: Presión de Velocidad, kg/m²

G: Factor de Ráfaga

C_p: Coeficiente de presión externo

GC_{pi}: Coeficiente de presión interna

Para estructuras abiertas, la presión del viento, p, se calcula con la ecuación 17.

$$p = qGC_N \quad (17)$$

Dónde:

p: Presión del viento, kg/m²

q: : Presión de Velocidad, kg/m²

G: Factor de Ráfaga

C_N: Coeficiente de presión neta

2.9.2.10. Coeficiente de presión interna, GC_{pi}

Los coeficientes de presión interna, varían según el cerramiento. Estos valores se adjuntan en el Anexo 2, Cuadro 7.

2.9.2.11. Coeficiente de presión externa, G_p

Los coeficientes de presión externa varían según el cerramiento, superficie evaluada, relación entre las dimensiones del edificio y ángulo del techo. Los valores se adjuntan en el Anexo 2, del Cuadro 8 al 11.

2.9.2.12. Coeficiente neto de presión, C_N

Considera la contribución desde la superficie inferior a la superior del techo. El signo positivo y negativo significa que actúan hacia o desde la superficie del techo, respectivamente. Los valores del coeficiente neto de presión, se observan en el Cuadro 10 y 11.

2.9.2.13. Factor de Ráfaga, G

Según el ASCE-7 (2011), para estructuras rígidas, es permitido utilizar un factor de ráfaga $G=0.85$; además, para estructuras flexibles, la sección 26.9.5 de la norma, brinda una metodología para calcular el factor de ráfaga.

2.9.3. Cargas debido al Sismo

El sismo produce desplazamientos y deformaciones internas en la estructura, esto debido a la acción sísmica en la estructura (CSCR, 2010). Debido a las cargas muertas y una fracción de las cargas vivas, se crea una fuerza cortante en la base de la estructura, la cual es posible obtener por medio del procedimiento planteado en el Código Sísmico de Costa Rica (CSCR, 2010).

Se utiliza el método estático de análisis; estima las fuerzas sísmicas estáticas en cada nivel considerando que la fuerza cortante en la base; la ecuación 18, es el resultado de multiplicar el peso

del edificio, calculado como la suma de la carga permanente y un porcentaje de la carga temporal según sea el caso, por un coeficiente sísmico (C).

$$CS = C \times P_E \quad (18)$$

Dónde:

CS: Carga sísmica

C: Coeficiente sísmico

P_E: Peso del edificio

Este método es aplicable para edificios con cinco pisos o menos, que tengan una altura máxima sobre el nivel de calle de 20m y que cumplan con regularidad en planta y altura.

Para el cálculo del coeficiente sísmico, C, es necesario utilizar una serie de factores y parámetros, los cuales se extrajeron del CSCR (2010).

2.9.3.1. Coeficiente sísmico, C

Para la obtención del Coeficiente Sísmico se utiliza la ecuación 19:

$$C = \frac{a_{ef} * I_E * FED}{SR} \quad (19)$$

Dónde:

a_{ef}: Aceleración pico efectiva.

I_E: Factor de importancia de la edificación.

FED: Factor Espectral Dinámico.

SR: Factor de sobre-resistencia.

2.9.3.2. Aceleración pico efectiva de diseño, a_{ef}

Se establece según la zonificación sísmica y sitio de cimentación. Es un parámetro indicador de la sacudida sísmica correspondiente a un periodo de retorno.

Según el CSCR (2010), en cuanto a la severidad sísmica, se tienen *sismos severos*, cuya sacudida sísmica tiene una probabilidad de excedencia del 10%, para un periodo de retorno de 500 años, con una vida útil de la estructura de 50 años. Además se definen los *sismos extremos*, como aquellos en donde la aceleración pico efectiva de diseño es 50% mayor a la de los sismos severos, mientras que en los *sismos moderados*, se considera la aceleración pico efectiva como el 75% de la calculada para el sismo severo.

2.9.3.3. Factor de sobrerresistencia, SR

Considera la redundancia, sobreestimación de cargas y proceso constructivo, así como dimensiones y propiedades mecánicas reales de la estructura. Este consiste en la razón entre la capacidad real sismorresistente y la capacidad nominal sismorresistente.

Se tienen los siguientes valores de SR:

- SR=2, para estructuras tipo marco, dual y muro
- SR=1.2, para estructuras tipo voladizo y otros.

2.9.3.4. Zonificación sísmica

Para efectos sísmicos, el país está dividido en zonas sísmicas, denominadas Zonas II, III y IV. Estas siguen la división política y administrativa vigente.

2.9.3.5. Sitio de cimentación

Considera las condiciones locales del suelo en la demanda sísmica. Se denominan Sitio tipo S_1 , S_2 , S_3 y S_4 .

- Sitio tipo S_1 : Perfil de Roca o suelo rígido o denso con propiedades semejantes a la roca.
- Sitio tipo S_2 : Perfil de suelo con condiciones predominantes de medianamente denso a denso o de medianamente rígido a rígido.
- Sitio tipo S_3 : Perfil de suelo con 6 a 12m de arcilla de consistencia suave a medianamente rígida o con más de 6m de suelos no cohesivos de poca o media densidad.
- Sitio tipo S_4 : Perfil de suelo que contenga un estrato de más de 12m de arcilla suave.

2.9.3.6. Clasificación de edificios según su importancia

Todas las edificaciones deben ser clasificadas según la importancia de su ocupación o función. Existe un factor importancia, tanto para elementos estructurales (I) como para elementos no estructurales (I_p). Dentro de la clasificación se tienen Edificaciones e instalaciones esenciales (A), Edificaciones e instalaciones riesgosas (B), Edificaciones de ocupación especial (C), Edificaciones de ocupación normal (D) y Edificaciones misceláneas (E).

2.9.3.7. Factor espectral Dinámico, FED

Consiste en un factor que modifica la aceleración de un sistema de un grado de libertad con respecto a la aceleración pico efectivo de diseño. Para su obtención se debe de considerar la zona sísmica, sitio de cimentación, ductilidad global asignada al sistema estructural, periodo de vibración y de su amortiguamiento.

2.9.3.8. Ductilidad global asignada, μ

Se tiene una ductilidad global asignada para cada uno de los tipos estructurales, según la regularidad del sistema estructural y de la ductilidad de los componentes y uniones. Para madera, la ductilidad global asignada, μ , tiene valores de entre 1 y 3.

2.9.3.9. Sistema estructural

Los sistemas estructurales, se clasifican según sus propiedades geométricas, físicas y estructurales. Para madera, el CSCR (2010), considera como sistemas sismorresistentes:

- Arcos y galpones articulados
- Marco tipo 1, 2 y 3
- Muro tipo 1, 2 y 3
- Armaduras

2.9.3.10. Objetivo de desempeño

Se tienen una serie de requisitos los cuales buscan que la estructura cumpla con los objetivos de desempeño. Para considerar el objetivo de desempeño, es necesario conocer acerca de la Regularidad de la estructura, Límites a los desplazamientos relativos y Requisitos de ductilidad local.

2.9.3.11. Regularidad de la estructura

Se considera regular una estructura, cuando es regular en planta y en altura, condiciones explicadas en el CSCR (2010).

Toda estructura que no cumpla con algunas de las condiciones de regularidad (altura o planta), se considera de Irregularidad moderada, a menos que cumpla con ciertas indicaciones del CSCR.

Además, las estructuras que sean de irregularidad moderada y que cumplan con lo estipulado en el CSCR, serán consideradas como edificaciones de Irregularidad grave.

2.9.3.12. Ductilidad de los sistemas estructurales y sus componentes

Los elementos, componentes y uniones que forman parte del sistema sismorresistente, pueden ser frágiles o dúctiles, según los parámetros presentes en el CSCR, 2010; la ductilidad puede ser óptima o moderada.

2.9.3.13. Límites de desplazamiento

Se tiene la razón de deriva inelástica, Δ_i/H_i , siendo el cociente del desplazamiento inelástico relativo de cualquier nivel con respecto al nivel adyacente inferior, dividido por la diferencia de altura entre estos niveles. Dicha razón no debe exceder los valores presentes en el CSCR (2010); depende de la categoría de edificación y sistema estructural.

2.10. Combinación de cargas

Las combinaciones de carga se llevaron a cabo según el método de Cargas y Factor de Resistencia de Diseño, LRFD, por sus siglas en inglés (ASCE/SEI 7-10, 2010); estas cargas se encuentran presentes en la sección 2.3.2 (Combinaciones básicas). Las estructuras, componentes y fundaciones deben ser diseñadas para no exceder las cargas ya factorizadas en las siguientes combinaciones:

1. $1.4CM$
2. $1.2CM+1.6CV+0.5V_t$
3. $1.2CM+1.6V_t+0.5V_A$
4. $1.2CM+1.6V_t-0.5V_A$
5. $1.2CM+1.6V_t+CV$
6. $1.2CM+V_A+CV+0.5V_t$
7. $1.2CM-V_A+CV+0.5V_t$
8. $1.2CM+S_{x/y}+CV$
9. $1.2CM-S_{x/y}+CV$
10. $0.9CM-V_A$
11. $0.9CM+V_A$
12. $0.9CM-S_{x/y}$
13. $0.9CM+S_{x/y}$

Dónde:

CM: Carga muerta.

CV: Carga viva.

V_A : Carga debido a viento según dirección; V_1 : Carga debido a viento estructura cerrada dirección del viento transversal a la estructura; V_2 : Carga debido a viento estructura parcialmente cerrada dirección del viento transversal a la estructura; V_3 : Carga debido a viento estructura abierta dirección del viento transversal a la estructura; V_4 : Carga debido a viento estructura cerrada dirección del viento longitudinal a la estructura; V_5 : Carga debido a viento estructura parcialmente cerrada dirección del viento longitudinal a la estructura; V_6 : Carga debido a viento estructura abierta dirección del viento longitudinal a la estructura

$S_{X/Y}$: Carga debido a sismo según dirección; S_1 : Carga debido a sismo, transversal a la estructura; S_2 : Carga debido a sismo, longitudinal a la estructura

V_t : Viva en el techo

2.11. Estabilidad de la estructura

Según Kiseliiov (1989), es posible conocer si una estructura es variante o invariante, evaluando los elementos o conjunto de elementos que forman la estructura y la manera en como estos están conectados; A continuación se presentan una serie de términos, usados en el evaluación de estabilidad.

- Discos: Barras o sistemas de barras unidas, independientes de su forma geométrica.
- Vínculos y sistemas simples: Un sistema es un conjunto de discos unidos por medio de vínculos. Los vínculos ubicados correctamente, evitan los desplazamientos de los discos, disminuyendo los grados de libertad; cada vinculo tiene características cinemáticas (cuales movimientos evita) como estáticas (reacciones que surgen). Entre los vínculos que existen se pueden mencionar la barra con articulaciones, articulación cilíndrica y soldadura.
- Nudos: puntos en donde se unen los discos.

- Grados de libertad: Consiste en la cantidad de movimientos que puede realizar un elemento; cada disco aislado en relación a otro, tiene 3 grados de libertad.

Para realizar una evaluación de la estabilidad de una estructura fija, se puede evaluar la cantidad de vínculos y discos, utilizando las siguientes desigualdades.

$$3D > B + 2A + 3S + V_{ap} \rightarrow \text{Sistema variante}$$

$$3D \leq B + 2A + 3S + V_{ap} \rightarrow \text{Sistema invariante}$$

Dónde:

D: Discos

B: Barras

A: Articulaciones

S: Soldadura

V_{ap} : vínculo a tierra

3 Análisis y diseño estructural

Para el cálculo estructural se utilizó el Structural Analysis Program, conocido por sus siglas en inglés como SAP.

SAP2000, es un programa de cálculo de estructuras por elementos finitos, para análisis estático y dinámico lineal y no lineal, el cual permitió obtener las diferentes cargas internas de los elementos evaluados. Se tuvo acceso al software, gracias a la colaboración de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, que cuenta con la licencia del SAP 2000 versión 15.

Primero, se calculó la resistencia nominal, R_n , para cada uno de los tipos de esfuerzos evaluados. Posteriormente, se creó en el SAP2000 V.15, la estructura evaluada, permitiendo idealizar las cargas consideradas y sus respectivas combinaciones. Una vez ejecutado el modelo, se llevó a cabo la comparación entre la capacidad de la estructura y la demanda de esfuerzos generados, lo que permitió obtener las secciones preliminares.

3.1. Cálculo de la resistencia nominal del bambú

En este cálculo se utilizaron los valores promedio obtenidos por Sotela (1991) y Gutiérrez (2011) los cuales se presentan en el Cuadro 3.

En el Cuadro 4, se muestran los valores nominales obtenidos, siguiendo la metodología presentada en la norma ASTM D5457-12 (2012), para el cálculo de la resistencia nominal para madera; se utiliza la metodología para madera, debido a la falta de una normativa para calcular la resistencia nominal del bambú.

Cuadro 3: Valores promedio utilizados en el cálculo de la resistencia nominal

Parámetro	E (kg/cm ²)	ELP (kg/cm ²)	MR (kg/cm ²)	σ_c (kg/cm ²)	$\sigma_{\text{ECORT}}//$ FIBRA (kg/cm ²)	σ_{TENS}^* (kg/cm ²)
Valores promedio obtenidos por Sotela y Gutiérrez	236 743	669	757	426	63	893

*Esfuerzo de Tensión obtenido por Gutiérrez (2011)

Fuente. Sotela, 1991; Gutiérrez, 2011.

Cuadro 4: Resistencia nominal, R_n , para cada tipo esfuerzo

Parámetro	E (kg/cm ²)	ELP (kg/cm ²)	MOR (kg/cm ²)	σ_c (kg/cm ²)	$\sigma_{\text{cort}}//$ (kg/cm ²)	σ_t (kg/cm ²)
CV_w	0,17	0,17	0,14	0,03	0,03	0,01
Ω	0,91	0,91	0,91	0,95	0,95	0,95
K_R	1,265	1,265	1,299	1,303	0,943	1,326
R_p	162 404	450	553	386	56	878
R_n	186 952	518	654	478	50	1 107

Fuente: Autor

Una vez calculada la resistencia nominal (cuadro 4), utilizando los factores adjuntos en el Anexo 1, del Cuadro 10 al 13, así como la metodología presentada en la norma ASTM D5457-12 (2012), se obtuvo la capacidad de los elementos de bambú para diferentes tipos de esfuerzo. Este cálculo se realizó considerando el factor de resistencia, ϕ , y el factor de tiempo, λ , factores que representan los diferentes tipos de esfuerzo y combinación de cargas evaluadas, respectivamente; los valores obtenidos se muestran en el Cuadro 5.

Cuadro 5: Capacidad de los elementos de bambú, para diferentes tipos de esfuerzo y combinación de carga, representados por el factor de resistencia, ϕ , y el factor de tiempo, λ , respectivamente.

Tipos Esfuerzo (kg/cm ²)	Resistencia de Referencia, R _n	Factor de resistencia, ϕ	Factor de tiempo, λ			
			0,6	0,7	0,8	1
E	186 952	0,85	95 345	111 236	127 127	158 909
ELP	518	0,85	264	308	352	440
MOR	654	0,85	333	389	445	556
σ_c	478	0,90	258	301	344	431
$\sigma_{cort//}$	50	0,75	22	26	30	38
σ_t	1 107	0,80	531	619	708	885

Fuente: Autor

3.2. Estructura evaluada

Se analizó una estructura a dos aguas, tal como la que se muestra en la figura 17.

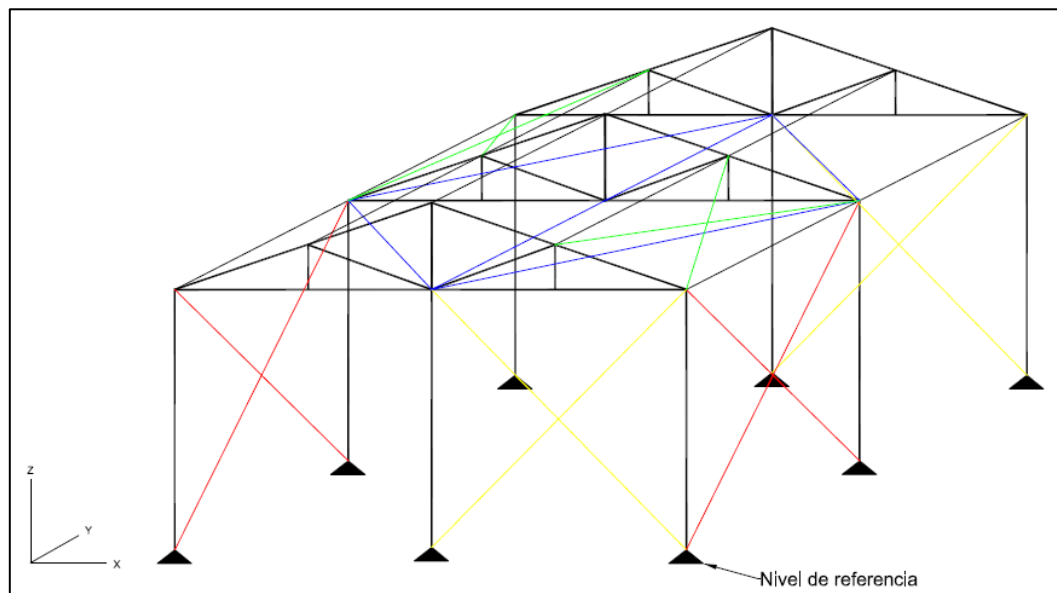


Figura 17. Modelo de invernadero en análisis.

Fuente: Autor

Las dimensiones de la estructura analizada, se visualizan en la figura 18 y se presentan a continuación:

1. Luz de los marcos transversales, $a = 6m$
2. Separación de marcos, $b = 3m$
3. Altura a canoa, $h = 3m$
4. Pendiente del techo, $\alpha = 25^\circ$

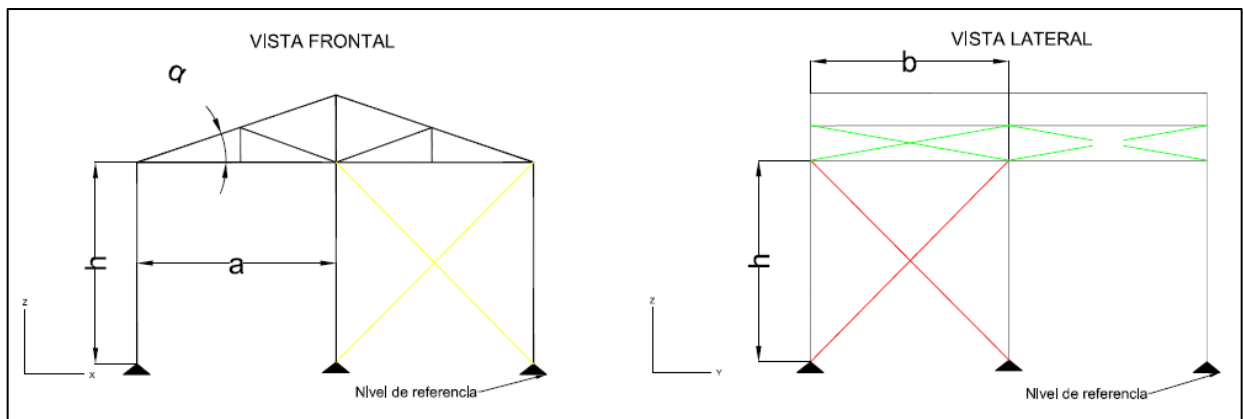


Figura 18. Dimensionamiento en análisis.

Fuente: Autor

Con base en la literatura evaluada, en el análisis se consideró elementos de bambú con las siguientes características:

1. Comportamiento elástico hasta la falla.
2. Cónicos y huecos; el diámetro interno es aproximadamente el 85% del diámetro externo.

3. Perfectamente rectos. Los elementos de bambú no son perfectamente rectos, sin embargo en el presente estudio no se considerará la curvatura inicial de los elementos debido a que no se tienen los elementos que se usaran en la construcción.
4. El momento de inercia (I) utilizado, se calcula como el promedio del espesor y diámetro, de la parte superior e inferior del elemento
5. Las uniones o soportes se ubicaran lo más cercano a los nudos.
6. Toda unión debe ser considerada como una bisagra.

3.3. Evaluación de cargas que afectan a la estructura

En el análisis se consideraron diferentes combinaciones de cargas vivas, muertas, debido al viento y el sismo, las cuales afectan a la estructura analizada. Estas fueron idealizadas en la estructura utilizando el software de análisis estructural, SAP2000, V.15, utilizado en el laboratorio de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica.

3.3.1. Cargas muertas y vivas

2.6.8.1 En las cargas muertas, el cálculo está en función del diámetro y espesor promedio de los elementos de bambú, metros lineales de bambú utilizados en la estructura, así como la densidad del bambú, la cual se consideró como 770 kg/m^3 , según los ensayos realizados por Sotela (1991).

Para cálculos iniciales se asume una estructura compuesta de elementos de bambú de diámetro exterior e interior promedio de 5 y 4,25cm ($85\% \times D_{\text{ext}}$), respectivamente, utilizando *218 m lineales* de bambú para construir la estructura, esta tendría un peso aproximado de 91 kg, lo cual se obtuvo como se muestra a continuación:

- Área de la sección transversal del elemento de bambú:

$$A_s = \frac{\pi}{4} (5^2 - (4,25)^2) = 5,4 \text{ cm}^2$$

- Volumen total de bambú utilizado en la estructura:

$$V_e = 0.00054 \text{ m}^2 \times 218 \text{ m} = 0,118 \text{ m}^3$$

- Peso total:

$$P_{tl} = 0,118 \text{ m}^3 \times 770 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \approx 91 \text{ kg}$$

Además, como carga muerta, se tienen los equipos tales como abanicos, calentadores, tuberías, entre otros, los cuales aportan 7 kg/m^2 , según el código Europeo de invernaderos (EN 13031-1, 200); siendo el área del invernadero de 36 m^2 , se tiene una carga muerta debido a estos equipos de 257 kg .

En cuanto las cargas vivas en el techo, como método alternativo al propuesto por el NGMA (2004), se consideraron, para efectos de montaje o desmontaje y mantenimiento del invernadero, la presencia de tres operarios de 100 kg cada uno. Es importante mencionar que estas cargas se aplican en los marcos y clavadores, tal y como se observa en la figura 19.

Las plantas se encuentran dentro del invernadero colgando (sistema de siembra tutorado), aportan un peso aproximado de 10 kg/m^2 (NGMA, 2004).

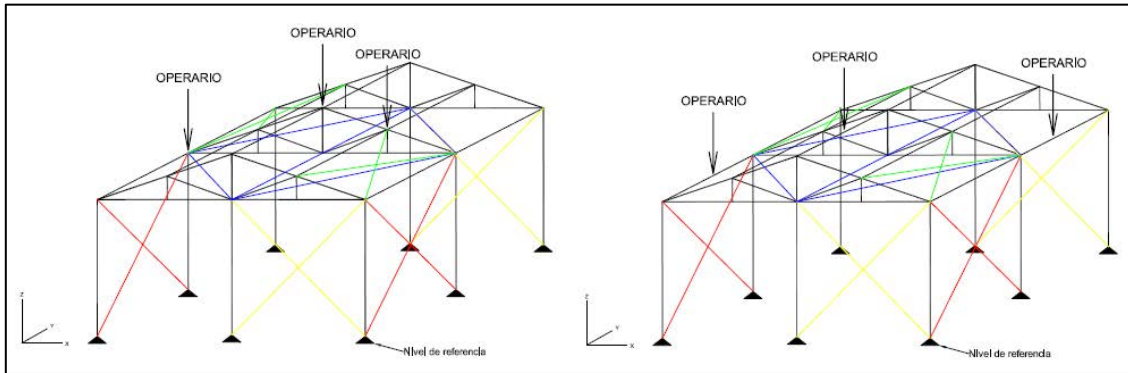


Figura 19. Ubicación de cargas vivas en el techo debido a operarios

Fuente: Autor

3.3.2. Cargas debido al viento

Se presenta un resumen de los parámetros utilizados para el cálculo de la carga debido al viento; los valores fueron obtenidos del Anexo 2, del Cuadro 1 al 12. Se utilizó el Procedimiento Direccional, expuesto el Capítulo 27 de la Norma ASCE-7 (2011).

3.3.2.1. Cerramiento y dirección del viento

Se analizaron los tres tipos de cerramiento: cerrado, parcialmente cerrado y abierto. Se debe de tener presente que en un invernadero las ventanas pueden estar abiertas o cerradas durante un caso extremo, razón por la cual se analizaron las diferentes posibilidades, permitiendo conocer el que genera las cargas críticas.

Por otra parte, se analizó la direcciones de viento transversal y longitudinal, considerada tal y como se muestra en la figura 20.

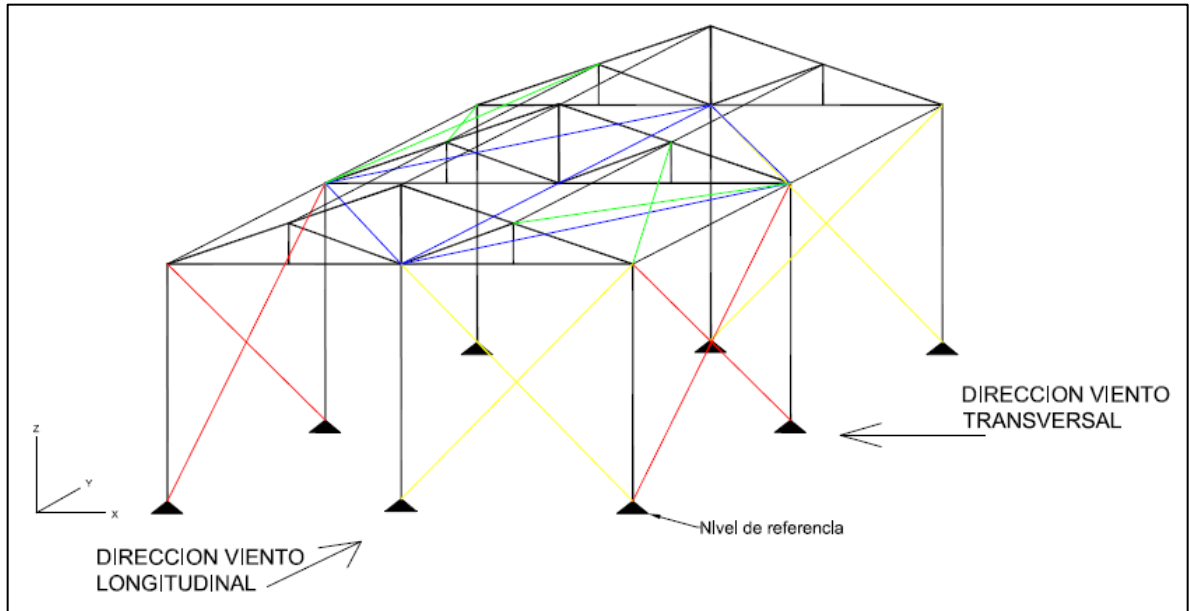


Figura 20. Dirección del viento.

Fuente: Autor

3.3.2.2. Categoría de riesgo de la estructura

Se consideró al invernadero *Categoría I*, debido a que representa un bajo riesgo a la vida humana, en caso de falla, extraído del Cuadro 2, Anexo 2.

3.3.2.3. Velocidad básica del viento.

Según el estudio realizado por Patiño (2007), la EEFBM se encuentra en la zona III. Considerando los datos presentados por Patiño, correspondiente a las ráfagas máximas anuales, es posible obtener la velocidad del viento para un periodo de retorno determinado, según la Figura 2, Anexo 2.

En el cuadro 6 se presenta la velocidad básica del viento, calculada para diferentes periodos de retorno, asumiendo una vida útil de la estructura de 25 años. La probabilidad de excedencia se

obtuvo considerando la vida útil y el periodo de retorno, mediante la metodología propuesta por Patiño (2007).

Cuadro 6. Velocidad del viento para diferentes periodos de retorno con una vida útil de la estructura de N=25 años.

Periodo retorno (años)	Velocidad viento (km/h)	Probabilidad de excedencia (%)
5	84	99
10	89	92
15	92	82
20	94	72
25	96	63
30	97	57
40	99	46
50	101	39

Fuente: Autor, con datos y metodología aportados por Patiño (2007)

En este análisis, se utilizó la velocidad del viento, $V=101$ km/h (28 m/s), correspondiente a un periodo de retorno de 50 años, con una probabilidad de excedencia de 39 %; se asumió una vida útil de la estructura de 25 años.

3.3.2.4. Factor de direccionalidad (k_d)

Se utiliza un factor de direccionalidad de $K_d=0.85$. Anexo 2, Cuadro 5.

3.3.2.5. Categoría exposición.

En el análisis realizado, se tomó como categoría de *Exposición y Rugosidad C*, ya que el análisis se desarrolla en un terreno abierto con pocas obstrucciones. Extraído del Anexo 2, Cuadro 12.

3.3.2.6. Factor de topografía (k_{zt}).

Debido a que se considera la ubicación del estudio, un lugar sin pendientes, se utilizó el factor de topografía $K_{zt}=1$.

3.3.2.7. Coeficiente de exposición de presión de velocidad (K_z).

Conociendo que la Exposición del terreno es C, además de conocer que de la alturas analizada es menores a 6.1m, por interpolación de los valores presentes en el Anexo 2, Cuadro 6, se obtuvo el Coeficiente de exposición de presión de velocidad de $K_z=0.86$.

3.3.2.8. Factor de ráfaga (G).

El dimensionamiento analizado corresponde a una estructura de baja altura, permitiendo considerar al invernadero como una estructura rígida. Al considerarse como rígida la estructura, es permitido utilizar un factor de ráfaga de $G=0.85$.

3.3.2.9. Coeficiente de presión interna (GC_{pi}) y externa (C_p).

Los coeficientes de presión interna mostrados en el cuadro 7, utilizados en el análisis, fueron obtenidos del Anexo 2, Cuadro 7.

Cuadro 7. Coeficientes de presión interna

Cerramiento	GC_{pi}
Abierto	0,00
Parcialmente Cerrado	$\pm 0,55$
Cerrado	$\pm 0,18$

Fuente: ASCE 7, 2010

En cuanto al coeficiente de presión externa (C_p), para su obtención, se consideraron los siguientes puntos:

- A. Cerramiento. Se analizaran los tres cerramientos posibles: Abierto, Parcialmente cerrado y Cerrado.
- B. Dirección del viento. Se analizó la dirección del viento transversal y longitudinal a la estructura.
- C. La superficie evaluada. Se consideró el Barlovento, Sotavento y superficies laterales, así como el techo, tanto el barlovento como el sotavento.
- D. Relación L/B. B: dimensión horizontal normal a la dirección del viento; L: dimensión horizontal paralela a la dirección del viento. En el presente análisis se tiene que $B=6m$ y $L=6m$. Con esto se tiene una relación de 1 ($\frac{L}{B} = \frac{6m}{6m}$).
- E. Relación h/L. h: altura promedio de techo; L: dimensión horizontal paralela a la dirección del viento. En el presente análisis se tiene que $h=3,55m$ y $L=6m$. Con esto se tiene una relación de 0,59 ($\frac{h}{L} = \frac{3,55m}{6m}$).
- F. Ángulo del techo. El ángulo de techo evaluado es de 25° .
- G. Distancia horizontal desde el barlovento hasta el sotavento. La distancia horizontal desde el barlovento hacia el sotavento es de 6m.

Teniendo en cuenta las anteriores observaciones, se extrajo del Cuadro 8 y 9, Anexo 2, los coeficientes de presión externa (C_p), para cada una de las superficies evaluadas. Además, se muestra en la figura 21 y 22, la ubicación de las superficies evaluadas.

Cuadro 8. Coeficientes de presión externa, estructuras cerradas y parcialmente cerradas

Superficie	C_p	
	Transversal	Longitudinal
Barlovento	0,8	0,8
Sotavento	-0,5	-0,5
Lateral	-0,7	-0,7
Techo Barlovento	-0,34/0,16*	-0,5
Techo Sotavento	-0,6	-0,18

*Valores obtenidos mediante interpolación de los valores tabulados

Fuente: ASCE 7, 2010

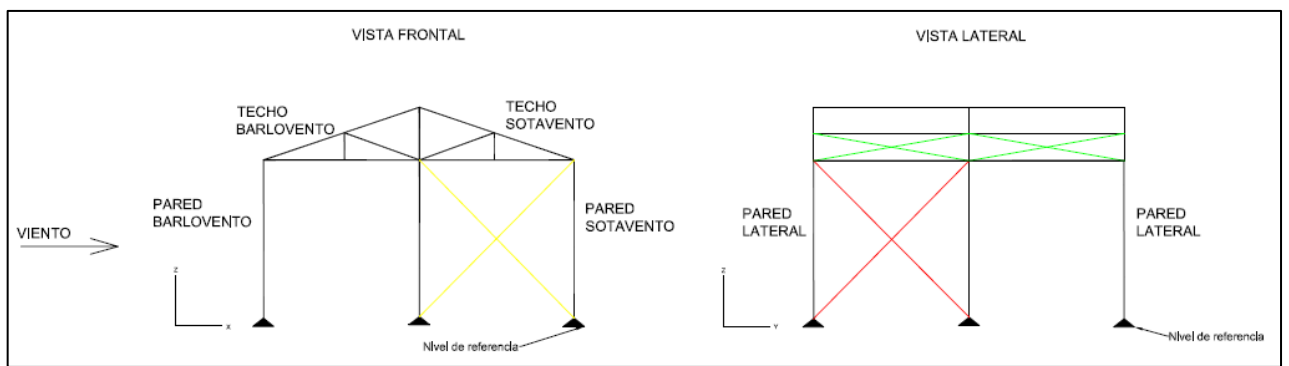


Figura 21. Superficies evaluadas, dirección del viento transversal

Fuente: Autor

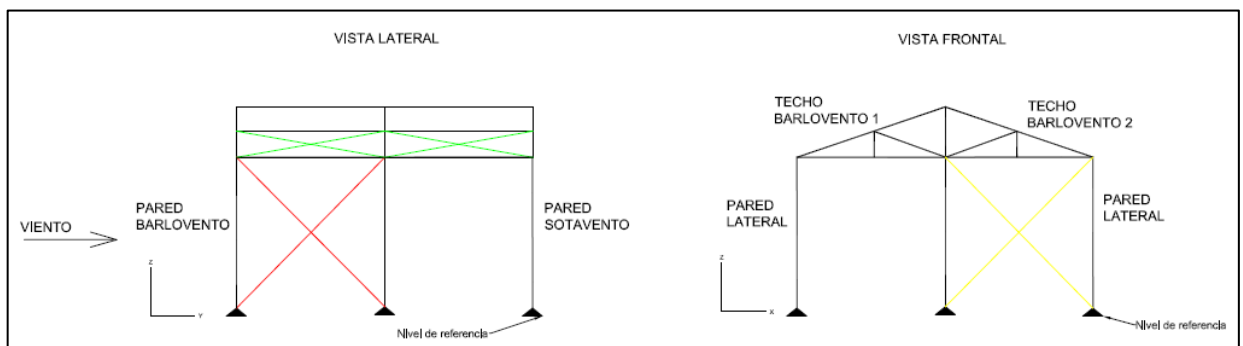


Figura 22. Superficies evaluadas, dirección del viento longitudinal

Fuente: Autor

En cuanto a las estructuras de cerramiento tipo abierto, se extrajo del Cuadro 10 y 11 del Anexo 2, los coeficientes de presión externa (C_N), para los casos de carga A y B; como lo solicita la norma, ambos casos de carga, deben evaluarse.

En el análisis de la dirección el viento transversal, para obtener los coeficientes de presión externa, se llevó a cabo una interpolación de los valores, ya que el ángulo de la estructura evaluada es de 25° , valor ubicado en el Cuadro 10, Anexo 2, entre $22,5^\circ$ y 30° . Por otra parte, se consideró un flujo de viento sin obstrucciones.

Cuadro 9. Coeficientes de presión externa, estructuras abiertas y dirección del viento transversal

Caso carga evaluado	Superficie	C_N
A	Techo Barlovento	1,2
B		-0,1
A	Techo Sotavento	0,2
B		-0,83

Fuente: ASCE 7, 2010

En cuanto al coeficiente presión externa (C_N) al ser la dirección del viento longitudinal a la estructura, estos se extrajeron del Cuadro 11, Anexo 2; en la escogencia se consideró la dimensión longitudinal de la estructura (6m), así como el ángulo del techo; el flujo de viento se consideró sin obstrucciones. Conociendo que $h=3,55m$, se tiene que $2h=7.1m$, permitiendo hacer la escogencia del respectivo coeficiente, el cual se muestra en el Cuadro 10.

Cuadro 10. Coeficientes de presión externa, estructuras abiertas y dirección del viento longitudinal

Superficie	C_N
Techo	0,5

Fuente: ASCE 7, 2010

3.3.2.10. Factor de importancia (I_w).

Se tiene un factor de importancia de $I_w=1$, ya que en el análisis realizado, se consideraron vientos 101,43km/h (28.18m/s), según el Anexo 2, Cuadro 1.

3.3.2.11. Presión de velocidad y Presión sobre la estructura

En el cuadro 11, se visualizan los parámetros con los que se realizó el cálculo de la presión de velocidad de acuerdo al procedimiento de la ASCE 7 (2010).

Cuadro 11. Resumen parámetros

k_z	0,86
K_{zt}	1
K_d	0,85
I_w	1
V (m/s)	28

Fuente: Autor

Utilizando la ecuación 15 y considerando los valores del cuadro 9, se obtuvo la presión de velocidad:

$$q = 0.0625 \cdot 0,86 \cdot 1 \cdot 0,85 \cdot 28.18^2 \cdot 1 \approx 37 \text{ kg/m}^2$$

Una vez calculada la presión de velocidad, se calculó la presión del viento, utilizando para ello la ecuación 16 y los coeficientes de presión interna y externa, para cada uno de los cerramientos, en cada superficie.

Para cada superficie, se obtuvieron dos presiones de viento, debido a que se considera el efecto hacia (positivo) y desde (negativo) la estructura, lo cual es considerado en los coeficientes de presión interna, tomándose para análisis el valor crítico, es decir, el mayor valor absoluto de presión.

En el cuadro 12, se presentan las presiones del viento dominantes para cada una de las superficies del invernadero, tipo de cerramiento y dirección del viento. En la figura 23, se presenta a manera de ejemplo, cómo actúa la presión en cada una de las superficies, en el invernadero cerrado, cuando el viento lo afecta transversalmente al plano yz.

Cuadro 12. Presión del viento sobre la estructura

<i>SUPERFICIE EVALUADA</i>	<i>DIRECCION VIENTO TRANSVERSAL</i>			<i>DIRECCION VIENTO LONGITUDINAL</i>		
	<i>CERRADO (Kg/m²)</i>	<i>PARCIALMENTE CERRADO (Kg/m²)</i>	<i>ABIERTO (Kg/m²)</i>	<i>CERRADO (Kg/m²)</i>	<i>PARCIALMENTE CERRADO (Kg/m²)</i>	<i>ABIERTO (Kg/m²)</i>
Barlovento	32	45		33	45	
Sotavento	-22	-36		-22	-36	
Pared Lateral	-29	-42		-29	-42	
Techo Barlovento o Techo A	-17	-31	38	-22	-36	
Techo Sotavento o Techo B	-25	-39	-26	-12	-26	16

Fuente: Autor

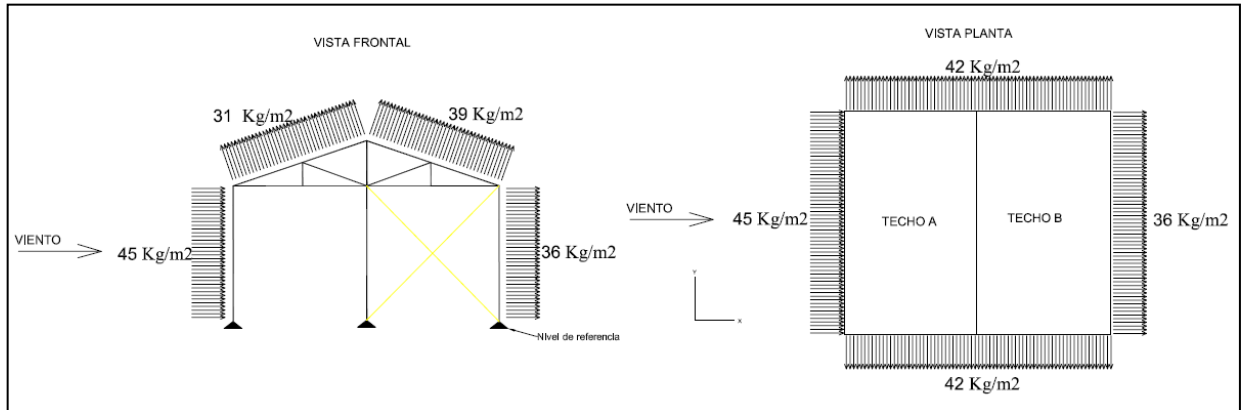


Figura 23. Presión crítica ejercida en las superficies de un invernadero parcialmente cerrado y dirección del viento transversal

Fuente: Autor

3.3.2.12. Capacidad del film Plástico

Tomando en cuenta que el film plástico tiene una vida útil de entre 3 y 5 años, la evaluación se hizo considerando como vida útil $N=5$ años. Además, utilizando la metodología propuesta por Patiño (2007), un periodo de retorno de $PR=50$ años y una probabilidad de excedencia de $P=10\%$, el análisis se realizó para una velocidad de viento de 101 km/h , con la cual se obtuvo la presión crítica de 45 kg/m^2 ; en la figura 24, se muestra como es aplicada dicha presión en una sección de plástico de 3 m de largo (A-B) y 1 m de ancho.

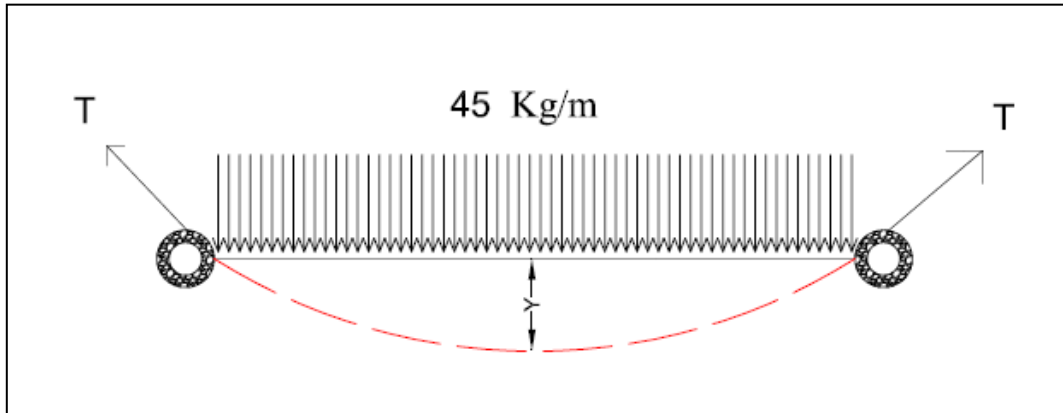


Figura 24. Diagrama aplicación de presión sobre una sección del film plástico

Fuente: Autor

Con un film plástico de $0,225 \text{ mm}$ ($225 \mu\text{m}$) de espesor, así como la presión máxima obtenida debido al viento, se valoró los esfuerzos generados en la sección transversal del plástico mostrado en la figura 24.

Permitiendo que el film plástico experimente un desplazamiento de $Y=10\text{cm}$, tal y como se observa en el cuadro 13, se generó una tensión de $T=512 \text{ kg}$, generando un esfuerzo de 227 kg/cm^2 , el cual se encuentra en el rango plástico, siendo mayor que el esfuerzo de fluencia (101 kg/cm^2) y menor que el esfuerzo de rotura (254 kg/cm^2), siendo posible que el plástico transfiera las cargas debido al viento, a la estructura.

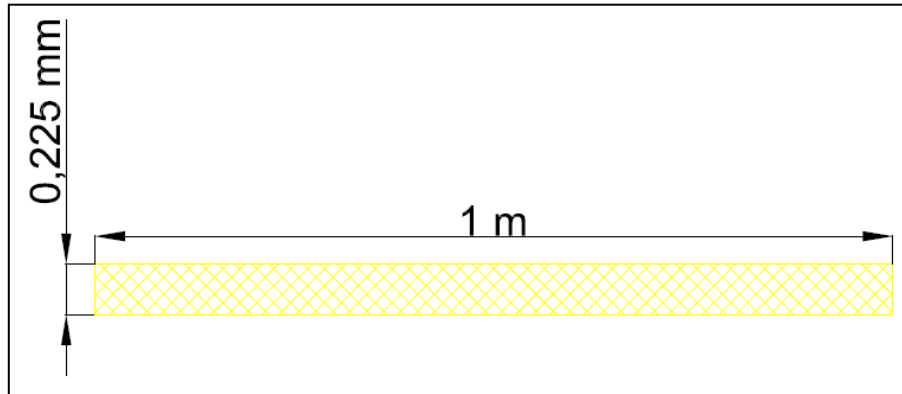


Figura 24. Sección transversal sección plástico analizada

Fuente: Autor

Cuadro 13. Tensión y esfuerzo en el film plástico de espesor $e=0,225\text{mm}$

Y (m)	T (kg)	σ (kg/cm ²)
0,05	1018	452
0,10	512	227
0,15	345	153
0,20	262	116
0,25	214	95
0,30	182	81

Fuente: Autor

3.3.3. Cargas debido al sismo

Todos los valores utilizados para obtener la carga debido al sismo se obtuvieron del CSCR, versión 2010.

3.3.3.1. Zonificación sísmica

Según el sitio que se está tomando como base para el análisis, se encuentra en la *Zona Sísmica III*.

3.3.3.2. Sitios de cimentación

Al no contar con estudios geotécnicos debidamente sustentados que permitan conocer con suficiente detalle las propiedades del suelo, se supondrá un sitio de cimentación *tipo S₃*.

3.3.3.3. Aceleración pico efectiva de diseño (a_{ef})

Para la Zona III y Sitio de cimentación S_3 , se tiene una aceleración pico efectiva de $a_{ef}=0.36$, correspondiente a una severidad sísmica, con *sismos severos*, periodo de retorno de 500 años, probabilidad de excedencia del 10% y con una vida útil de la estructura de 50 años. En el caso de ambientes protegidos, para instalaciones agrícolas, podría considerarse reducir el periodo de retorno y la vida útil de la estructura.

3.3.3.4. Clasificación de edificios

Se utilizó un factor $I=0.75$ (*grupo E*) que corresponde a edificaciones misceláneas, clasificación que recibe las construcciones agrícolas y edificios de baja ocupación, galpones y naves de almacenamiento de materiales no tóxicos y de baja ocupación.

3.3.3.5. Sistema estructural

El sistema estructural es *tipo otro*, esto debido a que el material utilizado, bambú, no es ninguno de los materiales explícitos en la clasificación de los sistemas estructurales.

3.3.3.6. Objetivo de desempeño

Para edificaciones misceláneas (grupo E) es permitido tener una *irregularidad grave*; los límites de *desplazamiento relativo normales* y la *ductilidad local moderada u óptima*.

En el análisis realizado, se consideró al invernadero como una estructura regular, puesto que no se tienen discontinuidades físicas considerables en su configuración en planta y configuración vertical.

En cuanto a los desplazamientos relativos, para edificaciones B, D y E, tipo otro, se tiene una razón de deriva inelástica permisible de $\Delta_i/H_i=0.010$.

Para cada altura a canoa, H_i , del invernadero, se tiene un desplazamiento permisible Δ_i , lo cual asegura un límite de desplazamiento normal, tal y como se observa en el cuadro 14.

Cuadro 14. Desplazamiento limite normal máximo permisible para estructuras b, d y e, tipo otros.

$H_i(cm)$	Δ_i/H_i	$\Delta_i(cm)$
300		3
400	0,010	4
500		5

Fuente: Autor

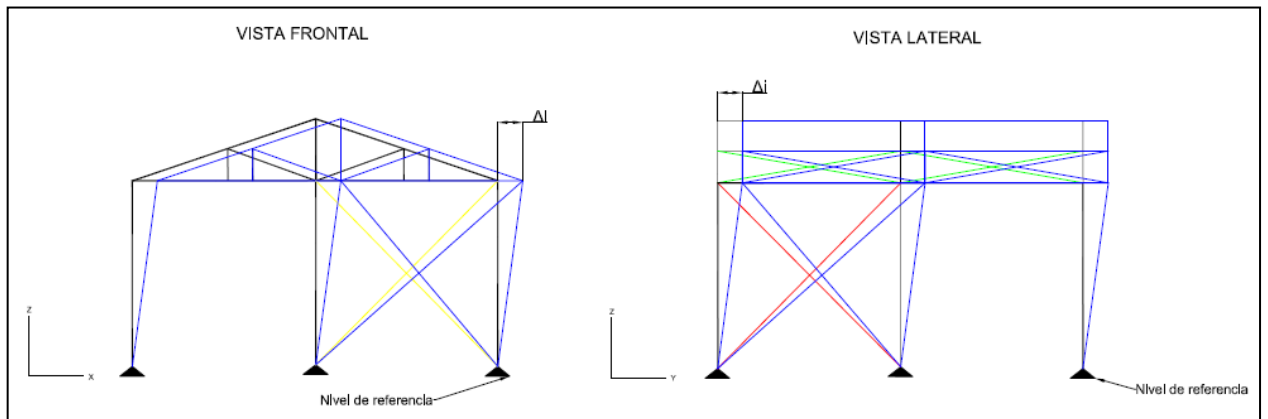


Figura 25. Desplazamiento límite normal

Fuente: (Autor)

En cuanto a la ductilidad, se consideró al bambú como un material con *ductilidad local optima*, esto puesto que según la ISO/DIS –22156 (2001), el bambú tiene un comportamiento elástico hasta la falla.

3.3.3.7. Ductilidad global asignada (μ)

Considerando que el bambú presenta un comportamiento elástico hasta su falla, la ductilidad global asignada utilizada es de $\mu=1.0$, la cual representa la condición elástica del material.

3.3.3.8. Coeficiente sísmico (C)

Para calcular el coeficiente sísmico, se obtuvo cada uno de los parámetros que lo conforman, los cuales se resumen en el cuadro 15.

Cuadro 15. Parámetros que conforman el coeficiente sísmico

<i>a_{ef}</i>	0,36
<i>I</i>	0,75
<i>SR</i>	1,2
<i>FED</i>	2,5

Fuente: Autor

Conociendo que la ductilidad global asignada es de $\mu=1.0$, además de considerar como periodo de oscilación un rango de entre $T=0.125-0.600$, el cual corresponde al mayor valor de FED, se obtuvo un factor espectral dinámico, $FED=2.5$. Con estos parámetros, haciendo uso de la ecuación 19, se obtuvo un coeficiente sísmico.

$$C = \frac{a_{ef} \cdot I_E \cdot FED}{SR} = \frac{0,36 \times 0,75 \times 2,5}{1,2} \Rightarrow C = 0,56$$

Considerando el coeficiente sísmico calculado, así como las cargas muertas evaluadas, se obtuvo la carga debido al sismo, CS; en iteraciones posteriores dicho valor fue corregido e incorporado a los cálculos, ya que al haber modificaciones las secciones de los elementos de bambú, la carga debido al sismo cambia; dicha carga se obtiene tal y como se muestra a continuación:

$$CS = C \times P_E \Rightarrow C \times (Peso\ estructura + Peso\ Equipo)$$

$$\Rightarrow CS = 0,56 \times (94\text{kg} + 257\text{kg})$$

$$\Rightarrow CS \approx 197\text{ Kg}$$

Una vez que se calcularon las cargas que intervienen en la estructura, estas fueron modeladas en el software SAP2000 V.15.

Además, se introdujeron las combinaciones de carga consideradas en el estudio, permitiendo llevar a cabo la simulación de las diferentes combinaciones actuando en la estructura, con el fin de obtener la información necesaria para el análisis.

Inicialmente se utilizaron elementos de 5cm de diámetro en toda la estructura, permitiendo realizar el análisis inicial; conforme se avance en la evaluación, estas dimensiones serán modificadas permitiendo que la estructura no exceda los desplazamientos y esfuerzos máximos permitidos.

A continuación se muestra la nomenclatura utilizada para de cada uno de los elementos de la estructura.

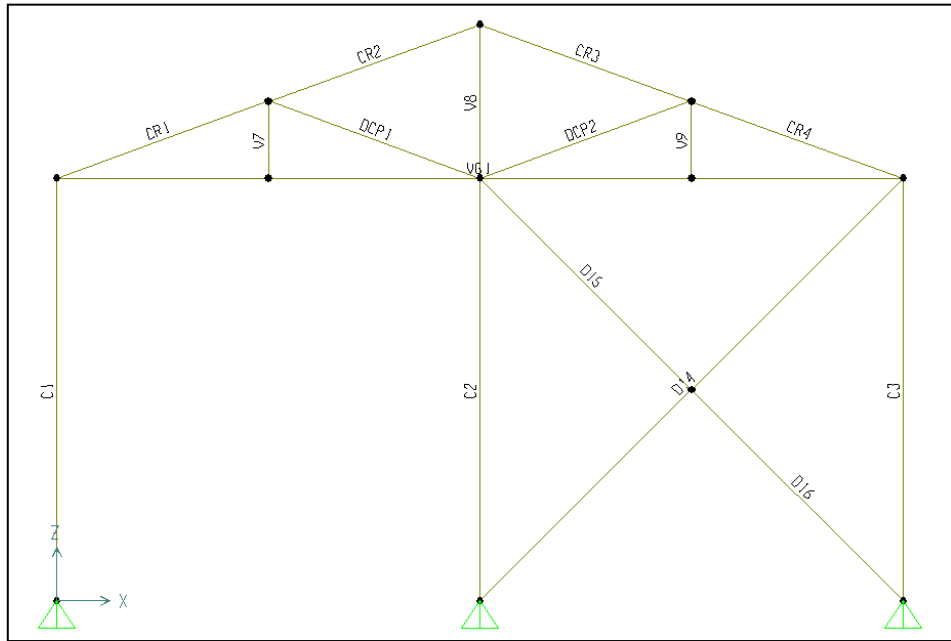


Figura 26.Marco frontal

Fuente: Autor

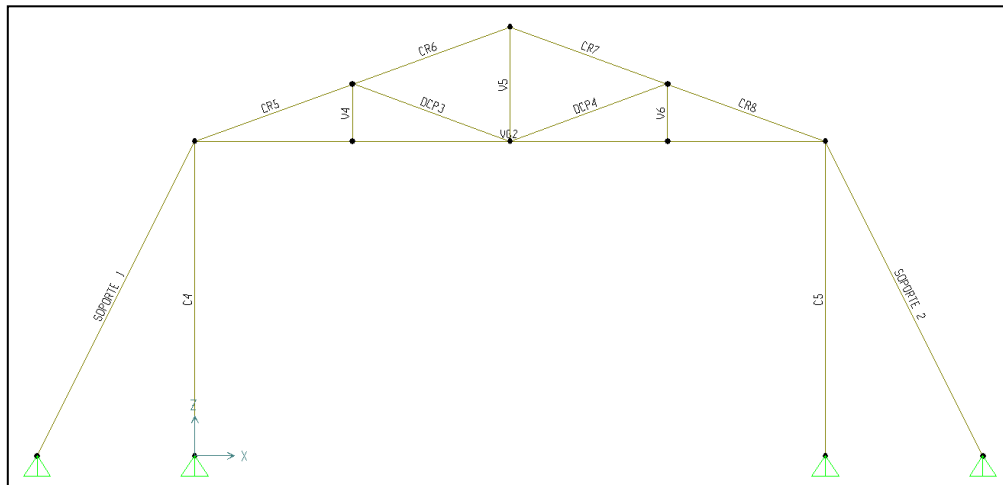


Figura 27. Marco central

Fuente: Autor

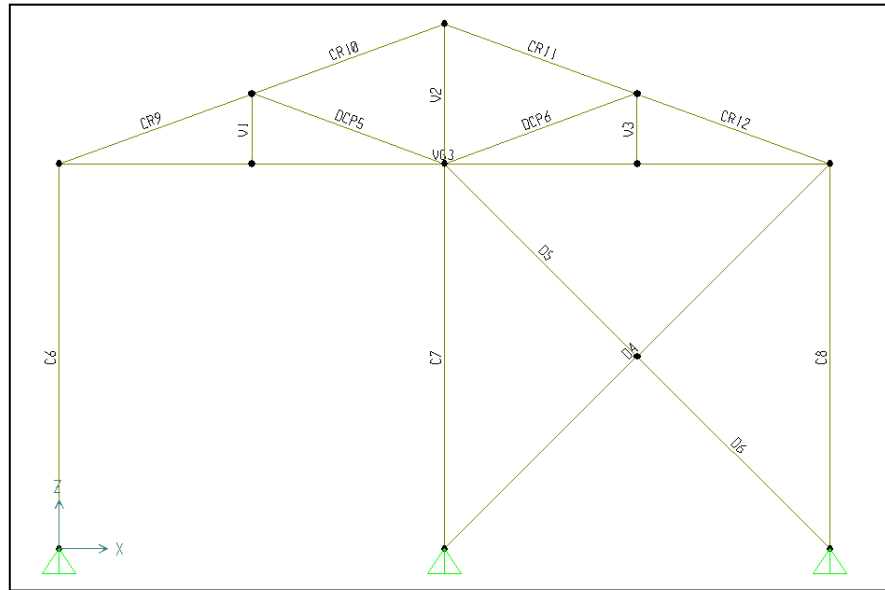


Figura 28. Marco posterior

Fuente: Autor

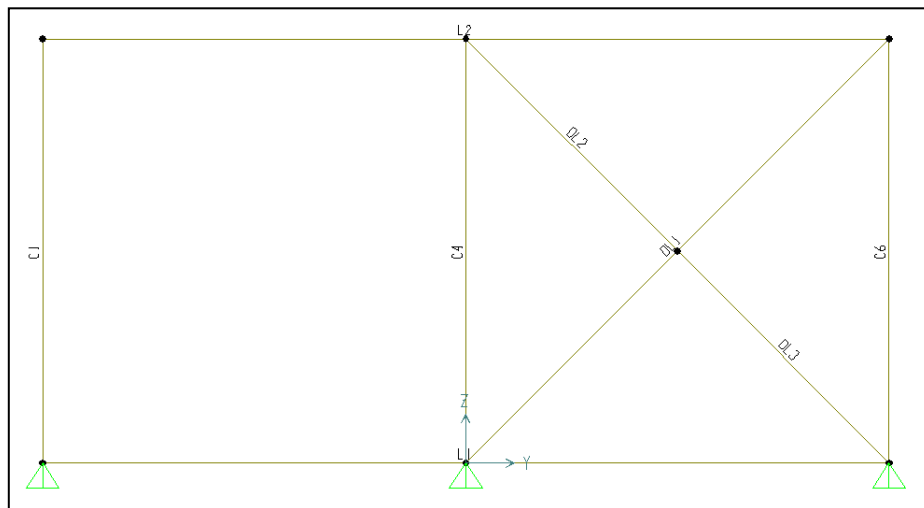


Figura 29. Marco longitudinal frontal

Fuente: Autor

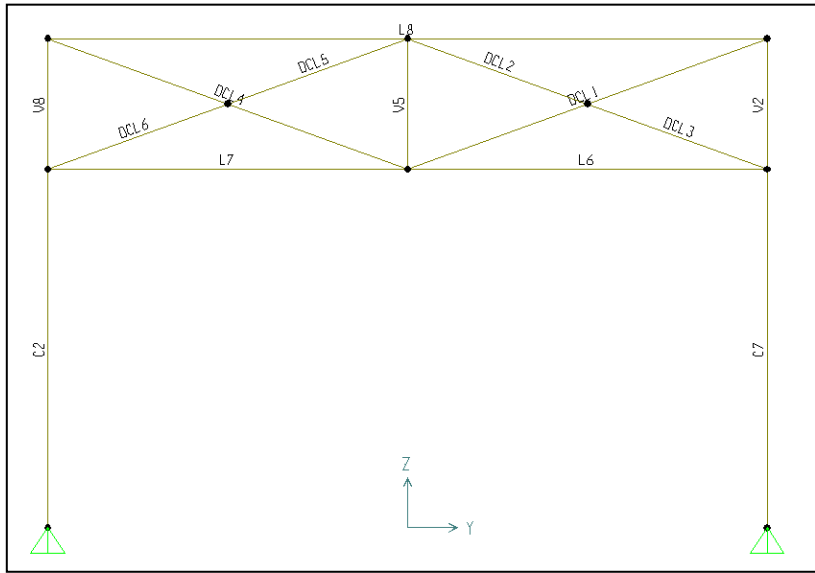


Figura 30. Marco longitudinal central

Fuente: Autor

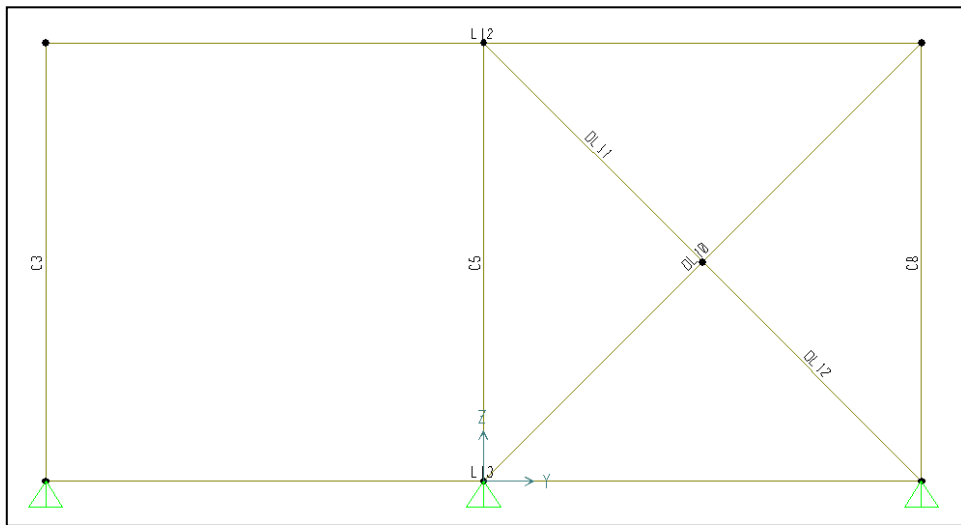


Figura 31. Marco longitudinal posterior

Fuente: Autor

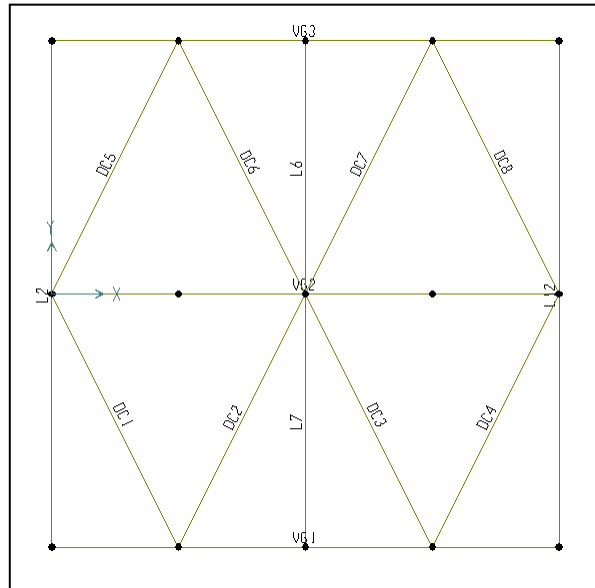


Figura 32. Vista de planta, altura a canoa

Fuente: Autor

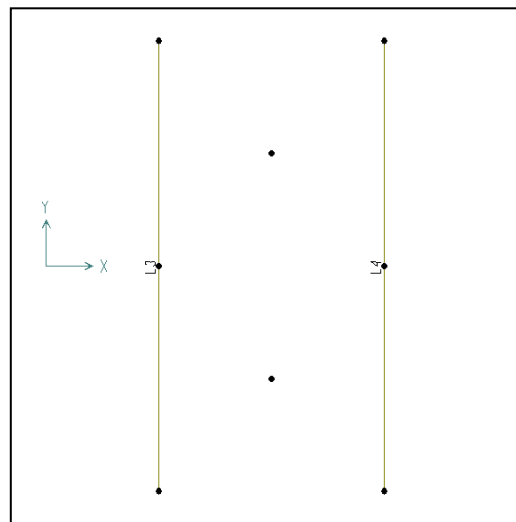


Figura 33. Vista de planta, altura a largueros

Fuente: Autor

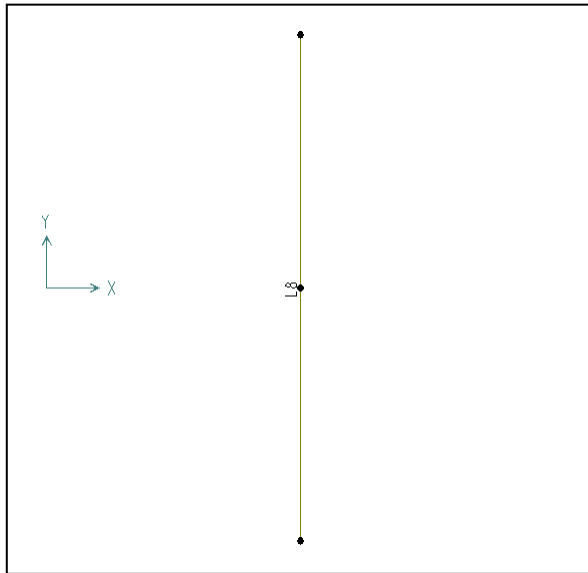


Figura 34. Vista de planta, altura a cumbrera

Fuente: Autor

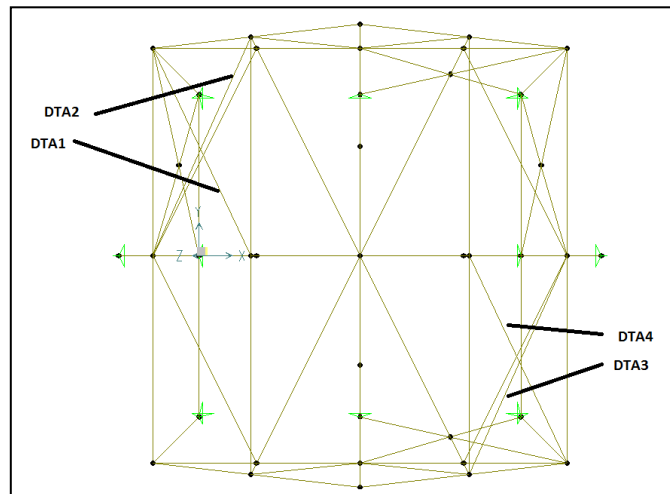


Figura 35. Vista de planta en perspectiva, altura a canoa, soportes diagonales paralelos al plano del techo

Fuente: Autor

3.4. Estabilidad de la estructura

Según la estructura propuesta, se valoró la estabilidad de tres marcos del invernadero, de demostrando su invariabilidad. En la figura 36, 37 y 38 se observan los discos, barras, articulaciones y vínculos a tierra, información que permitió realizar el análisis de los marcos.

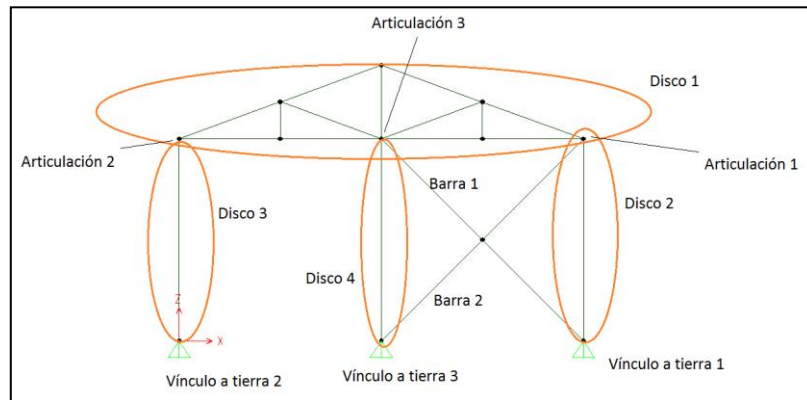


Figura 36. Elementos del sistema, marco frontal plano xz

Fuente: Autor

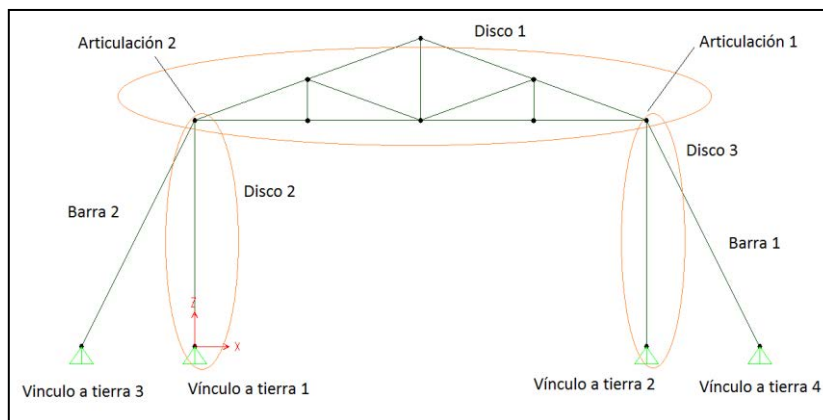


Figura 37. Elementos del sistema, marco central plano xz

Fuente: Autor

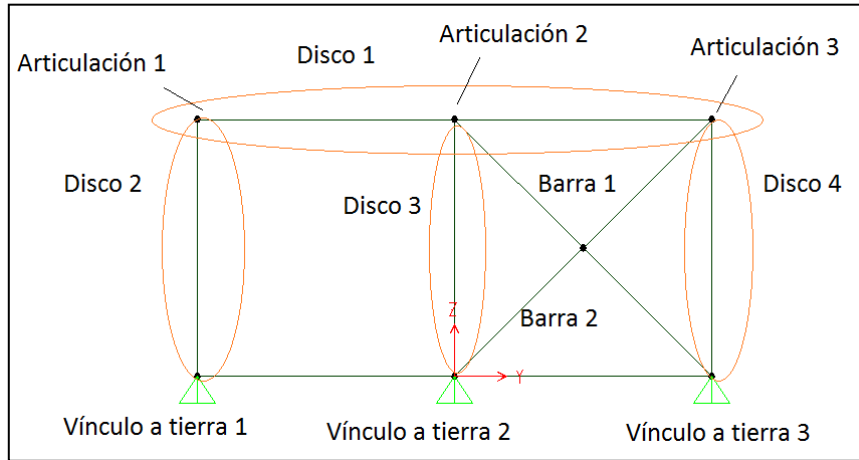


Figura 38. Elementos del sistema, marco frontal plano yz

Fuente: Autor

Los cálculos se muestran a continuación:

Marco Frontal plano xz:

$$3D \leq B + 2A + 3S + Vap$$

$$\Rightarrow 3 \times 4 \leq 2 + 2 \times 3 + 3 \times 0 + 3 \times 2$$

$$12 < 14 \Rightarrow \text{Marco Invariante}$$

Marco central plano xz:

$$3D \leq B + 2A + 3S + Vap$$

$$\Rightarrow 3 \times 3 \leq 2 + 2 \times 2 + 3 \times 0 + 4 \times 2$$

$$9 < 14 \Rightarrow \text{Marco Invariante}$$

Marco frontal plano yz:

$$3D \leq B + 2A + 3S + Vap$$

$$\Rightarrow 3 \times 4 \leq 2 + 2 \times 3 + 3 \times 0 + 3 \times 2$$

$$12 < 14 \Rightarrow \text{Marco Invariante}$$

En la figura 39, se muestran los nodos a la altura de canoa. Se evaluó el desplazamiento transversal (U_1) y desplazamiento longitudinal (U_2). En el cuadro 15 se muestran los desplazamientos máximos de la estructura, obtenidos del programa SAP, con dirección transversal y longitudinal del flujo de aire; como se observa, ninguno de los desplazamientos excede el desplazamiento permisible (3cm).

Cuadro 15. Desplazamiento en el eje x (U_1) y eje y (U_2).

	Nodo	Combinación	Desplazamiento calculado (cm)	Desplazamiento Permisible (cm)
U_1	58	1.2D+V+0.5VT-V2	-0,22	3
	58	0,9D+V2	0,14	3
U_2	50	1.2D+V+0.5VT-V4	-0,36	3
	74	1.2D+V+0.5VT+V4	0,38	3

Fuente: Autor

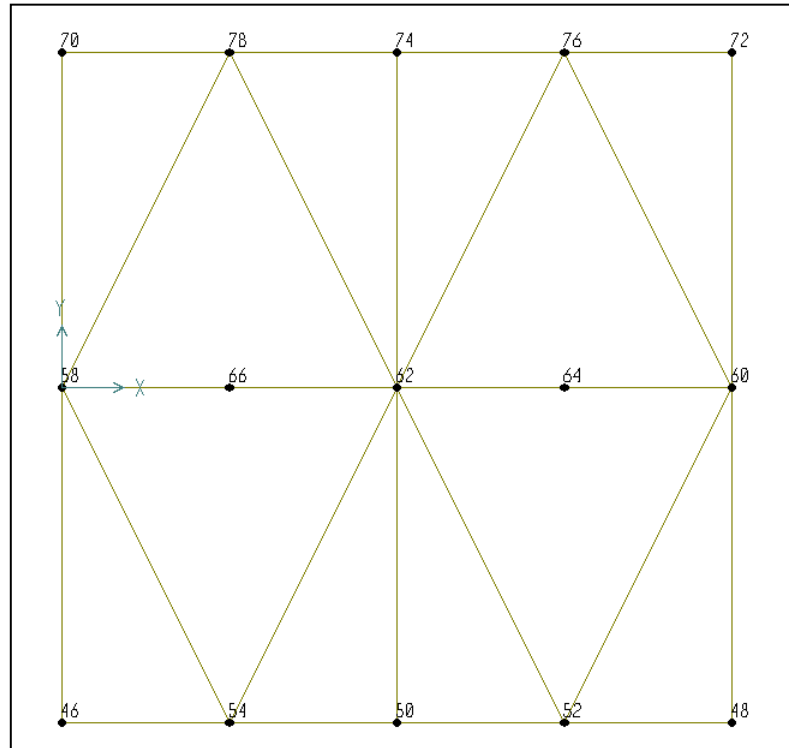


Figura 39. Nodos ubicados a altura de canoa

Fuente: Autor

3.5. Diseño de secciones

Considerando la normativa referente al diseño de estructuras en bambú, así como el estudio realizado acerca de las cargas que afectan a la misma, se llevó a cabo el dimensionamiento de las secciones.

Una vez ingresadas las cargas que afectan a la estructura, en el software de análisis estructural, se llevó a cabo la simulación de las diferentes combinaciones actuando en la estructura; los datos generados fueron exportados a Excel 2010, permitiendo utilizarlos para la evaluación de los

esfuerzos y desplazamientos. Fue de vital importancia el uso de la hoja electrónica, puesto que del análisis resultó una matriz de datos de 30 992 filas y 12 columnas.

Se presenta detalladamente la evaluación de las columnas, mostrando la metodología utilizada para valorar los diferentes esfuerzos. Esta metodología se utilizó para calcular los esfuerzos en todos los elementos que componen la estructura.

El Módulo de Elasticidad de referencia calculado y utilizado en el análisis de los esfuerzos de todos los elementos es de $E=186\,952\text{ kg/cm}^2$.

En cuanto a los diámetros utilizados en las evaluaciones, se calculó un primer diámetro de tal manera que la demanda de compresión no excediera la capacidad de compresión del elemento, utilizándose este diámetro en los posteriores análisis de esfuerzos. En las evaluaciones en donde el diámetro utilizado no permitió que la demanda fuese menor que la capacidad del esfuerzo, se utilizaron diámetros mayores.

3.5.1. Columnas

La estructura evaluada, consta de 8 columnas, tal y como se observa de la figura 26, 27 y 28; tienen una longitud, $L_E=300\text{ cm}$.

Los esfuerzos evaluados en las columnas son el de compresión, tensión, flexión, cortante, flexo-compresión y flexo-tensión; además se valoró el pandeo.

3.5.2. Esfuerzo de Compresión

Se identificó del análisis realizado, la carga axial máxima de compresión, así como el elemento en donde se presenta y la combinación de carga que la originó, tal y como se muestra en el cuadro 16. Considerando el tipo de esfuerzo evaluado, en este caso compresión, se determinó el factor de

resistencia (ϕ); además según la combinación de carga, se determinó el factor tiempo (λ). El factor de resistencia y de tiempo, se obtuvieron del Anexo 2, Cuadro 10 y 13, respectivamente.

Cuadro 16. Carga máxima de compresión en columnas

Elemento	Combinación	Carga máxima compresión (kg)
C1	1,2CM+CV+S1	1019

Fuente. Autor

La evaluación se realizó con un factor de resistencia de $\phi=0,9$ (compresión) y un factor de tiempo $\lambda=1$, según la combinación de carga; considerando estos factores, además de la resistencia nominal para compresión (R_{nc}) se obtuvo la capacidad de compresión del elemento, permitiendo obtener el diámetro mínimo requerido, evitando que la demanda excediera la capacidad de compresión de la columna. Los cálculos realizados se muestran a continuación.

$$\begin{aligned} \sigma_c &\leq \lambda \phi R_{nc} \Rightarrow \frac{P}{A_{min}} \leq \lambda \phi R_{nc} \\ \Rightarrow \frac{1021kg}{A_{min}} &\leq 1x0,9x478 \frac{kg}{cm^2} \Rightarrow \frac{1019 kg}{A_{min}} \leq 431 \frac{kg}{cm^2} \\ \Rightarrow A_S &\geq \frac{1019 kg}{431 \frac{kg}{cm^2}} \Rightarrow A_S \geq 2,36 cm^2 \\ \Rightarrow A_S &\geq 2,36 cm^2 = \frac{\pi}{4} [\phi_S^2 - (0.85x\phi_S)^2] \Rightarrow \phi_S \geq 3,3 cm \end{aligned}$$

Una vez calculado el diámetro mínimo, utilizando el diámetro redondeado a la unidad mayor cercana, se realizó la evaluación de la demanda y la capacidad del elemento en compresión, tal y como se muestra a continuación.

$$\Rightarrow \phi_s = 4\text{cm} \Rightarrow A = 3\text{ cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{1012\text{kg}}{3\text{ cm}^2} \Rightarrow \sigma_c = 289 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_c \leq \lambda \phi R_{nc} \Rightarrow 289 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 431 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{OK}$$

Como se mostró, la demanda en compresión de la columna C1 ($289 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$), no excede la capacidad de compresión ($431 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$), al utilizar elementos de diámetro $\phi = 4\text{cm}$.

3.5.3. Pandeo

Conociendo el largo de las columnas evaluadas ($L=300\text{ cm}$), se valoró el pandeo. Para esto se utilizaron diferentes diámetros, a partir del diámetro obtenido en el esfuerzo de compresión; la longitud de pandeo (L_K), es igual a la longitud del elemento (L), ya que se consideró el factor $k=1$.

Cuadro 17: Parámetros evaluación del pandeo

Elemento	Combinación	Carga máxima compresión (kg)	L_E (cm)	L_K (cm)	ϕ_S (cm)
C1	1,2CM+CV+S ₁	1019	300	300	7

Fuente: Autor

$$\Rightarrow \phi_s = 7\text{cm}, \quad \Rightarrow I = \frac{\pi}{64} [\phi_{utilizado}^4 - (0,85x\phi_s^4)]$$

$$\Rightarrow I = 56\text{cm}^4$$

$$P_{crit} = \frac{\pi^2 EI}{L_k^2} \Rightarrow P_{cr} = \frac{\pi^2 \times 186\,952 \frac{kg}{cm^2} \times 56 \text{ cm}^4}{300^2}$$

$$\Rightarrow P_{cr} = 1153 \text{ kg}$$

Tal y como se muestra, la carga crítica es mayor que la carga máxima. Al utilizar un diámetro $\emptyset = 7\text{cm}$, se evita el pandeo en las columnas.

$$P_{cri} > P_c$$

$$\Rightarrow 1153 \text{ kg} > 1019 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

3.5.4. Esfuerzo de tensión

Se presenta la carga axial máxima de tensión, el elemento en donde se presenta y la combinación de carga que la originó, tal y como se muestra en el cuadro 18. El factor de resistencia y de tiempo, se obtuvieron del Anexo 2, Cuadro 10 y 13, respectivamente.

Cuadro 18: Carga máxima de tensión en columnas

Elemento	Combinación	Carga máxima Tensión (kg)
C1	0,9CM+S ₁	987

Fuente. Autor

Según la combinación de carga, la evaluación se realizó con un factor de tiempo $\lambda=1$ y un factor de resistencia de $\phi=0,8$ (tensión). Con estos factores, además de la resistencia nominal para tensión (R_{nt}) se obtuvo la capacidad de tensión del elemento, permitiendo compararla con la demanda de tensión en este elemento. El diámetro utilizado en la evaluación, es el mayor diámetro obtenido en los análisis de pandeo ($\emptyset = 7\text{cm}$).

$$\sigma_t \leq \lambda \varphi R_{nc} \Rightarrow \frac{P_{max}}{A_{\phi=7cm}} \leq \lambda \varphi R_{nc}$$

$$\Rightarrow \frac{987 \text{ kg}}{10 \text{ cm}^2} \leq 1 \times 0,8 \times 1107 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\Rightarrow 92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 885 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{OK}$$

Al utilizar elementos de 7cm de diámetro, la capacidad de tensión de la columna no es excedida.

3.5.5. Esfuerzo de flexión

Del análisis se obtuvieron momentos flectores en el plano vertical M_3 (plano yz, xz). Se presentan el momento flector máximo, el elemento en donde se presentan, la combinación de carga que lo originó y el plano de acción, tal y como se muestra en el cuadro 19. Considerando el tipo de esfuerzo evaluado, en este caso flexión, se determinó el factor de resistencia (φ); además según la combinación de carga, se determinó el factor tiempo (λ).

Cuadro 19: Momentos flectores máximos en las columnas

Elemento	Combinación	Momento Flector máximo (kg xcm)	Plano Acción
C5	0,9CM+V5	14175	XZ (M_3)

Fuente. Autor

Según las combinación de cargas, la evaluación se realizó con un factor de tiempo $\lambda=1$ y un factor de resistencia de $\varphi=0,85$ (Esfuerzo Limite Proporcional). Con estos factores y la resistencia nominal para flexión (R_{netp}) se obtuvo la capacidad de flexión del elemento. El diámetro utilizado en la evaluación, es el mayor diámetro obtenido en los análisis anteriores ($\phi = 7 \text{ cm}$); en esta evaluación,

la sección de 7 cm de diámetro permite exceder la capacidad de la estructura a la flexión. Por esto, después de valorar diferentes diámetros, se comprueba que con una sección de 10cm de diámetro, la demanda de flexión en el elemento no excede la capacidad. El cálculo se muestra a continuación.

$$\sigma_m \leq \lambda \varphi R_{nelp} \Rightarrow \frac{M}{S} \leq \lambda \varphi R_{nelp}$$

$$C = \frac{\varnothing_{utilizado}}{2}; I = \frac{\pi}{64} [\varnothing_{utilizado}^4 - (0,85 \times \varnothing_{utilizado})^4]; S = \frac{I}{C}$$

$$C = \frac{10cm}{2} \Rightarrow C = 5cm$$

$$I = \frac{\pi}{64} [7^4 - (0,85 \times 7)^4] \Rightarrow I = 234 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{234 \text{ cm}^4}{5 \text{ cm}} \Rightarrow S = 46 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \frac{14175 \text{ kg} \times \text{cm}}{46 \text{ cm}^3} \leq 1 \times 0,85 \times 518 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\Rightarrow 302 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 440 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{OK}$$

Como se muestra, al utilizar elementos de 10cm de diámetro, la capacidad de flexión de las columnas no es excedida.

3.5.6. Esfuerzo de flexo-compresión

Se analizó la combinación del esfuerzo de compresión y flexión en los planos verticales (xz-yz) de la estructura.

Se presentan el momento flector y la carga axial de compresión, cuya combinación originó el esfuerzo más desfavorable para la columna, además el elemento en donde ocurre, la combinación de carga que lo originó y el plano de acción, tal como se muestra en el cuadro 20.

Cuadro 20: Flexo-compresión en columnas evaluadas

Elemento	Combinación	Momento Flector (kg x cm)	P (kg)	Plano Acción
C7	1.2D+CV+0.5V _T +V ₂	3487	757	XY (M ₂)
C4	1.2D+CV+0.5V _T +V ₂	14175	626	XZ (M ₃)

Fuente. Autor

Según las combinación de cargas, la evaluación se realizó con un factor de tiempo $\lambda=1$ y un factor de resistencia de $\phi=0,85$ para flexión y un factor de resistencia de $\phi=0,90$ para compresión. Con estos factores y la resistencia nominal para flexión (R_{nelp}) y compresión (R_{nc}), se obtuvo la capacidad de flexión y compresión. El diámetro utilizado en la evaluación, es el mayor diámetro obtenido en el análisis de flexión ($\phi = 10cm$).

Con M₂:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cp}} + \frac{k_m \sigma_m}{\sigma_{mp}} \leq 1 \Rightarrow \frac{\frac{P}{A_{10cm}}}{\sigma_{cp}} + \frac{k_m \frac{M_2}{S_{10cm}}}{\sigma_{mp}} \leq 1 ;$$

$$\sigma_{cp} = \lambda \phi R_{nc}; \quad \sigma_{mp} = \lambda \phi R_{nelp}; \quad k_m = \frac{1}{1 - 1.5 \frac{P}{P_{crit}}}$$

$$\frac{\frac{757 \text{ kg}}{21 \text{ cm}^2}}{1 \times 0,90 \times 478 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} + \frac{\frac{1}{1 - 1,5 \times \frac{4803 \text{ kg}}{1967 \text{ kg}}} \times \frac{3487 \text{ kg} \times \text{cm}}{46 \text{ cm}^3}}{1 \times 0,85 \times 518 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \leq 1$$

$$\Rightarrow \frac{34 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{431 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} + \frac{2,37 \times 74,36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{440 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,30 \leq 1 \text{ OK}$$

Con M_3 :

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cp}} + \frac{k_m \sigma_m}{\sigma_{mp}} \leq 1 \Rightarrow \frac{P}{A_{10 \text{ cm}}} + \frac{k_m \frac{M_3}{S_{10 \text{ cm}}}}{\sigma_{mp}} \leq 1$$

$$\sigma_{cp} = \lambda \varphi R_{nc}; \quad \sigma_{mp} = \lambda \varphi R_{netp}; \quad k_m = \frac{1}{1 - 1,5 \frac{P_c}{P_{crit}}}$$

$$\Rightarrow \frac{\frac{626 \text{ kg}}{21 \text{ cm}^2}}{1 \times 0,90 \times 478 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} + \frac{\frac{1}{1 - 1,5 \times \frac{118, \text{kg}}{4803 \text{ kg}}} \times \frac{14175 \text{ kg} \times \text{cm}}{46 \text{ cm}^3}}{1 \times 0,85 \times 518 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \leq 1$$

$$\Rightarrow \frac{28,75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{431 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} + \frac{1,24 \times 323 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{440 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,91 \leq 1 \text{ OK}$$

Al utilizar elementos de 10cm de diámetro, se cumple con la relación del esfuerzo de flexo-compresión.

3.5.7. Esfuerzo de flexo-tensión

Se analizó el esfuerzo de flexo-tensión en los planos verticales (xz-yz). Se presentan el momento flector y la carga axial de tensión, cuya combinación originó el esfuerzo más desfavorable para la

columna, además el elemento en donde ocurre, la combinación de carga que lo originó y el plano de acción, tal y como se muestra en el cuadro 21.

Cuadro 21: Flexo-tensión en columnas evaluadas

Elemento	Combinación	Momento Flector (kg x cm)	P _T (kg)	Plano Acción
C2	0,9CM+V2	3487	414	XY (M ₂)
C5	0,9CM+V5	14175	451	XZ (M ₃)

Fuente. Autor

Considerando el tipo de esfuerzo evaluado, en este caso flexión y tensión, se determinó el factor de resistencia de $\phi=0,85$ y $\phi=0,80$, respectivamente; además según la combinación de carga, se determinó el factor tiempo $\lambda=1$.

Con estos factores y la resistencia nominal para flexión (R_{netp}) y tensión (R_{nt}) se obtuvo la capacidad de tensión y compresión. El diámetro utilizado en la evaluación, es el mayor diámetro obtenido en los análisis de flexo-tensión ($\phi = 10cm$).

Con M₂:

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_{tp}} + \frac{\sigma_m}{\sigma_{mp}} \leq 1 \Rightarrow \frac{\frac{P}{A_{10cm}}}{\sigma_{cp}} + \frac{\frac{M_2}{S_{10cm}}}{\sigma_{mp}} \leq 1$$

$$\sigma_{ct} = \lambda \phi R_{nt} ; \sigma_{mp} = \lambda \phi R_{netp}$$

$$\Rightarrow \frac{\frac{414kg}{21 cm^2}}{1x0,80x1107 \frac{kg}{cm^2}} + \frac{\frac{3487 kg x cm}{46 cm^3}}{1x0,85x518 \frac{kg}{cm^2}} = \frac{19 \frac{kg}{cm^2}}{885 \frac{kg}{cm^2}} + \frac{74 \frac{kg}{cm^2}}{440 \frac{kg}{cm^2}} = 0,19$$

$$\Rightarrow 0,19 \leq 1 \text{ OK}$$

Con M_3 :

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_{tp}} + \frac{\sigma_m}{\sigma_{mp}} \leq 1 \Rightarrow \frac{P}{A_{10cm}} + \frac{M_3}{S_{10cm}} \leq 1$$

$$\sigma_{ct} = \lambda \varphi R_{nt} ; \sigma_{mp} = \lambda \varphi R_{nelp}$$

$$\Rightarrow \frac{\frac{451 \text{ kg}}{21 \text{ cm}^2}}{1 \times 0,80 \times 1107 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} + \frac{\frac{14175 \text{ kg} \times \text{cm}}{46 \text{ cm}^3}}{1 \times 0,85 \times 518 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = \frac{20 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{885 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} + \frac{302 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{440 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,63$$

$$\Rightarrow 0,71 \leq 1 \text{ OK}$$

3.5.8. Esfuerzo cortante paralelo a las fibras aplicado al análisis de uniones

Con la metodología utilizada por Sotela (1991) para valorar el esfuerzo cortante paralelo a la fibra, utilizando la máxima carga axial de compresión, se evaluó dicho esfuerzo en las columnas. Hay que tener presente que este análisis es la base de la evaluación de las uniones, cuando estas involucran la perforación de los elementos de bambú.

En cuanto al área que interviene en el análisis, se consideraron dos situaciones; la primera, considerando la carga concentrada en cuatro puntos de la sección transversal del elemento y la segunda, la carga concentrada en dos puntos de la sección transversal del elemento. En cada uno de los puntos de la sección transversal en donde la carga es aplicada, el área se calculó como el producto de la longitud del elemento evaluado y el espesor de la sección transversal del elemento; el

área total, se obtuvo con la sumatoria de las áreas de cada uno de los puntos de aplicación de la carga.

Es importante mencionar que la longitud utilizada en la evaluación, es la total del elemento, evitando que se considere el efecto que tienen los nudos en este esfuerzo.

Conociendo la carga máxima de compresión, así como el elemento en donde se presenta y la combinación de carga que la originó, tal y como se muestra en el cuadro 16, se determinó el factor de resistencia $\phi=0,75$; además según la combinación de carga, se determinó el factor tiempo $\lambda=1$; el factor de resistencia y de tiempo, se obtuvieron del Anexo 2, Cuadro 10 y 13, respectivamente.

Concentración de la carga en cuatro puntos de la sección transversal:

$$\phi_S = 10 \text{ cm} \Rightarrow \phi_{int} \approx 8,5 \text{ cm} \Rightarrow e = 0,75 \text{ cm}; L_E = 300 \text{ cm}$$

$$A_1 = L_E \times e \Rightarrow A_1 = 300 \text{ cm} \times 0,75 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 225 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{total} = 4 \times A_1 \Rightarrow A_{total} = 4 \times 225 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{total} = 900 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{cort //} \leq \lambda \phi R_{ncort} \Rightarrow \frac{P}{A_{total}} \leq \lambda \phi R_{ncort}$$

$$\Rightarrow \frac{1019 \text{ kg}}{900 \text{ cm}^2} \leq 1 \times 0,75 \times 50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\Rightarrow 1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 38 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{OK}$$

Concentración de la carga en dos puntos de la sección transversal:

$$\phi_S = 10 \text{ cm} \Rightarrow \phi_{int} \approx 8,5 \text{ cm} \Rightarrow e = 0,75 \text{ cm}; L_E = 300 \text{ cm}$$

$$A_1 = L \times e \Rightarrow A_1 = 300 \text{ cm} \times 0,75 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 225 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{total} = 2 \times A_1 \Rightarrow A_{total} = 2 \times 225 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{total} = 450 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{cort //} \leq \lambda \varphi R_{ncort} \Rightarrow \frac{P}{A_{total}} \leq \lambda \varphi R_{ncort}$$

$$\Rightarrow \frac{1019 \text{ kg}}{450 \text{ cm}^2} \leq 1 \times 0,75 \times 50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\Rightarrow 2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 38 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{OK}$$

Si se considera el esfuerzo cortante paralelo a la fibra, producido por las cargas axiales de tensión, se debe de conocer el largo al cual se debe realizar las perforaciones a partir de alguno de los bordes del elemento, ya que esto determinara el área en la cual se distribuirá la carga. El cálculo se muestra a continuación.

$$\lambda \varphi R_{ncort} = 38 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq \sigma_{cort //} = \frac{P}{A_{total}}$$

$$\Rightarrow 38 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq \frac{987 \text{ kg}}{A_{total}}$$

$$\Rightarrow A_{total} \geq \frac{987 \text{ kg}}{38 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \Rightarrow A_{total} \geq 25 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{total} = 4 \times A_1 \Rightarrow A_1 = \frac{A_{total}}{4} \Rightarrow A_1 = \frac{25 \text{ cm}^2}{4} \Rightarrow A_1 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = L_{mp} \times e \Rightarrow L_{min \text{ perforacion}} \geq \frac{A_1}{e} \Rightarrow L_{mp} \geq \frac{6 \text{ cm}^2}{0,75}$$

$$\Rightarrow L_{mp} \geq 9 \text{ cm}$$

Al concentrar la carga en dos puntos de la sección transversal del elemento, el área en la cual se distribuye la tensión es la mitad, por lo que no se exceda la capacidad cortante paralela a la fibra es necesario un $L_{mp}=17,20$ cm. En la figura 40, se muestra las longitudes utilizadas en el análisis.

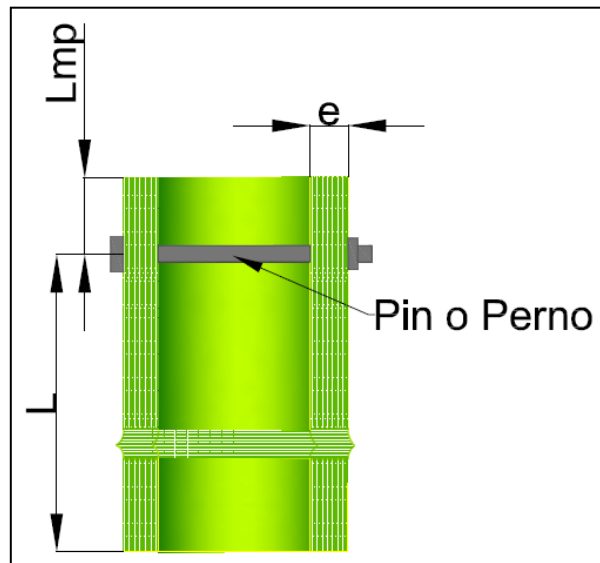


Figura 39. Corte longitudinal de elemento de bambú

Fuente. Autor

Tal y como se mostró, al utilizar elementos de 10cm de diámetro, se cumple con la relación del esfuerzo de flexo-tensión; la demanda es menor que la capacidad para todos los esfuerzos evaluados en las columnas.

Las siguientes figuras, muestran algunos de los diagramas de esfuerzos que experimentan los elementos de la estructura. Las unidades de los esfuerzos mostrados son kg y cm.

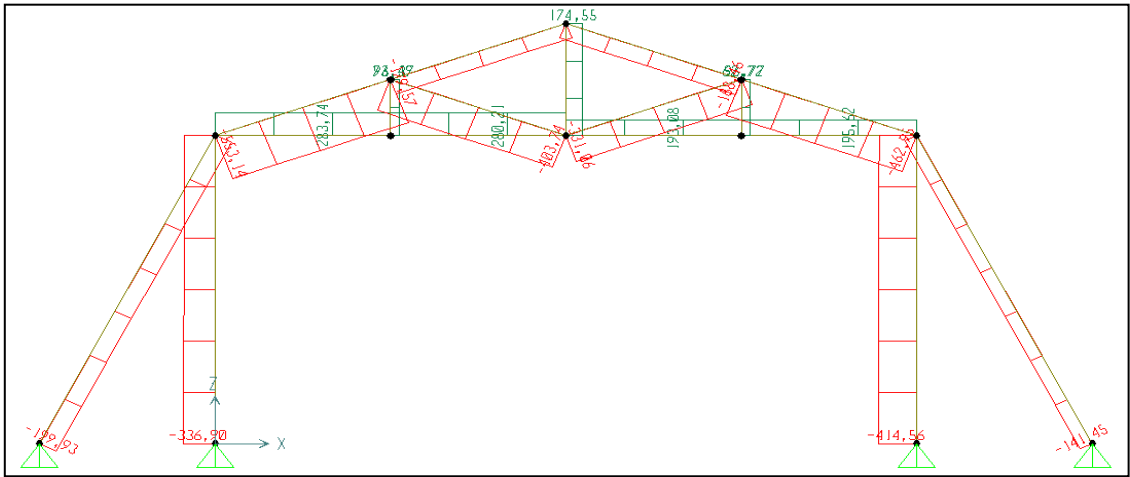


Figura 41. Cargas axiales en el marco central, vista frontal; (-): Compresión, (+): Tensión;
combinación de carga: $1,2CM+CV+0,5VT-V4$

Fuente: Autor

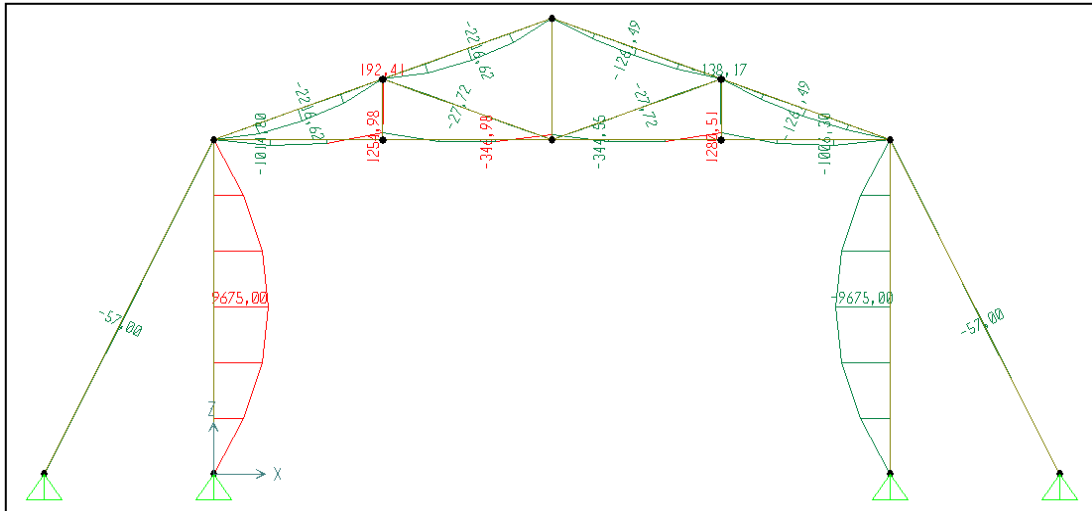


Figura 42. Momento flector en el marco central, vista frontal; combinación de carga:
 $1,2CM+CV+0,5VT-V4$

Fuente: Autor

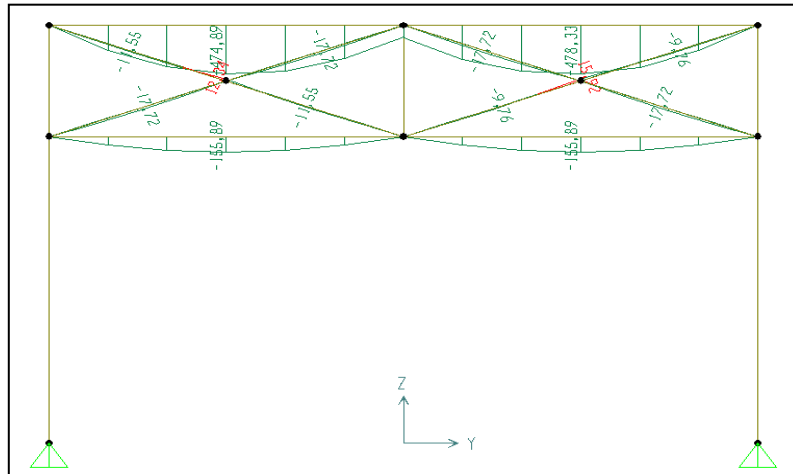


Figura 43. Momento flector en el marco central, vista lateral; combinación de carga:

$$1,2CM+CV+0,5VT-V4$$

Fuente: Autor

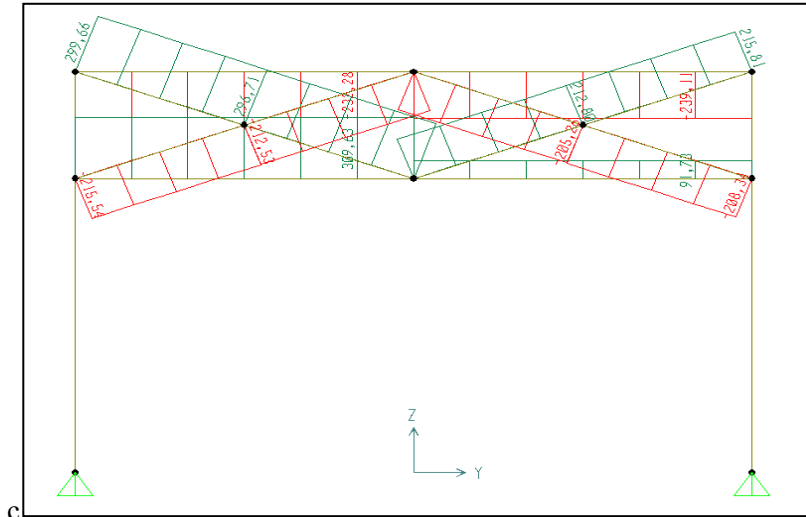


Figura 44. Carga axial en el marco frontal, vista lateral; (-): Compresión, (+): Tensión;

$$\text{combinación de carga: } 1,2CM+CV+0,5VT-V4$$

Fuente: Autor

3.5.9. Esfuerzos en los demás elementos de la estructura

Siguiendo la metodología utilizada en columnas, se llevó a cabo la comparación entre la demanda y la capacidad de los esfuerzos de compresión, tensión, cortante, flexión, flexo-compresión y flexo-tensión, así como pandeo, en todos los elementos de la estructura, cuyos datos y resultados se muestran en las siguientes tablas.

Los elementos evaluados son la cuerda Inferior de la cercha (VG), verticales de la cercha (V), diagonales de la cercha (DCP), cuerda superior de la cercha (CR), arriostres Diagonales marco central y trasero plano xz (D), arriostres diagonales marco frontal y trasero plano yz (DL), arriostres diagonales marco central plano yz (DCL), largueros (L) y soportes techo plano xy (DTA).

3.5.9.1. Esfuerzo de compresión, tensión y pandeo

En el cuadro 22 y 24, se presenta la carga máxima de compresión y tensión, respectivamente, la combinación de carga que las originó y el elemento de la estructura en la cual se presentan. Se muestra además el diámetro utilizado en la evaluación, el cual permite que la demanda de compresión y tensión, sea menor que sus respectivas capacidades.

En el cuadro 23, se presentan los elementos de la estructura con las máximas cargas axiales de compresión, la longitud de pandeo (utilizando $k=1$) y el diámetro con el cual la carga crítica es mayor que la carga máxima del elemento, evitando el pandeo.

Cuadro 22: Esfuerzo de compresión en los elementos de la estructura

Elemento	Combinación de carga	Carga máxima compresión (kg)	\varnothing (cm)	A (cm ²)	Demanda, σ_c (kg/cm ²)	Capacidad, $\lambda \times \varphi \times R_{nc}$ (kg/cm ²)
CR5	1.2CM+CV+0.5VT-V5	720	3	1,96	367	431
D6	1.2CM+CV+0.5VT+V2	274	2	0,87	314	431
DCL3	1.2CM+CV+0.5VT-V2	353	2	0,87	405	431
DCP3	1.2CM+CV+0.5VT+V3	547	3	1,96	279	431
DL12	1.2CM+CV+0.5VT+V5	632	3	1,96	322	431
DTA2	1.2CM+CV+0.5VT-V5	131	2	0,87	150	431
L8	1.2CM+CV+0.5VT-V2	394	3	1,96	201	431
SOPORTE 1	1.2CM+CV+0.5VT-V2	398	3	1,96	203	431
V2	1.2CM+CV+0.5VT-V2	287	2	0,87	330	431
VG2	0,9CM+V2	187	2	0,87	215	431

Fuente: Autor

Cuadro 23: Evaluación de pandeo en los elementos de la estructura

Elemento	Combinación de carga	Carga máxima compresión (kg)	\varnothing (cm)	I (cm ⁴)	L (cm)	L _k (cm)	Carga crítica de pandeo, P _{crit} (kg)
CR5	1.2CM+CV+0.5VT-V5	720	5	14,66	109	109	1058
D6	1.2CM+CV+0.5VT+V2	274	5	14,66	159	159	600
DC1	0,9D+V5	245	6	30,39	159	159	497
DCL3	1.2CM+CV+0.5VT+V2	353	6	30,39	212	212	549
DCP3	1.2CM+CV+0.5VT+V3	547	5	14,66	212	212	1058
DL12	1.2CM+CV+0.5VT-V5	632	6	30,39	159	159	1244
DTA2	1.2CM+CV+0.5VT-V5	131	5	14,66	300	300	233
L8	1.2CM+CV+0.5VT+V2	394	6	30,39	335	335	622
SOPORTE 1	1.2CM+CV+0.5VT+V2	398	6	30,39	339	339	497
V2	1.2CM+CV+0.5VT+V2	287	3	1,90	55	55	1157
VG2	0,9CM+V2	187	4	6,00	150	150	491

Fuente: Autor

Cuadro 24: Esfuerzo de tensión en los elementos de la estructura

Elemento	Combinación de carga	Carga máxima tensión (kg)	\varnothing (cm)	A (cm ²)	Demanda, σ_t (kg/cm ²)	Capacidad, $\lambda \times \varphi \times R_{nt}$ (kg/cm ²)
CR5	0,9CM+V5	287	2	1,96	329	885
D14	0,9CM+V2	238	2	0,87	274	885
DC1	1.2CM+CV+0.5VT-V5	291	2	0,87	334	885
DCL4	1.2CM+CV+0.5VT-V5	386	2	0,87	443	885
DCP3	0.9CM-V3	223	2	0,87	257	885
DL12	0.9CM-V5	601	2	0,87	690	885
DTA2	0,9CM+V5	99	2	0,87	114	885
L7	1.2CM+CV+0.5VT-V5	448	2	0,87	514	885
SOPORTE 1	0,9CM+V2	231	2	0,87	265	885
V5	1.2CM+1.6VT+CV	208	2	0,87	238	885
VG2	1.2CM+CV+0.5VT-V2	495	2	0,87	568	885

Fuente: Autor

3.5.9.2. Esfuerzo de flexión

En el cuadro 25 y 26, se presenta el momento flector máximo, M2 y M3, respectivamente, para cada uno de los elementos evaluados. Se muestra además las propiedades geométricas utilizadas en el cálculo de los esfuerzos, permitiendo comprobar que la demanda de flexión de los elementos, no excede la capacidad de flexión.

Cuadro 25: Esfuerzo de flexión en los elementos de la estructura, con M_2

Elemento	Combinación de carga	M_{max} (kg cm)	\emptyset (cm)	C (cm)	I (cm ⁴)	S (cm ³)	Demanda, σ_m (kg/cm ²)	Capacidad, $\lambda \phi R_{nm}$ (kg/cm ²)
CR1	0,9CM+V5	1052	4	2	6,00	3,00	350	440
D4	0,9CM+V2	13982	9	4,5	153,87	34,19	408	440
DC1	1.2CD+CV+0.5VT-V5	0	2	1	0,38	0,38	0	440
DCL4	1.2CM+CV+0.5VT-V5	0,68	2	1	0,38	0,38	1	440
DCP1	0,9CM+V5	1052	4	2	6,00	3,00	350	440
DL10	0,9CM+V5	94	2	1	0,38	0,38	253	440
DTA2	0,9CM+V5	0	2	1	0,38	0,38	0	440
L2	1.2CM+CV+0.5VT-V2	204	3	1,5	1,90	1,27	161	440
SOPORTE 1	0,9CM+V2	0	2	1	0,38	0,38	0	440
V8	0,9D+V5	435	3	1,5	1,90	1,27	344	440
VG1	1.2D+CV+0.5VT-V5	853	4	2	6,00	3,00	284	440

Fuente: autor

Cuadro 26: Esfuerzo de flexión en los elementos de la estructura, con M_3

Elemento	Combinación de carga	M_{max} (kg cm)	\emptyset (cm)	C (cm)	I (cm ⁴)	S (cm ³)	Demanda, σ_m (kg/cm ²)	Capacidad, $\lambda \phi R_{nm}$ (kg/cm ²)
CR8	0,9CM+V2	3647	9	4,50	153,87	34,19	359	440
D4	1.2CM+CV+0.5VT+V2	342	6	3,00	30,39	10,13	270	440
DC8	1.2CM+1.6VT+CV	284	3	1,50	1,90	1,27	224	440
DCL4	1.2CM+CV+0.5VT+V5	40	3	1,50	1,90	1,27	107	440
DCP1	1.2CM+CV+0.5VT+V5	60	2	1,00	0,38	0,38	160	440
DL1	1.2CM+CV+0.5VT+V5	119	2	1,00	0,38	0,38	318	440
DTA2	1.2CM+CV+0.5VT+V5	281	2	1,00	0,38	0,38	221	440
L12	1.2CM+CV+0.5VT+V2	938	3	1,50	1,90	1,27	312	440
SOPORTE 1	1.2CM+CV+0.5VT+V2	124	4	2,00	6,00	3,00	330	440
V4	1.2CM+CV+0.5VT+V3	247	2	1,00	0,38	0,38	195	440
VG2	1.2CM+CV+0.5VT+V4	1390	3	1,50	1,90	1,27	237	440

Fuente: autor

3.5.9.3. Esfuerzo flexo-compresión y flexo-tensión

En el cuadro 27, 28 y 29, 30 se presentan los resultados obtenidos del análisis de flexo-compresión y flexo-tensión, respectivamente, de los elementos evaluados.

Cuadro 27: Esfuerzo de flexo-compresión en los elementos de la estructura, con M_2

Elemento	Combinación de carga	Carga compresión (kg)	Momento flector (kg cm)	\emptyset (cm)	L_k (cm)	$P_{critica}$ (Kg)	Km	Relación flexo-compresión
CR12	1.2CM+CV+0.5VT-V5	212	827	5	109	1058	1,43	0,55
D4	1.2CM+CV+0.5VT-V2	247	13985	10	159	9606	1,04	0,73
DC1	0,9CM+V5	245	0	2	159	6	-0,02	0,65
DCL3	1.2CM+CV+0.5VT-V2	353	0	2	212	6	-0,01	0,94
DCP6	1.2CM+CV+0.5VT-V2	235	989	5	212	1058	1,50	0,68
DL12	1.2CM+CV+0.5VT-V5	632	0	3	159	77	-0,09	0,75
DTA2	1.2CM+CV+0.5VT-V5	131	0	2	300	5	-0,03	0,35
L8	1.2CM+CV+0.5VT-V2	394	67	6	335	622	20,68	0,43
SOPORTE 1	1.2CM+CV+0.5VT-V2	398	0	3	339	31	-0,06	0,47
V2	1.2CM+CV+0.5VT-V2	287	409	4	55	3658	1,13	0,54
VG1	0,9CM+V5	115	801	5	150	1200	1,17	0,41

Fuente: Autor

Cuadro 28: Esfuerzo de flexo-compresión en los elementos de la estructura, con M_3

Elemento	Combinación de carga	Carga compresión (kg)	Momento flector (kg cm)	\emptyset (cm)	L_k (cm)	P_{cri} (Kg)	K_m	Relación flexo-compresión
CR8	1.2CM+CV+0.5VT-V2	626	3808	7	109	4065	1,30	0,84
D6	1.2CM+CV+0.5VT-V2	269	307	5	159	600	3,06	0,48
DC2	1.2CM+CV+0.5VT-V2	158	127	6	159	497	1,92	0,10
DCL3	1.2CM+CV+0.5VT-V2	353	0	3	212	34	-0,07	0,42
DCP3	1.2CM+CV+0.5VT-V3	547	60	5	212	1058	4,46	0,34
DL12	1.2CM+CV+0.5VT-V5	631	110	6	159	1244	4,17	0,29
DTA3	1.2CM+CV+0.5VT-V5	113	281	5	300	233	3,67	0,45
L8	1.2CM+CV+0.5VT-V2	394	593	7	335	1153	2,06	0,26
SOPORTE 1	1.2CM+CV+0.5VT-V2	281	77	6	339	497	6,57	0,20
V4	1.2CM+CV+0.5VT-V2	20	222	3	55	1157	1,03	0,43
VG2	1.2CM+CV+0.5VT-V2	13	1392	5	150	1200	1,02	0,55

Fuente: Autor

Cuadro 29: Esfuerzo de flexo-tensión en los elementos de la estructura, con M_2

Elemento	Combinación de carga	Carga tensión (kg)	Momento flector (kg cm)	\emptyset (cm)	Relación flexo-tensión
CR8	0,9CM+V2	192	0	2	0,25
D4	1.2CM+CV+0.5VT+V2	215	13919	9	0,94
DC1	1.2CM+CV+0.5VT+V5	291	0	2	0,38
DCL4	1.2CM+CV+0.5VT+V5	385	0,34	2	0,50
DCP1	0,9CM+V5	114	1052	4	0,83
DL10	1.2CM+CV+0.5VT+V5	581	94	3	0,50
DTA2	0,9CM+V5	99	0	2	0,13
L2	1.2CM+CV+0.5VT+V5	246	134	3	0,38
SOPORTE 1	0,9CM+V2	231	0	2	0,30
V8	0,9CM+V5	130	435	3	0,86
VG1	1.2CM+CV+0.5VT+V5	176	823	4	0,68

Fuente: Autor

Cuadro 30: Esfuerzo de flexo-tensión en los elementos de la estructura, con M_3

Elemento	Combinación de carga	Carga tensión (kg)	Momento flector (kg cm)	\emptyset (cm)	Relación flexo-tensión
CR8	0,9CM+V2	192	3647	6	0,84
D4	1.2CM+CV+0.5VT+V2	215	342	3	0,74
DC8	1.2CM+CV+0.5VT+V5	240	277	3	0,64
DCL4	1.2CM+CV+0.5VT+V5	385	12	2	0,58
DCP4	0,9CM+V2	199	30	2	0,45
DL10	1.2CM+CV+0.5VT+V5	581	118	3	0,55
DTA2	1.2CM+CV+0.5VT+V5	81	281	3	0,55
L12	1.2CM+CV+0.5VT+V2	153	938	4	0,76
SOPORTE 1	1.2CM+CV+0.5VT+V2	138	124	2	0,93
V4	1.2CM+CV+0.5VT+V3	113	247	3	0,51
VG2	1.2CM+CV+0.5VT+V3	466	1240	5	0,58

Fuente: Autor

3.5.9.4. Deflexión en los elementos

Se analizó la deflexión en la cuerda inferior y en los largueros; ambos elementos están sometidos a cargas que pueden ocasionar una deflexión mayor a la permitida y se consideraron como elementos de una edificación industrial.

Del análisis de deflexión hecho en la cuerda inferior, se tiene que la deflexión permisible es $\delta=3\text{cm}$, considerando que este elemento tiene una longitud de $L=600\text{cm}$. El cálculo se muestra a continuación.

$$\delta = \frac{L}{200} \Rightarrow \delta = \frac{600 \text{ cm}}{200} = 3 \text{ cm}$$

Conociendo la deflexión máxima permitida, se valoraron los desplazamientos en los nodos que forman parte de la cuerda inferior, permitiendo valorar si la deflexión permisible es excedida.

Cuadro 31: Deflexión máxima en la cuerda inferior

Nodo	Desplazamiento, U_3 (cm)	Desplazamiento, Permisible (cm)
48	0,0034	3
64	-0,2200	3

Fuente: Autor

Como se observa en el cuadro 31, la mayor deflexión se presenta en el nodo 48 y 64 que forman parte de la cuerda inferior VG1 y VG2, respectivamente, resultados extraídos del análisis; en ninguno de los dos casos se excede la deflexión máxima permitida, al utilizar elementos de 5cm de diámetro.

Del análisis de esfuerzos en los largueros, se determinó que se debe utilizar un diámetro 7cm, logrando que la demanda sea menor que la capacidad de los esfuerzos evaluados.

Se realizó una evaluación de la deflexión en los largueros, con una carga puntual de 103kg ubicada en el centro del elemento, la cual considera la presencia de un operario sobre este elemento. Los largueros tienen una longitud de $L=300\text{cm}$ entre soporte y soporte, presentando un desplazamiento máximo permitido de $\delta = 1.5\text{cm}$, obtenido tal y como se muestra a continuación.

$$\delta = \frac{L}{200} \Rightarrow \delta = \frac{300 \text{ cm}}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

Conociendo el desplazamiento máximo permisible, se calculó el diámetro mínimo requerido, tal y como se muestra a continuación.

$$Y_{max} = -\frac{PL^3}{48EI} \Rightarrow I_{min} = \frac{PL^3}{48 E Y} \Rightarrow I_{min} = \frac{103 \text{ kg} \times (300\text{cm})^3}{48 \times 186 \ 952 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 1,5\text{cm}} = 206 \text{ cm}^4$$

$$I = 206 \text{ cm}^4 \Leftrightarrow \phi_s \geq 9 \text{ cm}$$

Tal y como se observa, se debe de utilizar elementos de bambú cuyo diámetro sea mayor a 10cm, con el fin de no exceder los esfuerzos y deflexiones en los largueros de la estructura.

3.5.9.5. Revisión de esfuerzo cortante

Tal y como se realizó con las columnas, se analizó el esfuerzo cortante paralelo a las fibras de los elementos de bambú, para las cargas axiales de compresión y tensión máximas.

Cuando la carga es de compresión, se calculó la demanda (columna 7, cuadro 32) y se comparó con la capacidad. Al presentarse la carga axial de tensión, tomando en cuenta la capacidad del esfuerzo cortante, se calculó la longitud mínima al borde del elemento de bambú, de tal manera que el área que absorbe la carga, sea suficiente, para no exceder la capacidad del cortante paralelo a la fibra; en el cálculo se consideró la carga distribuida en cuatro (columna 8) y dos puntos (columna 9) de la sección transversal del elemento.

Cuadro 32. Esfuerzo cortante paralelo a las fibras en diferentes elementos de la estructura

Elemento	Carga máxima compresión (kg)	Carga máxima tensión (kg)	\varnothing (cm)	e (cm)	L (cm)	$\sigma_{cort//}$ (kg/cm ²)	$L_{min,}$ 4 puntos sección (cm)	$L_{min,}$ 2Puntos sección (cm)
CR	720	287	7	0,53	109	3,15	3	7
D	274	238	10	0,75	159	0,57	2	4
DC	245	291	5	0,38	159	1,02	5	10
DCL	353	386	4	0,30	212	1,39	8	16
DCP	547	223	5	0,38	212	1,72	3	7
DL	632	601	6	0,45	159	2,20	8	17
DTA	131	99	5	0,38	300	0,29	1	3
L	394	448	10	0,75	335	0,39	3	7
SOPORTE	398	231	6	0,45	339	0,65	3	6
V	287	208	4	0,30	55	4,36	4	9
VG	187	495	5	0,38	15	0,83	8	17

Fuente: Autor

3.6. Diámetro de los elementos de bambú

Una vez valorado los diferentes esfuerzos en los elementos, se identificó el mayor diámetro obtenido. Además, se presenta en el cuadro 33, las dimensiones de las secciones de todos los elementos de la estructura.

Cuadro 33: Diámetro de las secciones, elementos de la estructura

Elemento	\varnothing_s (cm)
C	10
CR	7
D	10
DC	5
DCL	4
DCP	5
DL	6
DTA	5
L	10
SOPORTE	6
V	4
VG	5

Fuente: Autor

En las siguientes figuras, se presenta se puede observar los diferentes marcos y la dimensión de las secciones transversales resultantes del análisis. En cuanto a la simbología utilizada en estas figuras, por ejemplo, la sección nombrada como BAMBOO7, representa un elemento de bambú con diámetro exterior promedio de 7cm.

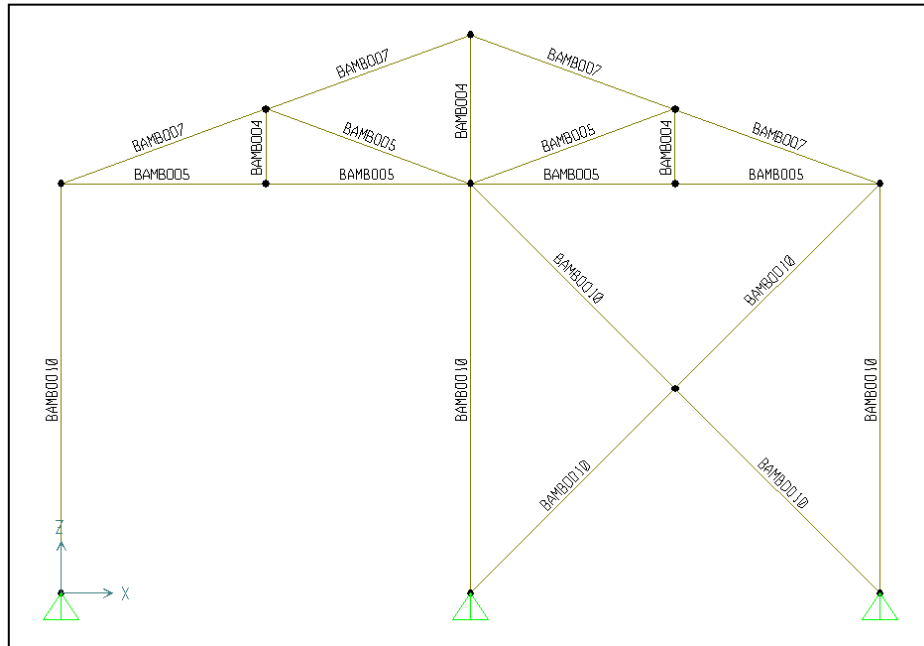


Figura 45. Diámetro de los elementos de la estructura, marco frontal y trasero (plano xz).

Fuente: Autor

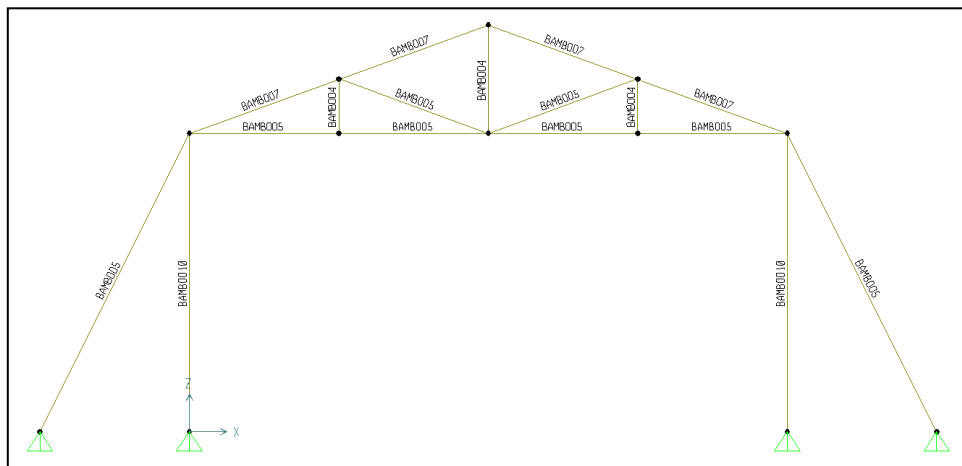


Figura 46. Diámetro de los elementos de la estructura, marco central (plano xz).

Fuente: Autor

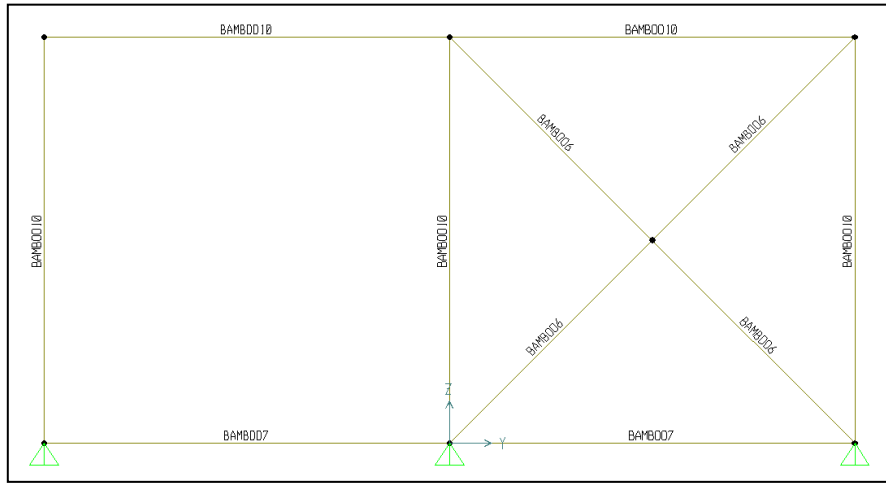


Figura 47. Diámetro de los elementos de la estructura, marco frontal y trasero (plano yz).

Fuente: Autor

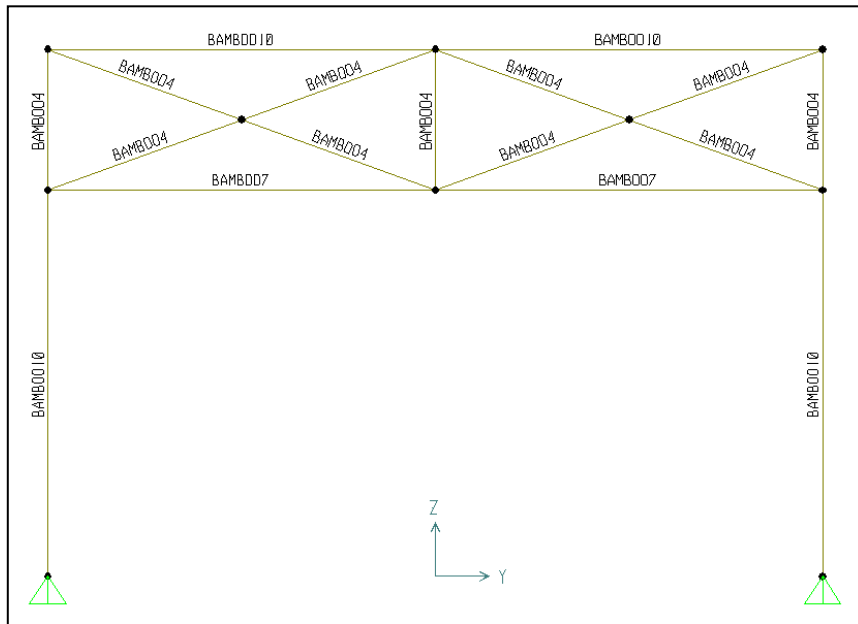


Figura 48. Diámetro de los elementos de la estructura, marco central (plano yz).

Fuente: Autor

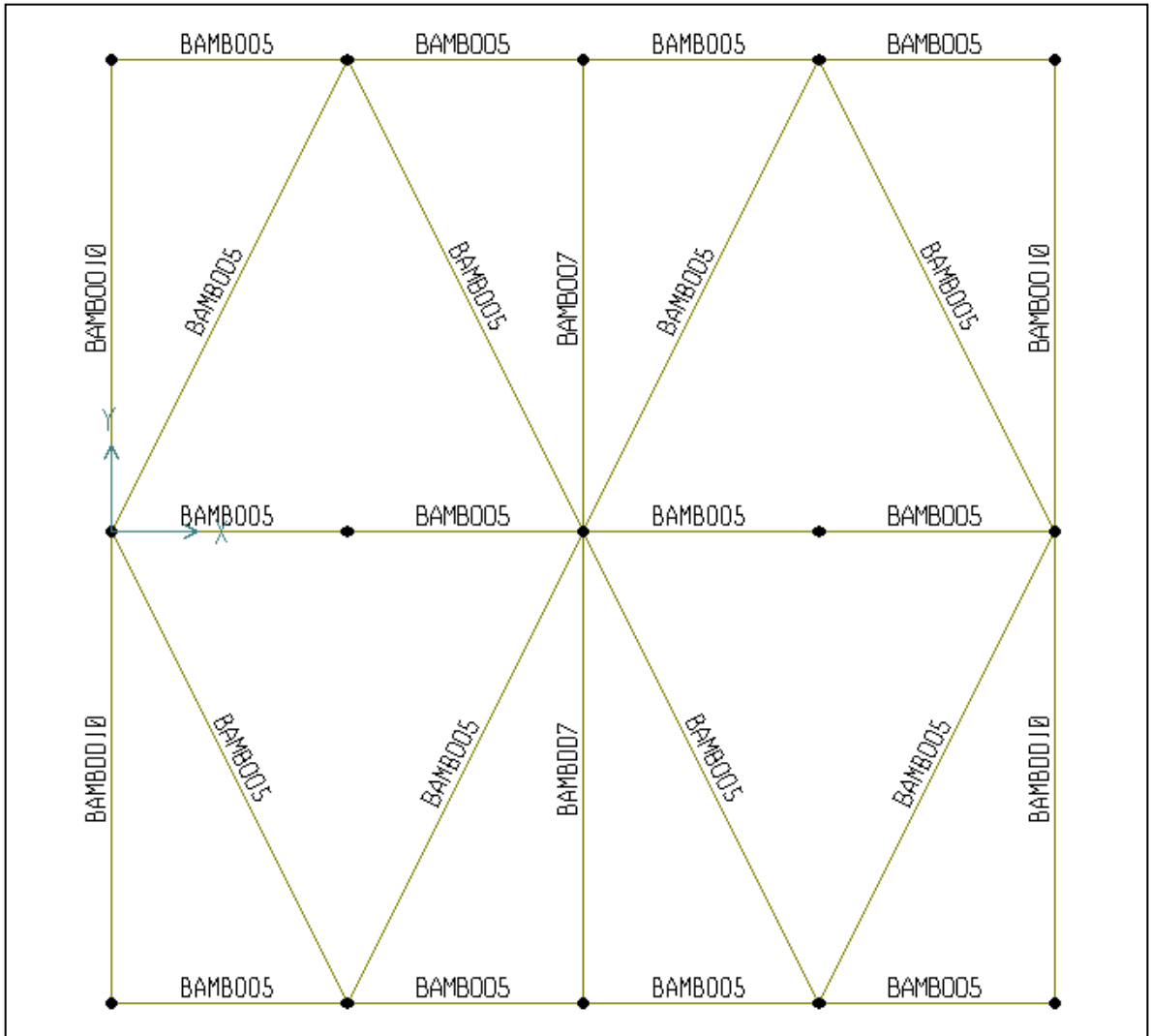


Figura 49. Diámetro de los elementos de la estructura en el plano xy, altura a canoa.

Fuente: Autor

3.7. Cálculo de costos preliminares

Usando como referencia el costo de los elementos de bambú proporcionado por la empresa Bambú Tico de Páramo S.A, mostrados en el Anexo 3, Cuadro 1 y 2, se obtuvo un costo aproximado por kilogramo de bambú tratado químicamente contra insectos y hongos, tal y como se observa en el cuadro 34. Además se calculó el precio por kilogramo del Hierro Negro (HN) y el Hierro Galvanizado (HG), el cual se muestra en el cuadro 35.

Cuadro 34: Costo por kilogramo del bambú, según las diámetro y longitud

L (cm)	Φ_s (cm)	Φ_{int} (cm)	A_s (cm ²)	Vol, LxA (m ³)	Peso (kg)	Precio pieza	Precio por kilogramo (¢/kg)
600	7,62	6,48	12,65	0,008	5,84	¢8.785,00	1503,34
600	10,16	8,64	22,49	0,013	10,39	¢11.020,00	1060,77
600	12,7	10,80	35,14	0,021	16,23	¢15.240,00	938,86
600	15,24	12,95	50,59	0,030	23,37	¢21.450,00	917,66
600	16,51	14,03	59,38	0,036	27,43	¢27.560,00	1004,64
300	2,54	2,16	1,41	0,000	0,32	¢580,00	1786,55
400	2,54	2,16	1,41	0,001	0,43	¢770,00	1778,85
500	2,54	2,16	1,41	0,001	0,54	¢960,00	1774,23
1000	5,08	4,32	5,62	0,006	4,33	¢4.000,00	924,08
Precio promedio por kilogramo							1298,77

Fuente: Cálculos realizados por el Autor, con datos brindados por Bambutico del Páramo S.A

Cuadro 35: Costo por kilogramo del HN y el HG

Material	L_E (cm)	Sección (in)	Espesor, e (mm)	Vol, $L \times A$ (m^3)	Densidad, ρ (kg/m^3)	Peso (kg)	Precio elemento (¢)	Precio por kilogramo (¢/kg)
HN	600	4x4	2,38	$5,67 \times 10^{-3}$	7874	44,65	33 950	760,36
HG	600	3x3	1,50	$2,69 \times 10^{-3}$	7850	21,11	19 950	945,04

Fuente: Cálculos realizados por el Autor, con datos brindados por Ferretería EPA

Según Acuña (2013), invernaderos en Hierro Galvanizado (HG), con una altura a canoa de 4m, requiere una cantidad de acero de entre 20 y 30 kg HG/m². Por otra parte, la estructura evaluada en este estudio, tiene un peso aproximado de 7kg bambú /m². En el cuadro 36, se presenta el costo de material por metro cuadrado de construcción, al utilizar Hierro Galvanizado y bambú.

Cuadro 36: Costo de materiales por metro cuadrado de construcción en HG y Bambú

Material construcción	Precio por peso unitario de material, ¢/kg	Peso de material por área unitaria de construcción, Kg/m ²	Precio de material por área unitaria de construcción, ¢/ m ²
Hierro Galvanizado	945	25	23 700
Bambú	1 300	7	9 100

Fuente. Autor

Tal y como se observa en el cuadro 36, al considerar el precio por kilogramo de material, así como el peso del material por metro cuadrado de construcción, se evidencia que el costo de bambú por metro cuadrado es mucho menor que el costo de Hierro Galvanizado por metro cuadrado.

Hay que tener en cuenta que el precio de bambú utilizado en el estudio, es usado como referencia en la construcción de casas de lujo. Según el Ing. Gilberth Charpentier, Director del Programa Nacional del Bambú, además de la empresa Bambú Tico del Páramo S.A, en el país no existen empresas que provean de elementos de bambú químicamente tratados, listo para su uso, lo cual encarece el material.

4 Conclusiones

- Fue posible el cálculo de la resistencia nominal, R_n , permitiendo llevar a cabo preliminarmente el análisis estructural y dimensionamiento de los elementos de bambú, utilizando los esfuerzos últimos generados por el Ing. Sotela.
- Los esfuerzos nominales generados, pueden ser la base en el cálculo de la secciones de elementos de bambú, para proyectos que actualmente se están ejecutando por parte Gobierno, en donde se brinda soporte a agricultores en la construcción de invernaderos, en diferentes regiones del país y futuras investigaciones.
- En Costa Rica no existe código o normativa específica para el diseño y construcción de ambientes protegidos ni para estructuras en bambú, por lo que la construcción de invernaderos en bambú, está sujeto al análisis e interpretación de recomendaciones, normas y códigos extranjeros, los cuales deben ser adecuados a las condiciones geográficas y climáticas de Costa Rica.
- Existen recomendaciones de diseño presentes en la normativa, como la consideración de la curvatura inicial del elemento evaluado, variación en los diámetros y espesor de los elementos, así como el ubicar las uniones o soportes lo más cercano posible a los nudos del elemento, las cuales no se pueden considerar en el diseño inicial. Estas características varían de un elemento a otro, además de no existir información estadística generada acerca de estas condiciones.

- Con respecto a las cargas que afectan a los invernaderos, la información generada en Costa Rica es casi nula; únicamente el sismo se valoró usando como guía el CSCR (2010). Además Patiño (2007), aporta información acerca de las velocidades del viento, imprescindible para el cálculo de estas cargas.

En cuanto a las restantes cargas evaluadas, la idealización se realizó utilizando las normativas, códigos o manuales existentes de otros países, siendo necesario la interpretación y adecuación de estos parámetros a las condiciones existentes en el proyecto.

- Fue posible llevar a cabo un dimensionamiento preliminar de las secciones transversales de los elementos de bambú. Con la información y estudios realizados, se obtuvieron secciones de un máximo de 10 cm de diámetro y de un mínimo de 4 cm de diámetro, para una estructura con una altura a canoa de 3m, una luz de marcos transversales de 6m y una separación entre marcos de 3m; conociendo que el bambú alcanza dimensiones de más de 20cm de diámetro, se evidencia la viabilidad técnica del uso de bambú para la construcción de la estructura propuesta.
- En Costa Rica se ubicó únicamente una empresa dedicada a la producción, tratamiento y venta del bambú para fines estructurales. Según los cálculos realizados, el precio por kilogramo de bambú tiene un mayor costo que el precio por kilogramo de Hierro Negro y Hierro Galvanizado, sin embargo la cantidad de kilogramos por metro cuadrado de construcción, es menor en un 257% al utilizar bambú, en comparación con el uso Hierro Galvanizado, obteniendo precios de \$23 700/m² utilizando Hierro Galvanizado y de \$ 9 100/m² al utilizar bambú.

- Es posible afirmar que un invernadero construido en bambú es viable económicamente, aun cuando el precio de bambú utilizado como referencia, está dirigido a un mercado residencial de lujo y no al sector agrícola nacional.
- Como resultado de la investigación de literatura y el proceso de diseño, se determinó que se requiere más información acerca de propiedades mecánicas del bambú producido en Costa Rica, tal como tensión, cortante perpendicular a la fibra, aplastamiento y torsión.
- En ninguno de los casos de carga ultima, rige el sismo, aun considerando la aceleración pico efectiva, para un sismo severo, para un periodo de retorno de 500 años y una probabilidad de excedencia del 10%.

5 Recomendaciones

- Debe realizarse una investigación sobre el diseño de uniones de los elementos de bambú, las cuales deben permitir la transmisión de esfuerzos entre los elementos. Es importante realizar distintos tipos de uniones y realizar pruebas destructivas en laboratorio para comprobar su respuesta.

- Deben realizarse pruebas de laboratorio con el fin de profundizar el estudio realizado por el Ingeniero Jaime Sotela, permitiendo además valorar esfuerzos que no se tomaron en cuenta en sus estudios como lo son la tensión, cortante perpendicular a la fibra, compresión perpendicular a la fibra, aplastamiento y torsión.

- Debe realizarse un estudio económico detallado, el cual permita conocer el costo de producción, tratamiento de bambú y mano de obra para la construcción de ambientes protegidos para la producción agrícola.

- Debe haber un esfuerzo conjunto entre el sector académico y el agroindustrial, con el fin de investigar acerca de posibles dimensiones y formas de diseño de ambientes protegidos en bambú a fin de buscar una mayor competitividad de los agricultores

- Debe hacerse una valoración del efecto que tienen los nudos del elemento en el esfuerzo cortante paralelo a la fibra.

- Debe realizarse el diseño y valoración de ambientes protegidos en bambú con diferentes dimensionamientos, permitiendo validar la viabilidad técnica y económica, según las dimensiones de la estructura.
- Al hacer planos constructivos se debe especificar las características físicas, morfológicas y de calidad que deben cumplir los elementos, permitiendo considerar a la hora de la construcción, características tales como la curvatura inicial del elemento evaluado, variación en los diámetros y espesor de los elementos y ubicación de las uniones o soportes lo más cercano posible a los nudos del elemento.
- Debe de utilizarse elementos de bambú debidamente tratados, minimizando el ataque de insectos, hongos, así como el deterioro debido a condiciones ambientales.

6 Bibliografía

Acuña, N. (2013). Procedimiento de análisis y diseño estructural de invernaderos en acero laminado en frío para Costa Rica. Trabajo final de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Agrícola, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (ACIS). (sin año). Manual de construcción sismo resistente de viviendas en bahareque encementado. Fondo para la reconstrucción y desarrollo social del eje cafetero-FOREC. Extraído el 2 de septiembre, 2012, de <http://www.asosismica.org.co/>

ASTM. D5457-12 (2012). Standard Specification for Computing Reference Resistance of Wood-Based Material and Structural Connections for Load and Resistance Factor Design.

Beer, F; Johnston, E. R.; De Wolf, J.T.; Mazurek, D.F. (2007). Mecánica Vectorial para Ingenieros, Estática, Octava Edición. México, México D.F: McGraw-Hill Latinoamericana S.A.

Beer, F; Johnston, E. R.; Eingsberg, E. R; D.F. (2010). Mecánica de Materiales, Quinta Edición. México, México D.F: McGraw-Hill Latinoamericana S.A.

Benavides, L (2013). Curso de ambientes protegidos en la agricultura. Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos. Escuela de Ingeniería Agrícola, Facultad de Ingeniería, Universidad de Costa Rica.

Ciro, H. J., O, J. A. & Vélez, J. M. (2005). Determinación de la resistencia mecánica a tensión y cizalladura de la Guadua angustifolia KUNTH. Escuela de Ingeniería Agrícola y Alimentos,

Facultad de Ciencias Agropecuarias, Escuela de Materiales, Facultad de Minas, Universidad Nacional de Colombia, Medellín, Colombia.

Código Sísmico de Costa Rica. (2010). Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica.

EN 13031-1, (2001). Invernaderos, Proyecto y construcción, Parte 1: Invernaderos para producción comercial. Comité Técnico CEN/TC 284. Comité Europeo de Normalización-CEN.

Gutiérrez, M (2011). Factor de corrección por contenido de humedad para la resistencia a tensión paralela a la fibra de la guadua *Angustifolia* Kunth. Trabajo final de maestría como requisito parcial para optar al título de Magister en Ingeniería-Estructuras. Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, Universidad de Nacional de Colombia, Bogotá, Colombia.

Hidalgo, O. (sin año). Manual de construcción con bambú, construcción rural-1, Universidad Nacional de Colombia, Centro de Investigación de Bambú y Madera (CIBAM), Facultad de Artes, Bogotá, Colombia. Extraído el 2 septiembre, 2012, de <http://es.scribd.com/doc/4098791/MANUAL-DE-CONSTRUCCION-CON-BAMBU-GUADUA>

Hsieh, Y. (1982). Teoría elemental de estructuras. Madrid, España: Prentice/Hall International.

International Organization for Standardization (ISO).(2001). Norma ISO/TC 165/N313. Bamboo Structural Design. Extraído el 2 septiembre, 2012, de <http://www.bambubrasileiro.com/arquivos/ISO%20N313%2022156%20Bamboo%20Structural%20Design.pdf>

Janssen, J.J.A, (1981).Bamboo in Building Structures. To obtain degree of doctor of Technical Sciences at the Eindhoven University of Technology, Faculty of Architecture, Building and Planning.

Kiseliov, V.A (1989). Mecánica de Construcción; Tomo II. Editorial Mir, Moscú, Rusia.

Manual de construcción sismo resistente de viviendas en Bahareque encementado. Fondo para la reconstrucción y desarrollo social del eje cafetalero-FOREC. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica-ACIS. Extraído el 2 de Enero del 2013: <http://www.asosismica.org.co/index.php?idcategoria=1068>

Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.(2010). American Society of Civil Engineers (ASCE).

Nolivos, J.C., Yacelga, J.G. (2010). Estudio de conexiones entre elementos estructurales de caña guadua sometidos a carga axial. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.

Norma Técnica Colombiana (NTC). (2006). Norma NTC 5407: Uniones de estructuras con Guadua Angustifolia Kuth. Extraído el 2 de septiembre, 2012, de <http://es.scribd.com/doc/50564145/NTC5407>

Olvera, A. (1972). Análisis de Estructuras. México D.F., México: Compañía Editorial Continental, S.A.

Patiño, M. (2007). Mapa de velocidades de viento para Costa Rica. Trabajo final de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

Serrano, Z. (2005). Construcción de Invernaderos. 3ª Edición, Artes Gráficas Cuesta, S.A; Madrid, España.

Sotela, J. Propiedades Físico-Mecánicas de la especie Guadua en Costa Rica. Laboratorio de Productos Forestales, Universidad de Costa Rica, 1991.

Structural Design Manual. National Greenhouse Manufacturers Association, January, 2004.

Sitios WEB

Experimental Agrícola Fabio Baudrit Moreno. Extraído el 2 de Enero del 2013: http://www.eefb.ucr.ac.cr/esp_qs.shtml

Sotrafa S.A. Extraído el 28 de Marzo del 2013: <http://www.sotrafa.com/es/>

EPA: Extraído 29 de Julio del 2013: <http://www.epa.co.cr:9080/PortalEPA/inicio.do?codpais=CR>

Anexos

Anexo 1. Propiedades mecánicas del bambú

Cuadro 1. Ensayo de flexión cuatro puntos, cargas corta duración

Zona	Humedad (%)		Densidad (g/cm ³)		(1) E (kg/cm ²)		(2) ELP (kg/cm ²)		(3) MR (kg/cm ²)	
	Media	D. Estándar	Media	D. Estándar	Media	D. Estándar	Media	D. Estándar	Media	D. Estándar
Norte SA	17,43	1,94	0,77	0,02	236743	61349	669,4	180	757,8	124,9
Sur SA	15,04	0,88	0,77	0,02	277689	46157	926,1	101,926	1113,5	140,0
Norte F	42,20	14,40	0,72	0,05	182551	15330	390,7	62,7	614,7	79,2

(1) E: Modulo de Elasticidad; (2) ELP: Esfuerzo al Limite Proporcional; (3): MR: Módulo de Ruptura; SA: Seca al Aire; F: Fresca

Fuente: Sotela, 1991

Cuadro 2. Ensayo de flexión cuatro puntos después de ensayo larga duración

Zona	Humedad (%)		Densidad (g/cm ³)		(1) E (kg/cm ²)		(2) ELP (kg/cm ²)		(3) MR (kg/cm ²)	
	Media	D. Estándar	Media	D. Estándar	Media	D. Estándar	Media	D. Estándar	Media	D. Estándar
Norte	13,55	0,5	-	-	339706	12422,5	-	-	1261	217,8
Sur	13,75	0,2	-	-	306233,5	99353,1	-	-	865	412,2

(1) E: Modulo de Elasticidad; (2) ELP: Esfuerzo al Limite Proporcional; (3): MR: Módulo de Ruptura; SA: Seca al Aire

Fuente: Sotela, 1991

Cuadro 3. Resultado ensayo de compresión en elementos entrenado y nudo

Zona y sección	Humedad (%)		Densidad (g/cm ³)		(1) ECOMP (kg/cm ²)	
	Promedio	D. Estándar	Media	D. Estándar	Media	D. Estándar
Norte, Entrenado	14,06	0,94	0,73	0,04	427,14	91,25
Norte, Nudo	15,55	0,72	0,72	0,04	425,66	64,01
Sur, Entrenado	15,35	0,95	0,70	0,06	414,21	61,49
Sur, Nudo	14,43	0,83	0,65	0,05	425,43	71,25

(1) ECOMP: Esfuerzo Compresión

Fuente: Sotela, 1991**Cuadro 4. Resultado ensayo de compresión según la posición en el culmo para muestras de entrenado y nudo, Zona Norte**

Zona	Humedad (%)		Densidad (g/cm ³)		(1) ECOMP (kg/cm ²)	
	Promedio	D. Estándar	Media	D. Estándar	Media	D. Estándar
Base, Entrenado	13,85	0,51	0,69	0,03	331,68	21,94
Base, Nudo	16,33	0,25	0,68	0,04	370,18	39,44
Media, Entrenado	14,08	0,82	0,74	0,03	445,10	20,04
Media, Nudo	15,54	0,34	0,73	0,03	418,93	36,43
Alta, Entrenado	14,25	1,49	0,77	0,05	485,2	102,18
Alta, Nudo	14,79	0,40	0,75	0,02	487,86	53,09

(1) ECOMP: Esfuerzo Compresión

Fuente: Sotela, 1991

Cuadro 5: Resultado ensayo de compresión según la posición en el culmo para muestras de entrenudo y nudo, Zona Sur

Zona	Humedad (%)		Densidad (g/cm ³)		(2) ECOMP (kg/cm ²)	
	Promedio	D. Estándar	Media	D. Estándar	Media	D. Estándar
Base, Entrenudo	16,17	0,34	0,63	0,05	340,55	20,09
Base, Nudo	15,06	0,37	0,61	0,04	348,71	47,09
Media, Entrenudo	15,41	1,04	0,73	0,01	425,58	13,22
Media, Nudo	14,45	0,72	0,66	0,03	444,66	50,57
Alta, Entrenudo	14,48	0,45	0,75	0,02	476,51	26,48
Alta, Nudo	13,87	0,72	0,69	0,03	482,91	33,07

(2) ECOMP: Esfuerzo Compresión

Fuente: Sotela, 1991

Cuadro 6: Resultado ensayo de cortante en elementos entrenudo y nudo

Zona	Humedad (%)		Densidad (g/cm ³)		(1) ECORT (kg/cm ²)	
	Promedio	D. Estándar	Media	D. Estándar	Media	D. Estándar
Norte, Entrenudo	15,63	1,68	0,69	0,07	65,24	14,64
Norte, Nudo	15,93	1,26	0,6	0,03	61,74	12,83
Sur, Entrenudo	16,11	1,57	0,67	0,06	85,26	12,28
Sur, Nudo	16,79	1,85	0,62	0,07	68,8	9,90

(1) ECOMP: Esfuerzo Cortante

Fuente: Sotela, 1991

Cuadro 7: Resultado ensayo de cortante según la posición en el culmo para muestras de entrenudo y nudo, Zona Norte

Zona	Humedad (%)		Densidad (g/cm ³)		(3) ECORT (kg/cm ²)	
	Promedio	D. Estándar	Media	D. Estándar	Media	D. Estándar
Base, Entrenudo	16,79	1,98	0,62	0,08	54,26	11,41
Base, Nudo	17,19	1,12	0,57	0,02	54,40	7,85
Media, Entrenudo	15,84	1,26	0,73	0,01	62,06	3,06
Media, Nudo	15,94	0,31	0,59	0,02	62,89	10,84
Alta, Entrenudo	14,26	0,64	0,73	0,04	79,39	14,34
Alta, Nudo	14,65	0,38	0,62	0,03	67,94	17,32

(3) ECOMP: Esfuerzo Cortante

Fuente: Sotela, 1991

8: Resultado ensayo de cortante según la posición en el culmo para muestras de entrenudo y nudo, Zona Sur

Zona	Humedad (%)		Densidad (g/cm ³)		(4) ECORT (kg/cm ²)	
	Promedio	D. Estándar	Media	D. Estándar	Media	D. Estándar
Base, Entrenudo	17,85	1,83	0,59	0,05	70,80	9,24
Base, Nudo	19,12	1,84	0,63	0,14	63,21	9,25
Media, Entrenudo	16,08	0,82	0,68	0,04	84,63	6,81
Media, Nudo	16,57	0,64	0,60	0,04	71,99	12,62
Alta, Entrenudo	14,84	0,35	0,72	0,02	96,73	3,79
Alta, Nudo	15,26	0,34	0,64	0,02	69,80	11,02

(4) ECORT: Esfuerzo Cortante

Fuente: Sotela, 1991

Cuadro 9: Resultado de las pruebas de tensión para diferentes contenidos de humedad.

CH (%)	ETEN (kg/cm ²)
11	884,24
12	889,13
13	886,69
14	882,40
15	881,99
16	888,01
17	897,09
18	906,47
19	915,45
20	909,94
21	888,32
Promedio (kg/cm ²)	893,61
D.E (kg/cm ²)	11,82

Fuente: Gutiérrez, 2011

Cuadro 10: Factor de resistencia, ϕ_s

Application	Property	ϕ_s
Member	compression ^A	0.90
	bending, lateral buckling (stability)	0.85
	tension parallel	0.80
	shear, radial tension	0.75
Connection	all	0.65
Shear Wall, diaphragm	shear	0.80

^A Compression parallel-to-grain, compression perpendicular-to-grain, and bearing.

Fuente: ASTM D5457-12, 2012

Cuadro 11: Factor de normalización, K_R

CV_w %	K_R					
	Compression and Bearing	Bending	Tension Parallel	Shear (2.1 basis)	Shear (SCL, 3.15 basis)	Shear (I-Joist, 2.37 basis)
10	1.303	1.248	1.326	1.414	0.943	1.253
11	1.307	1.252	1.330	1.419	0.946	1.257
12	1.308	1.253	1.331	1.420	0.947	1.258
13	1.306	1.251	1.329	1.418	0.945	1.256
14	1.299	1.244	1.322	1.410	0.940	1.249
15	1.289	1.235	1.312	1.400	0.933	1.240
16	1.279	1.225	1.302	1.388	0.926	1.230
17	1.265	1.212	1.288	1.374	0.916	1.217
18	1.252	1.199	1.274	1.359	0.906	1.204
19	1.237	1.185	1.259	1.343	0.895	1.190
20	1.219	1.168	1.241	1.324	0.882	1.173
21	1.204	1.153	1.225	1.307	0.871	1.158
22	1.186	1.136	1.207	1.287	0.858	1.141
23	1.169	1.120	1.190	1.269	0.846	1.125
24	1.152	1.104	1.173	1.251	0.834	1.109
25	1.135	1.087	1.155	1.232	0.821	1.092
26	1.118	1.071	1.138	1.214	0.809	1.076
27	1.105	1.059	1.125	1.200	0.800	1.063
28	1.084	1.038	1.103	1.176	0.784	1.042
29	1.066	1.021	1.085	1.157	0.771	1.025
30	1.049	1.005	1.068	1.139	0.759	1.009

Fuente: ASTM D5457-12, 2012

Cuadro 12: Factor de confianza, Ω , con $R_{0.005}$, según el número de muestras y CV_w

CV_w	Sample Size, n									
	30	40	50	60	100	200	500	1000	2000	5000
0.10	0.95	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.0
0.15	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99
0.20	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.96	0.98	0.98	0.99	0.99
0.25	0.87	0.88	0.90	0.91	0.93	0.95	0.97	0.98	0.98	0.99
0.30	0.84	0.86	0.88	0.89	0.92	0.94	0.96	0.97	0.98	0.99
0.35	0.81	0.84	0.86	0.87	0.90	0.93	0.96	0.97	0.98	0.99
0.40	0.79	0.81	0.84	0.85	0.89	0.92	0.95	0.96	0.97	0.98
0.45	0.76	0.79	0.82	0.85	0.87	0.91	0.94	0.96	0.97	0.98
0.50	0.73	0.77	0.80	0.81	0.86	0.90	0.94	0.95	0.97	0.98

^A Interpolation is permitted. For CV_w values below 0.10, the values for 0.10 shall be used.

Fuente: ASTM D5457-12, 2012

Cuadro 13: Factores de tiempo, λ , para las diferentes combinaciones de carga

Factored Load Case Combination*	Time Effect Factor λ
1.4 D	0.6
1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L _r or S or R)	0.8
1.2 D + 1.6 (L _r or S or R) + (0.5 L or 0.8 W)	**
1.2 D + 1.3 W + 0.5 L + 0.5 (L _r or S or R)	1.0
1.2 D + 1.0 E + 0.5 L + 0.2 S	1.0
0.9 D - (1.3 W or 1.0 E)	

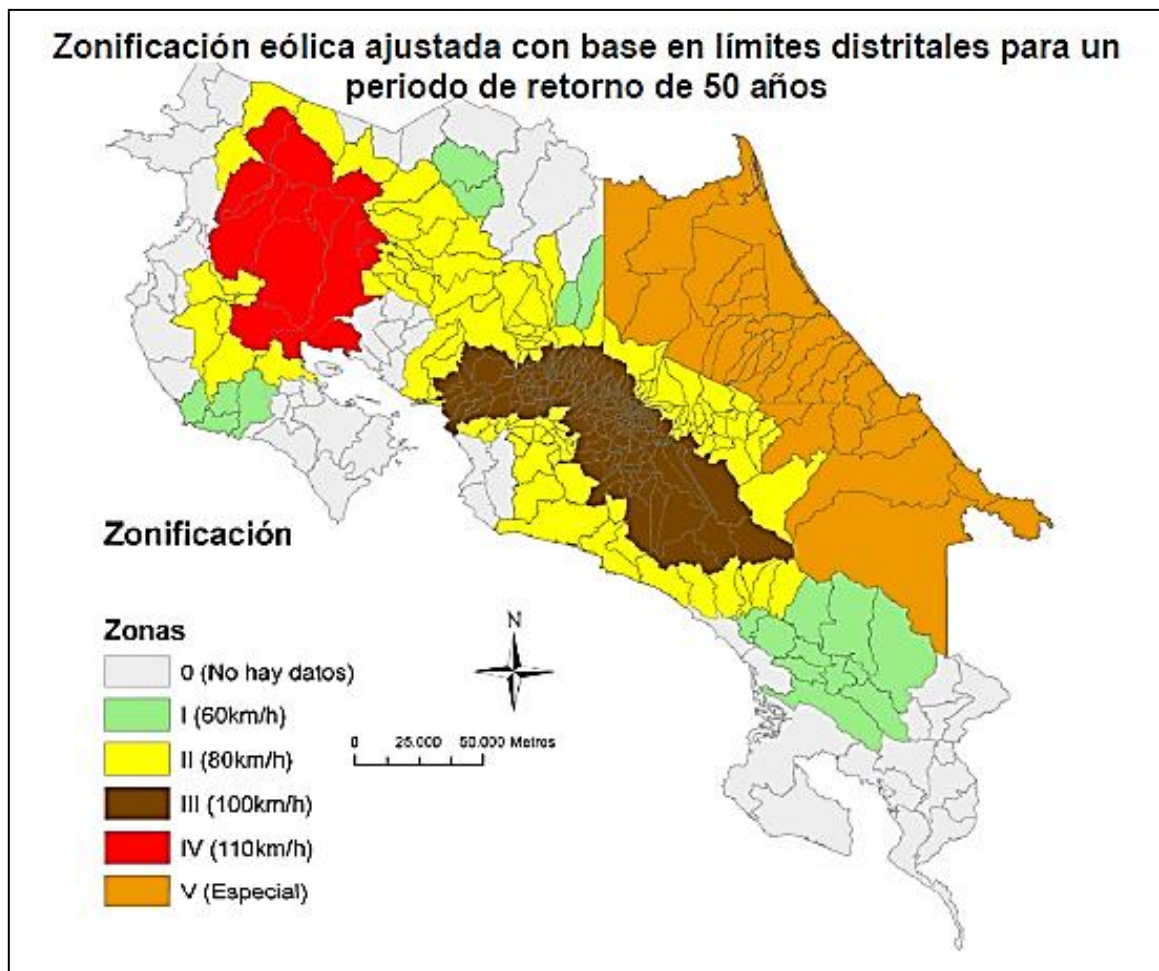
* direction must be taken into account

** L_{storage} $\lambda = 0.7$; L_{occupancy} $\lambda = 0.8$; L_{impact} $\lambda = 1.25$

Fuente: ASTM D5457-12, 2012

Anexo 2. Cargas debido al viento

Figura 1: Zonificación eólica ajustada por el área de influencia de las estaciones para 50 años de periodo de retorno



Fuente: Patiño, 2007

Cuadro 1: Factor de importancia, I_w

Category		Nature of Occupancy and Location of Greenhouse	Wind Factor I_w
ASCE 7	IBC		
II	I	All commercial greenhouses that are not in ASCE 7 Category I (IBC Category IV)	1.00
I	IV	Production greenhouses in non-hurricane prone regions and in hurricane prone regions with $V = 80-100$ mph and Alaska	0.87
I	IV	Production greenhouses in hurricane prone regions with $V > 100$ mph	0.77

Notes:
ASCE 7 Category III (IBC Category II) greenhouses where more than 300 people congregate in one area, greenhouses in schools with capacity greater than 250, and greenhouses in colleges with capacity greater than 500 shall have a wind load importance factor of 1.15.

Fuente: NGMA, 2004

Cuadro 2: Categoría de riesgo de edificios y otras estructuras

Table 1.5-1 Risk Category of Buildings and Other Structures for Flood, Wind, Snow, Earthquake, and Ice Loads	
Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent a low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life.	III
Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure.	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where their quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released.	
Buildings and other structures designated as essential facilities.	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community.	
Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction to be dangerous to the public if released and is sufficient to pose a threat to the public if released. ^a	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures.	
^a Buildings and other structures containing toxic, highly toxic, or explosive substances shall be eligible for classification to a lower Risk Category if it can be demonstrated to the satisfaction of the authority having jurisdiction by a hazard assessment as described in Section 1.5.2 that a release of the substances is commensurate with the risk associated with that Risk Category.	

Fuente: ASCE 7-10

Cuadro 3. Factor de Topografía, K_{zt}

Equations:

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2$$

K_1 determined from table below

$$K_2 = \left(1 - \frac{|x|}{\mu L_h}\right)$$

$$K_3 = e^{-\gamma z/L_h}$$

Parameters for Speed-Up Over Hills and Escarpments						
Hill Shape	$K_1/(H/L_h)$			γ	μ	
	Exposure				Upwind of Crest	Downwind of Crest
	B	C	D			
2-dimensional ridges (or valleys with negative H in $K_1/(H/L_h)$)	1.30	1.45	1.55	3	1.5	1.5
2-dimensional escarpments	0.75	0.85	0.95	2.5	1.5	4
3-dimensional axisym. hill	0.95	1.05	1.15	4	1.5	1.5

Fuente: ASCE 7-10

Cuadro 4: Factor de topografía, K_{zt} (continuación)

Topographic Multipliers for Exposure C										
H/L _h	K ₁ Multiplier			x/L _h	K ₂ Multiplier		z/L _h	K ₃ Multiplier		
	2-D Ridge	2-D Escarp.	3-D Axisym. Hill		2-D Escarp.	All Other Cases		2-D Ridge	2-D Escarp.	3-D Axisym. Hill
0.20	0.29	0.17	0.21	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00
0.25	0.36	0.21	0.26	0.50	0.88	0.67	0.10	0.74	0.78	0.67
0.30	0.43	0.26	0.32	1.00	0.75	0.33	0.20	0.55	0.61	0.45
0.35	0.51	0.30	0.37	1.50	0.63	0.00	0.30	0.41	0.47	0.30
0.40	0.58	0.34	0.42	2.00	0.50	0.00	0.40	0.30	0.37	0.20
0.45	0.65	0.38	0.47	2.50	0.38	0.00	0.50	0.22	0.29	0.14
0.50	0.72	0.43	0.53	3.00	0.25	0.00	0.60	0.17	0.22	0.09
				3.50	0.13	0.00	0.70	0.12	0.17	0.06
				4.00	0.00	0.00	0.80	0.09	0.14	0.04
							0.90	0.07	0.11	0.03
							1.00	0.05	0.08	0.02
							1.50	0.01	0.02	0.00
							2.00	0.00	0.00	0.00

Notes:

- For values of H/L_h, x/L_h and z/L_h other than those shown, linear interpolation is permitted.
- For H/L_h > 0.5, assume H/L_h = 0.5 for evaluating K₁ and substitute 2H for L_h for evaluating K₂ and K₃.
- Multipliers are based on the assumption that wind approaches the hill or escarpment along the direction of maximum slope.
- Notation:
 H: Height of hill or escarpment relative to the upwind terrain, in feet (meters).
 L_h: Distance upwind of crest to where the difference in ground elevation is half the height of hill or escarpment, in feet (meters).
 K₁: Factor to account for shape of topographic feature and maximum speed-up effect.
 K₂: Factor to account for reduction in speed-up with distance upwind or downwind of crest.
 K₃: Factor to account for reduction in speed-up with height above local terrain.
 x: Distance (upwind or downwind) from the crest to the building site, in feet (meters).
 z: Height above ground surface at building site, in feet (meters).

Fuente: ASCE 7-10

Cuadro 5: Factor de direccionalidad, K_d

Structure Type	Directionality Factor K_d*
Buildings	
Main Wind Force Resisting System	0.85
Components and Cladding	0.85
Arched Roofs	0.85
Chimneys, Tanks, and Similar Structures	
Square	0.90
Hexagonal	0.95
Round	0.95
Solid Freestanding Walls and Solid Freestanding and Attached Signs	0.85
Open Signs and Lattice Framework	0.85
Trussed Towers	
Triangular, square, rectangular	0.85
All other cross sections	0.95

*Directionality Factor K_d has been calibrated with combinations of loads specified in Chapter 2. This factor shall only be applied when used in conjunction with load combinations specified in Sections 2.3 and 2.4.

Fuente: ASCE 7-10

Cuadro 6: Factor de exposición de presión de velocidad, K_z

Height above ground level, z		Exposure		
		B	C	D
ft	(m)			
0-15	(0-4.6)	0.70	0.85	1.03
20	(6.1)	0.70	0.90	1.08
25	(7.6)	0.70	0.94	1.12
30	(9.1)	0.70	0.98	1.16
40	(12.2)	0.76	1.04	1.22
50	(15.2)	0.81	1.09	1.27
60	(18)	0.85	1.13	1.31

Notes:

1 The velocity pressure exposure coefficient K_z may be determined from the following formula:

For $15 \text{ ft.} \leq z \leq z_g$

$$K_z = 2.01 (z/z_g)^{2/\alpha}$$

For $z < 15 \text{ ft.}$

$$K_z = 2.01 (15/z_g)^{2/\alpha}$$

Note: z shall not be taken less than 30 feet in exposure B.

2. α and z_g are tabulated in Table 26.9-1.
3. Linear interpolation for intermediate values of height z is acceptable.
4. Exposure categories are defined in Section 26.7.

Fuente: ASCE 7-10

Cuadro 7: Coeficientes de presión interna, GC_{pi}

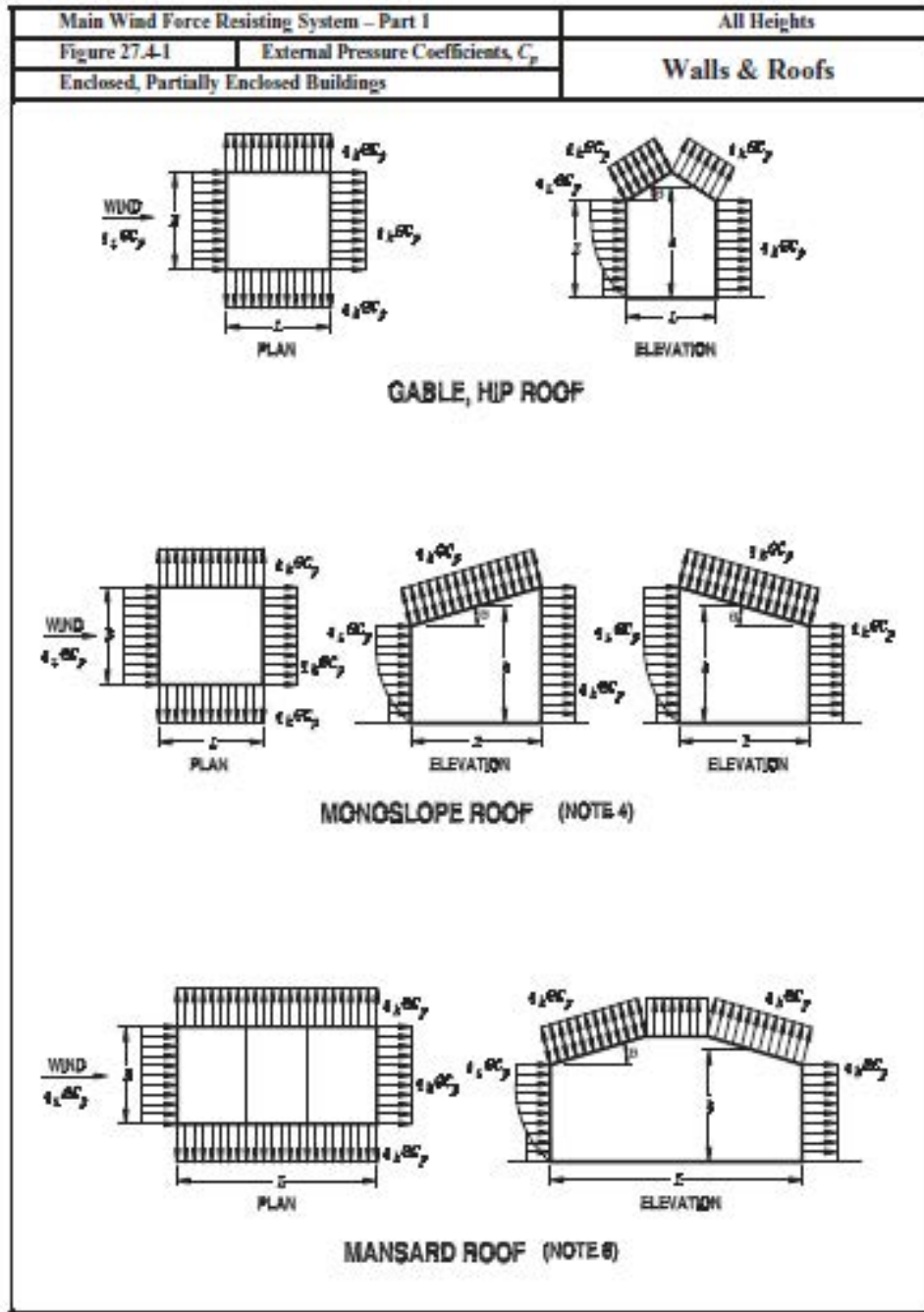
Enclosure Classification	(GC_{pi})
Open Buildings	0.00
Partially Enclosed Buildings	+0.55 -0.55
Enclosed Buildings	+0.18 -0.18

Notes:

1. Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the internal surfaces, respectively.
2. Values of (GC_{pi}) shall be used with q_z or q_h as specified.
3. Two cases shall be considered to determine the critical load requirements for the appropriate condition:
 - (i) a positive value of (GC_{pi}) applied to all internal surfaces
 - (ii) a negative value of (GC_{pi}) applied to all internal surfaces

Fuente: ASCE 7, 2010

Cuadro 8: Coeficiente de presión externa Parte 1, C_p



Fuente: ASCE 7, 2010

Cuadro 9: Coeficiente de presión externa Parte 2, C_p

Main Wind Force Resisting System – Part 1		All Heights											
Figure 27.4-1 (cont.)		External Pressure Coefficients, C_p								Walls & Roofs			
Enclosed, Partially Enclosed Buildings													
		Wall Pressure Coefficients, C_p											
	Surface	L/B	C_p		Use With								
	Windward Wall	All values	0.8		q_z								
	Leeward Wall	0-1	-0.5		q_h								
		2	-0.3										
		≥ 4	-0.2										
	Side Wall	All values	-0.7		q_h								
Roof Pressure Coefficients, C_p , for use with q_h													
Wind Direction	Windward									Leeward			
	Angle, θ (degrees)									Angle, θ (degrees)			
	h/L	10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60^\circ$	10	15	≥ 20	
Normal to ridge for $\theta \geq 10^\circ$	≤ 0.25	-0.7	-0.5	-0.3	-0.2	-0.2	0.0*	0.4	0.4	0.01 θ	-0.3	-0.5	-0.6
	0.5	-0.9	-0.7	-0.4	-0.3	-0.2	-0.2	0.0*	0.4	0.01 θ	-0.5	-0.5	-0.6
	≥ 1.0	-1.3**	-1.0	-0.7	-0.5	-0.3	-0.2	0.0*	0.4	0.01 θ	-0.7	-0.6	-0.6
Normal to ridge for $\theta < 10^\circ$ and Parallel to ridge for all θ	≤ 0.5	Horiz distance from windward edge			C_p		*Value is provided for interpolation purposes. **Value can be reduced linearly with area over which it is applicable as follows						
		0 to h/2			-0.9, -0.18								
		h/2 to h			-0.9, -0.18								
		h to 2h			-0.5, -0.18								
	> 2h			-0.3, -0.18									
≥ 1.0	0 to h/2			-1.3**, -0.18		Area (sq ft)		Reduction Factor					
	> h/2			-0.7, -0.18		≤ 100 (9.3 sq m)		1.0					
						250 (23.2 sq m)		0.9					
> h/2			-0.7, -0.18		≥ 1000 (92.9 sq m)		0.8						

Notes:

- Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the surfaces, respectively.
- Linear interpolation is permitted for values of L/B , h/L and θ other than shown. Interpolation shall only be carried out between values of the same sign. Where no value of the same sign is given, assume 0.0 for interpolation purposes.
- Where two values of C_p are listed, this indicates that the windward roof slope is subjected to either positive or negative pressures and the roof structure shall be designed for both conditions. Interpolation for intermediate ratios of h/L in this case shall only be carried out between C_p values of like sign.
- For monoslope roofs, entire roof surface is either a windward or leeward surface.
- For flexible buildings use appropriate G_f as determined by Section 26.9.4.
- Refer to Figure 27.4-2 for domes and Figure 27.4-3 for arched roofs.
- Notation:
 B : Horizontal dimension of building, in feet (meter), measured normal to wind direction.
 L : Horizontal dimension of building, in feet (meter), measured parallel to wind direction.
 h : Mean roof height in feet (meters), except that eave height shall be used for $\theta \leq 10$ degrees.
 z : Height above ground, in feet (meters).
 G : Gust effect factor.
 q_z, q_h : Velocity pressure, in pounds per square foot (N/m^2), evaluated at respective height.
 θ : Angle of plane of roof from horizontal, in degrees.
- For mansard roofs, the top horizontal surface and leeward inclined surface shall be treated as leeward surfaces from the table.
- Except for MWFRS's at the roof consisting of moment resisting frames, the total horizontal shear shall not be less than that determined by neglecting wind forces on roof surfaces.

#For roof slopes greater than 80° , use $C_p = 0.8$

Fuente: ASCE-7, 2010

Cuadro 10: Coeficiente de presión externa Parte 3, C_N

Main Wind Force Resisting System – Part 1		$0.25 \leq h/L \leq 1.0$			
Figure 27.4-5	Net Pressure Coefficient, C_N	Pitched Free Roofs			
Open Buildings		$\theta \leq 45^\circ, \gamma = 0^\circ, 180^\circ$			
Roof Angle, θ	Load Case	Wind Direction, $\gamma = 0^\circ, 180^\circ$			
		Clear Wind Flow		Obstructed Wind Flow	
		C_{NW}	C_{NL}	C_{NW}	C_{NL}
7.5°	A	1.1	-0.3	-1.6	-1
	B	0.2	-1.2	-0.9	-1.7
15°	A	1.1	-0.4	-1.2	-1
	B	0.1	-1.1	-0.6	-1.6
22.5°	A	1.1	0.1	-1.2	-1.2
	B	-0.1	-0.8	-0.8	-1.7
30°	A	1.3	0.3	-0.7	-0.7
	B	-0.1	-0.9	-0.2	-1.1
37.5°	A	1.3	0.6	-0.6	-0.6
	B	-0.2	-0.6	-0.3	-0.9
45°	A	1.1	0.9	-0.5	-0.5
	B	-0.3	-0.5	-0.3	-0.7

Notes:

- C_{NW} and C_{NL} denote net pressures (contributions from top and bottom surfaces) for windward and leeward half of roof surfaces, respectively.
- Clear wind flow denotes relatively unobstructed wind flow with blockage less than or equal to 50%. Obstructed wind flow denotes objects below roof inhibiting wind flow (>50% blockage).
- For values of θ between 7.5° and 45°, linear interpolation is permitted. For values of θ less than 7.5°, use monoslope roof load coefficients.
- Plus and minus signs signify pressures acting towards and away from the top roof surface, respectively.
- All load cases shown for each roof angle shall be investigated.
- Notation:
 - L : horizontal dimension of roof, measured in the along wind direction, ft. (m)
 - h : mean roof height, ft. (m)
 - γ : direction of wind, degrees
 - θ : angle of plane of roof from horizontal, degrees

Fuente: ASCE-7, 2010

Cuadro 11: Coeficiente de presión externa Parte 4, C_N

Main Wind Force Resisting System – Part I		0.25 ≤ h/L ≤ 1.0		
Figure 27.4-7	Net Pressure Coefficient, C_N	Free Roofs		
Open Buildings		$\theta \leq 45^\circ, \gamma = 90^\circ, 270^\circ$		
Horizontal Distance from Windward Edge	Roof Angle θ	Load Case	Clear Wind Flow C_N	Obstructed Wind Flow C_N
≤ h	All Shapes	A	-0.8	-1.2
	$\theta \leq 45^\circ$	B	0.8	0.5
> h, ≤ 2h	All Shapes	A	-0.6	-0.9
	$\theta \leq 45^\circ$	B	0.5	0.5
> 2h	All Shapes	A	-0.3	-0.6
	$\theta \leq 45^\circ$	B	0.3	0.3

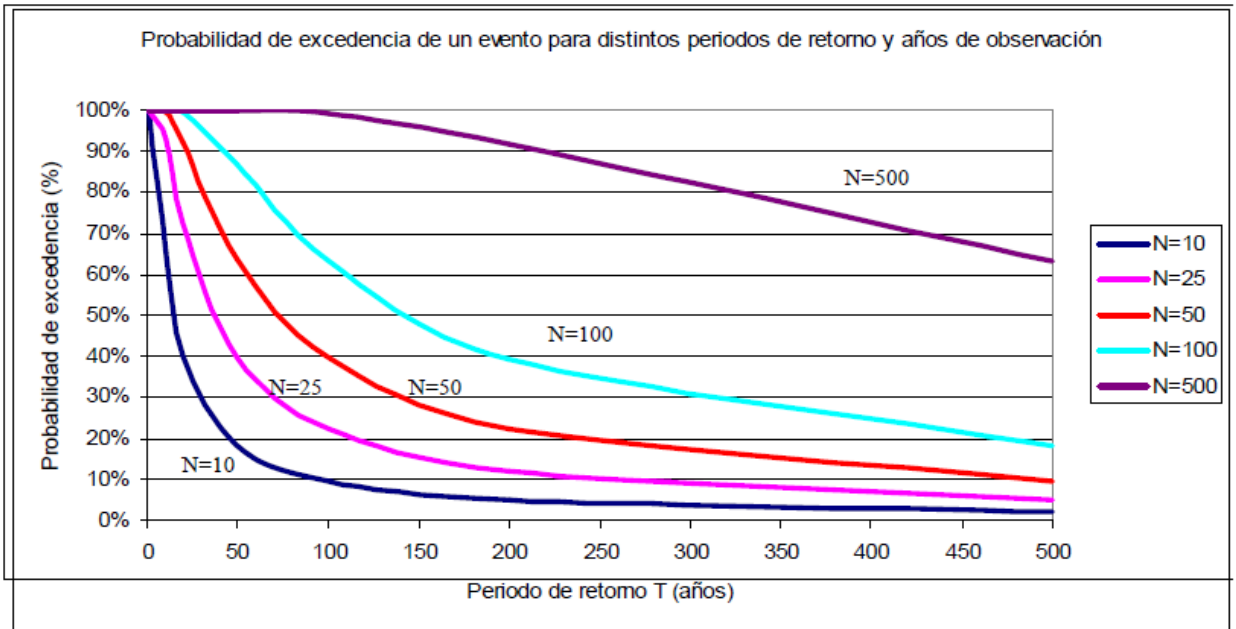
Notes:

- C_N denotes net pressures (contributions from top and bottom surfaces).
- Clear wind flow denotes relatively unobstructed wind flow with blockage less than or equal to 50%. Obstructed wind flow denotes objects below roof inhibiting wind flow (>50% blockage).
- Plus and minus signs signify pressures acting towards and away from the top roof surface, respectively.
- All load cases shown for each roof angle shall be investigated.
- For monoslope roofs with theta less than 5 degrees, C_N values shown apply also for cases where gamma = 0 degrees and 0.05 less than or equal to h/L less than or equal to 0.25. See Figure 27.4-4 for other h/L values.
- Notation:
 - L : horizontal dimension of roof, measured in the along wind direction, ft. (m)
 - h : mean roof height, ft. (m). See Figures 27.4-4, 27.4-5 or 27.4-6 for a graphical depiction of this dimension.
 - γ : direction of wind, degrees
 - θ : angle of plane of roof from horizontal, degrees

Fuente: ASCE-7, 2010

Figura 2: Probabilidad de excedencia de un evento para distintos periodos de

Retorno y años de observacion



Fuente. Patiño, 2007

Cuadro 12: Categorización de la rugosidad y exposición

Categoría	Rugosidad	Exposición
B	Zonas urbanas y suburbanas, bosques y terreno con numerosas obstrucciones.	Para estructuras con altura menor a los 9,1m, se aplica en donde la rugosidad del terreno se considera B; la dirección del viento predomina por más de 457m sin obstrucciones. Para estructuras de altura mayor a 9,1m, se aplica terrenos de rugosidad B, en donde la dirección del viento predomina por más de 792m o 20 veces la altura de la estructura, predominando la mayor.
C	Terreno abierto con escasas obstrucciones, con estructuras de altura menor a los 9,1m	Aplica cuando la exposición B o D no aplican
D	Terreno plano sin obstrucciones incluyendo cuerpos de agua.	Aplica en los casos en donde la rugosidad se considera como D, prevaleciendo la velocidad del viento por más de 1524m o 20 veces la altura de la estructura, predominando la mayor. La exposición D aplica cuando se tiene la rugosidad B o C y sitio se encuentra a una distancia menor o igual a 183m o 20 veces la altura de la estructura

Fuente: ASCE 7, 2010

Cuadro 13: Datos de velocidad de ráfaga máxima anual del viento para la EEFBM,

Estación: Fabio Baudrit	
Año	V (km/h)
1974	63
1975	70,2
1976	75,6
1977	72
1978	93,6
1979	79,2
1980	68,4
1981	79,2
1982	75,6
1983	79,2
1984	90
1985	77,4
1986	97,2
1987	84,6
1988	90
1989	93,6
1990	79,2
1991	72
1992	68,4
1993	75,6
1994	70,2
1995	66,6
Promedio	77,53
Desviación	9,22
α	7,19
μ	73,38

Fuente: Patiño, 2007

Cuadro 14: Presión debido al viento en la superficie del invernadero, cerrado-transversal

(Dirección del viento transversal al invernadero)

SUPERFICIE	q (kg/m ²)	G	C _p	GC _p	GC _{pi}	GC _p -GC _{pi}	P (kg/m ²)
Barlovento	36,72	0,85	0,80	0,68	0,18	0,50	18,36
					-0,18	0,86	31,58
Sotavento	36,72	0,85	-0,50	-0,43	0,18	-0,61	-22,21
					-0,18	-0,25	-9,00
Paredes laterales	36,72	0,85	-0,70	-0,60	0,18	-0,78	-28,45
					-0,18	-0,42	-15,24
Techo Barlovento	36,72	0,85	-0,34	-0,29	0,18	-0,47	-17,22
					-0,18	-0,11	-4,00
					0,18	-0,04	-1,62
					-0,18	0,32	11,60
Techo Sotavento	36,72	0,85	-0,60	-0,51	0,18	-0,69	-25,33
					-0,18	0,18	6,61

Fuente: Autor

Cuadro 15: Calculo de presión debido al viento en la superficie del invernadero, parcialmente cerrado-transversal

SUPERFICIE	q (kg/m ²)	G	Cp	GCp	GCpi	GCp-GCpi	P (kg/m ²)
Barlovento	0,00	0,85	0,80	0,68	0,55	0,13	4,77
					-0,55	1,23	45,16
Sotavento	36,72	0,85	-0,50	-0,43	0,55	-0,98	-35,80
					-0,55	0,13	4,59
Paredes laterales	36,72	0,85	-0,70	-0,60	0,55	-1,15	-42,04
					-0,55	-0,04	-1,65
Techo Barlovento	36,72	0,85	-0,34	-0,29	0,55	-0,84	-30,80
					-0,55	0,26	9,58
					0,55	-0,41	-15,20
					-0,55	0,69	25,19
Techo Sotavento	36,72	0,85	-0,60	-0,51	0,55	-1,06	-38,92
					-0,55	0,55	20,19

Fuente: Autor

Cuadro 16: Calculo de presión debido al viento en la superficie del invernadero, abierto-transversal

SUPERFICIE	q (kg/m ²)	G	Cp	GCp	GCpi	GCp-GCpi	P (kg/m ²)
Techo Barlovento	36,72	0,85	1,20	1,02	0,00	1,02	37,45
			-0,10	-0,09	0,00	-0,09	-3,12
Techo Sotavento	36,72	0,85	0,20	0,17	0,00	0,17	6,24
			-0,83	-0,71	0,00	-0,71	-25,90

Fuente: Autor

Cuadro 17: Calculo de presión debido al viento en la superficie del invernadero, cerrado-longitudinal

SUPERFICIE	q (kg/m ²)	G	Cp	GCp	GCpi	GCp-GCpi	P (kg/m ²)
Barlovento	36,72	0,85	0,80	0,68	0,18	0,50	18,36
					-0,18	0,86	31,58
Sotavento	36,72	0,85	-0,50	-0,43	0,18	-0,61	-22,21
					-0,18	-0,25	-9,00
Paredes laterales	36,72	0,85	-0,70	-0,60	0,18	-0,78	-28,45
					-0,18	-0,42	-15,24
Techo Barlovento	36,72	0,85	-0,50	-0,43	0,18	-0,61	-22,21
					-0,18	-0,25	-9,00
Techo Sotavento	36,72	0,85	-0,18	-0,15	0,18	-0,33	-12,23
					-0,18	0,18	6,61

Fuente: Autor

Cuadro 18: Calculo de presión debido al viento en la superficie del invernadero, parcialmente cerrado-longitudinal

SUPERFICIE	q (kg/m ²)	G	Cp	GCp (1)	GCpi (2)	GCp-GCpi	P (kg/m ²)
Barlovento	0,00	0,85	0,80	0,68	0,55	0,13	4,77
					-0,55	1,23	45,16
Sotavento	36,72	0,85	-0,50	-0,43	0,55	-0,98	-35,80
					-0,55	0,13	4,59
Paredes laterales	36,72	0,85	-0,70	-0,60	0,55	-1,15	-42,04
					-0,55	-0,04	-1,65
Techo Barlovento	36,72	0,85	-0,50	-0,43	0,55	-0,98	-35,80
					-0,55	0,13	4,59
Techo Sotavento	36,72	0,85	-0,18	-0,15	0,55	-0,70	-25,81
					-0,55	0,55	20,19

Fuente: Autor

**Cuadro 19: Calculo de presión debido al viento en la superficie del invernadero, abierto-
longitudinal**

SUPERFICIE	q (kg/m ²)	G	Cp	GCp (1)	GCpi (2)	GCp-GCpi	P (kg/m ²)	F (kg/m)
Techo Barlovento	36,72	0,85	0,50	0,43	0,00	0,43	15,60	46,81

Fuente: Autor

Anexo 3. Costos

Cuadro 1: Precio de elementos de bambú, diámetro mayor a 2 in

Guadua / Dend. Asper

Caña de Bambú curada en 3- 3 ½” de diámetro en 6 mts.	¢8.785	//////////
Caña de Bambú curada en 4”-4 ½” de diámetro en 6 mts.	¢11.020	¢9.920
Caña de Bambú curada en 5”- 5 ½” de diámetro en 6 mts.	¢15.240	¢13.715
Caña de Bambú curada en 6 ” de diámetro en 6 mts.	¢21.450	¢19.305
Caña de Bambú curada en 6 ½” de diámetro en 6 mts.	¢27.560	¢24.805

Fuente: Bambú Tico de Páramo, 2013

Cuadro 2: Precio de elementos de bambú, diámetro menor a 3 in

Bambú 1”-1¼ precio por metro cuadrado (cada rollo cubre 2 metros cuadrados)	¢6.960
Bambú de 1 “ a 1 ¼ en 3 mts	¢580 la unidad
Bambú de 1” a 1¼ en 4 mts	¢770 la unidad
Bambú de 1 ” a 1¼ en 5mts	¢960 la unidad
Esterilla de bambú (40-50 cm aprox) x 3 metros de largo	¢ 6180 m ²
Tiras de bambú en 2 pulgadas x 10 metros	¢4000

Fuente: Bambú Tico de Páramo, 2013