

UNIVERSIDAD DE CUENCA



FACULTAD DE INGENIERÍA INGENIERIA CIVIL

CONSTRUCCIÓN DE TABLEROS Y PÉNDOLAS EN PUENTES COLGANTES PEATONALES CON BAMBÚ COMO MATERIAL LOCAL

MONOGRAFÍA PREVIA A LA
OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
ESPECIALISTA EN ANÁLISIS Y
DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE
ACERO Y HORMIGÓN ARMADO

AUTOR:

ING. JORGE ANTENOR MARTÍNEZ FERNÁNDEZ

DIRECTOR:

DR. ING. ROBERTO GAMÓN TORRES

CUENCA - ECUADOR

JUNIO - 2015

RESUMEN

Los Puentes Colgantes son estructuras que permiten cruzar, a distinto nivel, un obstáculo y está compuesta por un tablero soportado mediante péndolas verticales o inclinadas de cables, que son la estructura portante, y cuelgan apoyados en dos torres. En zonas de climas tropicales, con dificultad de accesibilidad, se ha enfocado en la solución y utilización del Bambú como material local y ecológicamente sustentables, apoyándonos a la conservación del medio ambiente y bosques, en la utilización y construcción principal del tablero. En este trabajo investigativo se da prioridad e importancia a la solución de detalles técnicos constructivos de las uniones entre bambú y cable o tablero con la utilización de metodologías de diseño de estructuras en guadua como material estructural para diseño por el método de esfuerzos admisibles.

Palabras claves: Caña Guadua Angustifolia, Bambú, culmo, Puentes Colgantes, Péndolas, tableros, valores característicos, esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad, Diseño de los elementos en bambú, uniones.

ABSTRACT

Hanging Bridges are structures that allow crossing an obstacle at different levels. They are made by a panel supported by vertical or inclined wire hangers, which are the support structure. This type of bridges hangs supported in two towers. In areas of tropical climates, with difficult accessibility, it has been focused on the bamboo solution and using it as local and ecologically sustainable materials, supporting the conservation of environment and forests, and in the use and the main construction of the board. In this research, work is given to the priority and importance to the solution of constructive technical details of the junctures between bamboo and wire or board. The use of design methodology structures in bamboo by the allowable stress method has been also reviewed.

Keywords: Caña Guadua Angustifolia, Bamboo, culm, Walkways, Hangers, supports, characteristic values, allowable stresses and modulus of elasticity, design elements in bamboo, joints.

ÍNDICE DEL CONTENIDO	Pág.
INTRODUCCIÓN	22
Situación problemática	26
Objetivo general	27
Objetivos específicos	27
Hipótesis.....	28
Metodología de investigación	28
Identificación de las tareas de investigación	29
Alcance	30
CAPÍTULO I	31
ESTADO DEL ARTE	31
1.1.- HISTORIA DE LOS PUENTES COLGANTES	31
1.1.1- Puentes de bambú	35
1.1.1.1- La viga.....	37
1.1.1.1.1 - El bambú, un tubo con anillos de refuerzo	37
1.1.1.1.2 - La viga curvada.....	38
1.1.1.2.- El Arco.....	39
1.1.1.3.1- El cable de bambú.....	40
1.1.1.3.2- La cinta sin fin	41
1.1.1.4.- El puente atirantado	42
1.1.1.4.1- La guadua usada como tensor.....	43
1.1.1.4.2- La guadua usada de forma atirantada:.....	43
1.1.1.5.- Las superficies activas	45
1.1.1.6.- Las cerchas planas	47
1.1.1.6.1- King truss	47
1.1.1.6.2- Howe truss	49
1.1.1.7.- La estructura espacial	51
1.1.2- POR QUÉ PISOS DE BAMBÚ Y NO DE MADERA	54
1.1.2.1- Comparación de la apariencia de pisos de bambú con los de madera tradicional.....	54
1.1.2.2- Otros usos del bambú	55
1.2.- NORMAS Y MÉTODOS DE DISEÑO	56

1.2.1.- Requisitos generales.....	58
1.3.- VALORES CARACTERÍSTICOS, ESFUERZOS ADMISIBLES Y MÓDULO DE ELASTICIDAD.....	59
1.3.1.- Materiales.....	60
1.3.1.1 Requisitos de calidad para guadua estructural.....	60
1.3.2.- Combinaciones de carga básicas	61
1.3.3.- Bases para el diseño estructural.....	62
1.3.3.1.- Requisitos de calidad para las estructuras en guadua.....	63
1.3.4.- MÉTODO DE DISEÑO ESTRUCTURAL	64
1.3.5.- ESFUERZOS ADMISIBLES Y MÓDULOS DE ELASTICIDAD.....	64
1.3.5.1.- Esfuerzos admisibles	65
1.3.5.2.- Coeficientes de modificación.....	66
1.3.5.3.- Por duración de carga.....	67
1.3.5.4.- Por contenido de humedad	67
1.3.5.5.- Por temperatura	68
1.3.5.6.- Por acción conjunta.....	69
1.3.6.- DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN	69
1.3.6.2.- Perforaciones	70
1.3.6.3.- Área neta.....	70
1.3.6.4.- Luz de diseño.....	71
1.3.6.5.- Deflexiones	71
1.3.6.5.1.- Efecto del cortante	72
1.3.6.5.2.- Cargas para cálculo de secciones y deflexiones.....	73
1.3.6.5.3.- Flexión.....	73
1.3.6.5.4.- Estabilidad lateral y coeficiente de modificación	73
1.3.6.5.5.- Estabilidad lateral de vigas compuestas	74
1.3.6.5.6.- Estabilidad lateral.....	74
1.3.6.5.7.- Momento resistente.....	75
1.3.6.6.- CORTANTE	76
1.3.6.6.1. – Esfuerzos máximos de corte	76
1.3.6.6.2. – Esfuerzo cortante paralelo a las fibras	76
1.3.6.6.3. – Distribución de conectores en vigas de sección compuesta	77
1.3.6.7.- APLASTAMIENTO	78
1.3.7.- DISEÑO DE ELEMENTOS SOLICITADOS POR FUERZA AXIAL	79

1.3.7.1.- General	79
1.3.7.1.1.- Elementos solicitados a tensión axial.....	79
1.3.7.1.2.- Tensión perpendicular a la fibra	79
1.3.7.1.3.- Elementos solicitados a compresión axial.....	80
1.3.7.2.1.- Longitud efectiva	80
1.3.7.2.2.- Esbeltez	80
1.3.7.2.3.- Radio de giro.....	80
1.3.7.2.4.- Elementos constituidos por dos o más culmos	81
1.3.7.2.5.- Clasificación de columnas.....	81
1.3.7.2.6.- Esfuerzos máximos	82
1.3.7.2.6.1.- Columnas cortas	82
1.3.7.2.6.2.- Columnas intermedias.....	82
1.3.7.2.6.3.- Columnas largas	83
1.3.8.- DISEÑO DE ELEMENTOS SOLICITADOS POR FLEXIÓN Y CARGA AXIAL	83
1.3.8.1.- Elementos solicitados a flexión con tensión axial.....	83
1.3.8.2.- Elementos solicitados a flexo-compresión	84
1.3.9.- UNIONES.....	85
1.3.9.1.- Generalidades	85
1.3.9.2.- Tipos de cortes.....	85
1.3.9.2.1.- Corte recto	85
1.3.9.2.2.- Corte boca de pescado	85
1.3.9.2.3.- Corte pico de flauta	86
1.3.9.3.- Uniones empernadas	86
1.3.9.4.- Uniones diversas.....	91
1.3.9.4.1- Uniones longitudinales	92
1.3.9.4.2- Uniones de boca de pez.....	93
1.3.9.4.2.1- Unión boca de pez mediante perno tensor y anclaje.....	93
1.3.9.4.2.2 Unión boca de pez mediante disco y media caña metálica.....	95
1.3.9.4.3- Uniones en diagonal.....	96
1.3.9.4.4- Construcción de vigas compuestas.....	97
1.3.9.4.5- Construcción de columnas	98
1.3.9.4.6- Construcción de tableros de esterillas y latas de bambú	99
1.3.9.4.7- Elaboración de cables con cintas de bambú	102

1.3.9.4.8- Alternativas de uniones y amarres en bambú	103
CAPITULO II	105
ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS ELEMENTOS COMPONENTES DEL TABLERO Y PENDOLAS CON BAMBÚ DEL PUENTE COLGANTE.....	105
2.1.- GEOMETRÍA.....	105
2.2. - ESFUERZOS ADMISIBLES Y MÓDULO DE ELASTICIDAD MODIFICADOS	106
2.2.1. - Factores de reducción.....	106
2.2.2. - Coeficientes de modificación.....	107
2.2.2.1 - Por duración de carga.....	108
2.2.2.2- - Por Contenido de humedad	108
2.2.2.3. - Por Acción conjunta	108
2.2.3. – Obtención del esfuerzo admisible y módulo de elasticidad modificado	108
2.3. – CARGAS	111
2.3.1. – Carga muerta	111
2.3.2. – Carga viva	112
2.3.3. – Carga de viento	112
2.3.3.1. – Presión horizontal del viento	112
2.3.3.2. – Presión del viento sobre estructuras	112
2.3.4. – Carga de Sismo.....	113
2.3.5. – Carga de Lluvia	114
CAPITULO III	115
DISEÑO DE LOS ELEMENTOS COMPONENTES DEL TABLERO Y PENDOLAS CON BAMBÚ	115
3.1- DESCRIPCION DEL PROYECTO	115
3.2 CARGAS	115
3.2.1 Carga muerta	115
3.2.2. – Carga viva	117
3.2.3. – Carga de viento	118
3.2.3.1 – Presión del viento sobre estructuras	118
3.2.4. – Carga sísmica	119
3.2.5. – Carga de lluvia	121
3.3 COMBINACIONES DE CARGAS.....	123

3.3.1. – Resultados de esfuerzos de los elementos componentes del tablero	124
3.4 DISEÑO DE ELEMENTOS.....	125
3.4.1 VIGA TRANSVERSAL ó PRINCIPAL.....	125
3.4.1.1 Diseño viga anillo a flexión.....	125
3.4.1.2 Diseño a cortante	126
3.4.1.2.1 Esfuerzo cortante paralelo a la fibra	127
3.4.1.3 Diseño al aplastamiento	127
3.4.2 VIGA LONGITUDINAL	128
3.4.2.1 Diseño viga anillo a flexión	128
3.4.2.2 Diseño viga anillo a cortante	128
3.4.2.3 Diseño al Aplastamiento.....	129
3.4.3 VIGA DIAGONAL	129
3.4.3.1 Diseño viga anillo a flexión	129
3.4.3.2 Diseño viga anillo a cortante	130
3.4.3.3 Diseño al aplastamiento	130
3.4.3.4 Diseño a la tensión axial.....	131
3.4.3.5 Diseño por flexión y carga axial.....	131
3.4.4 DISEÑO DE PENDOLAS DE GUADUA.....	132
3.4.4.1 Diseño a la tensión axial.....	132
3.4.5 DISEÑO DE LAS UNIONES.....	133
3.4.5.1.- Generalidades.....	133
3.4.5.2. Propiedades de los materiales a ser utilizados	134
3.4.5.3. Conexiones empernadas.....	135
3.4.5.3.1. Resistencia a tensión y cortante de los pernos y la parte con rosca	136
3.4.6 DISEÑO DEL TABLERO DE ESTERILLAS DE BAMBÚ.....	137
3.4.6.1.- Diseño por flexión.....	137
CAPÍTULO IV	140
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	140
4.1.- CONCLUSIONES:.....	140
4.2.- RECOMENDACIONES	141
BIBLIOGRAFIA Y FUENTES DE INFORMACIÓN	142

ÍNDICE DE IMÁGENES	Pág.
Imagen 1.1: Puente colgante inca tablero de madera.....	31
Imagen 1.2: Puente colgante inca sobre el río Apurímac.....	32
Imagen 1.3: Puente colgante del Menai, Gales, 1826.....	33
Imagen 1.4: Puente colgante sobre el río Niágara (USA) en 1885.....	33
Imagen 1.5: Puente colgante Golden Gate, San Francisco, 1937.....	34
Imagen 1.6: Puente colgante Severn, Inglaterra 1966.....	35
Imagen 1.7: cuadro guaduas compuestas sirven de columna.....	38
Imagen 1.8: Puente Jenny Garzón, Bogotá 200.....	40
Imagen 1.9: Puente de Xian, china, cables de bambú trenzado.....	41
Imagen 1.10: Puente para la ciclo vía a lo largo del canal de Rhin.....	42
Imagen 1.11: El viejo puente de Avirama, Páez.....	43
Imagen 1.12: Puente en arco compuesto por guaduas.....	44
Imagen 1.13: Puente con carpas - membranas.....	45
Imagen 1.14: Puente del Greenschool in Sibang, Bali, Indonesia.....	46
Imagen 1.15: Puente de arco compuesto de 3 bambús.....	46
Imagen 1.16: Puente de cajón.....	48
Imagen 1.17: Puente de Santa Fe de Antioquia.....	50
Imagen 1.18: Puente de Cercha Howe.....	50
Imagen 1.19: Fijación axial de pernos en uniones cónicas.....	52
Imagen 1.20: Puente de madera sobre el río Isar Alemania.....	52
Imagen 1.21: Render de un paquete espacial y arqueado.....	53
Imagen 1.22: Sección compuesta.....	74
Imagen 1.23: Detalle conectores secciones compuestas.....	78

Imagen 1.24: Corte recto.....	85
Imagen 1.25: Corte boca de pescado.....	85
Imagen 1.26: Corte pico de flauta	86
Imagen 1.27: Zunchos.....	87
Imagen 1.28: Carga P.....	88
Imagen 1.29: Carga Q.....	89
Imagen 1.30: Carga T.....	89
Imagen 1.31: Uniones a tope longitudinal de dos culmos.....	89
Imagen 1.32: Detalle de armado de unión boca de pez.....	93
Imagen 1.33: Detalle de armado de unión boca de pez.....	96
Imagen 1.34: Detalle de armado de unión en diagonal.....	97
Imagen 1.35: Detalle de construcción de vigas compuestas.....	98
Imagen 1.36: Columna compuesta por 5 culmos.....	99
Imagen 1.37: Elaboración de tableros de esterilla.....	98
Imagen 1.38: Laminas de bambú – tablero para piso.....	100
Imagen 1.39: Obtención de canales y latas.....	101
Imagen 1.40: Elaboración de cables con cintas de bambú.....	102
Imagen 1.41: Empleo de pasadores y anclajes en la unión.....	103
Imagen 1.42: Unión y fijación de piezas horizontales.....	104
Imagen 1.43: Empalme de piezas horizontales.....	104
Imagen 1.44: Formas de evitar el aplastamiento.....	104
Imagen 2.1: Disposición de elementos en puente colgante.....	105
Imagen 3.1: Área de aporte del tablero puente.....	116
Imagen 3.2: Deformada debido a la carga muerta.....	117
Imagen 3.3: Deformada debido a la carga viva.....	117

Imagen 3.4: Deformada debido a la carga de viento.....	117
Imagen 3.5: Deformada debido a la carga de sismo.....	119
Imagen 3.6: Deformada debido a la carga de agua lluvia.....	121
Imagen 3.7: Deformada por combinación de carga muerta y sismo.....	122
Imagen 3.8: Deformada de momentos por envolvente de cargas.....	123
Imagen 3.9: Diagrama de cortantes por cargas.....	124
Imagen 3.10: Diagrama de tensiones por envolvente de cargas.....	124
Imagen 3.11: Sección transversal del tablero diseñado en guadua.....	138
Imagen 3.12: Detalle de corte nudo péndola.....	139

ÍNDICE DE TABLAS	Pág.
Tabla 1.1: Esfuerzos admisibles.....	64
Tabla 1.2: Módulo de elasticidad.....	64
Tabla 1.3: Factores de reducción.....	66
Tabla 1.4: Coeficientes de modificación por duración de carga.....	66
Tabla 1.5: Coeficientes modificación por contenido de humedad.....	67
Tabla 1.6: Coeficiente de modificación por temperatura.....	68
Tabla 1.9: Valores de C_c	72
Tabla 1.10: Cargas w para cálculo de secciones y deflexiones.....	73
Tabla 1.11: Coeficientes CL para diferentes relaciones d/b	74
Tabla 1.12: Ecuaciones para los módulos de sección de vigas.....	75
Tabla 1.13: Coeficientes de longitud efectiva.....	80
Tabla 1.14: Clasificación de columnas por esbeltez.....	82
Tabla 1.15: Dimensiones de arandelas en uniones empernadas.....	88
Tabla 1.16: Cargas admisibles para uniones empernadas.....	90
Tabla 1.17: Coeficiente de reducción por grupo.....	91
Tabla 2.1: Presiones básicas, P_B , correspondiente $V_B = 160$ Km/h.....	113
Tabla 3.1: Esfuerzos de tensión nominal y de corte.....	116
Tabla 3.2: Tamaño máximo de perforaciones para pernos.....	118

ÍNDICE DE ECUACIONES	Pág.
(Ec. 1.1): Combinación de carga.....	61
(Ec. 1.2): Combinación de carga.....	61
(Ec. 1.3): Combinación de carga.....	61
(Ec. 1.4): Combinación de carga.....	61
(Ec. 1.5): Combinación de carga.....	61
(Ec. 1.6): Combinación de carga.....	61
(Ec. 1.7): Combinación de carga.....	61
(Ec. 1.8): Combinación de carga.....	61
(Ec. 1.9): Combinación de carga.....	61
(Ec. 1.10): Combinación de carga.....	61
(Ec. 1.11): Valor característico.....	65
(Ec. 1.12): Esfuerzo admisible en la sollicitación.....	65
(Ec. 1.13): Esfuerzo admisible modificado.....	66
(Ec. 1.14): Área neta de la sección transversal de guadua.....	70
(Ec. 1.15): Deflexión debido a la carga puntual.....	70
(Ec. 1.16): Deflexión debido a la carga distribuida.....	70
(Ec. 1.17): Esfuerzo a flexión actuante.....	75
(Ec. 1.18): Módulo de sección.....	75
(Ec. 1.19): Inersia de una sección compuesta.....	76
(Ec. 1.20): Esfuerzo cortante paralelo a la fibra actuante.....	76
(Ec. 1.21): Espaciamiento entre conectores de vigas compuestas.....	78
(Ec. 1.22): Esfuerzo admisible en compresión perpendicular fibra.....	78



(Ec. 1.23): Esfuerzo a tensión actuante.....	79
(Ec. 1.24): Longitud efectiva.....	80
(Ec. 1.25): Esbeltez.....	80
(Ec. 1.26): Radio de giro de un anillo circular.....	80
(Ec. 1.27): Radio de giro.....	81
(Ec. 1.28): Esbeltez C_k	81
(Ec. 1.29): Esfuerzo de compresión en columnas cortas.....	82
(Ec. 1.30): Esfuerzo de compresión en columnas intermedias.....	82
(Ec. 1.31): Esfuerzo de compresión paralela en columnas largas.....	83
(Ec. 1.32): Solicitación a flexión con tensión axial.....	83
(Ec. 1.33): Solicitación a flexo-compresión.....	84
(Ec. 1.34): Coeficiente de magnificación de momentos.....	84
(Ec. 1.35): Carga crítica de Euler.....	84
(Ec. 1.36): Carga admisible de Hankinson.....	89
(Ec. 2.1): Presión de viento de diseño.....	105
(Ec. 2.2): Carga de lluvia.....	106

GLOSARIO DE TERMINOS Y ABREVIATURAS

A	Área neta de la sección transversal del elemento de guadua mm ²
α	Valor, para determinar el periodo de vibración de la estructura.
A_b	Área nominal de la parte lisa del perno o de la parte de la rosca, mm ² .
A-36	Tipo de Acero Utilizado $f_y=2530$ kg/cm ² .
A_i	Área para el i-ésimo culmo, mm ² .
A_n	Área neta de la sección transversal, mm ²
ASD	Diseño por Tensiones Admisibles.
AISC	American Institute of Steel Construction.
AISI	American Institute and Steel Institute.
ASTM	American Society for Testing and Materials (Sociedad Americana para Pruebas y Materiales).
C_c	Coefficiente de modificación por cortante.
C_L	Coefficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas.
C_D	Coefficiente de modificación por duración de carga.
C_F	Coefficiente de modificación por forma.
C_m	Coefficiente de modificación por contenido de humedad.
C_P	Coefficiente de modificación por estabilidad de columnas.
C_k	Esbeltez que marca el límite entre columnas intermedias y largas, MPa. ,
C_r	Coefficiente de modificación por redistribución cargas, acción conjunta.

C_t	Coeficiente de modificación por temperatura.
C_t	Coeficiente, para determinar el periodo de vibración de la estructura.
d	Diámetro del perno.
D	Carga Muerta
d/b	Relación altura ancho de una viga compuesta de guadua.
D_e	Diámetro exterior de la guadua, mm.
d_i	Distancia entre el centroide del conjunto de culmos y el centroide del i -ésimo culmo, mm.
E	Carga Sísmica.
$E_{0.05}$	Módulo de elasticidad percentil 5, en MPa.
F_a	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.
f_b	Esfuerzo a flexión actuante, MPa.
F'_b	Esfuerzo a flexión admisible modificado, MPa.
F'_b	Esfuerzo admisible modificado a flexión.
f_c	Esfuerzo de compresión paralela a la fibra actuante, MPa
F'_c	Esfuerzo de compresión paralela al fibra admisible, modificado, MPa.
FC	Factor de reducción.
f'_c	Resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días.
FDC	Factor de duración de carga.
F_d	Desplazamientos para diseño en roca.
f_i	Esfuerzo admisible en la sollicitación i .

F_i	Esfuerzo admisible en la sollicitación i.
F_i'	Esfuerzo admisible modificado para la sollicitación i.
F_n	Tensión nominal a la tracción, N.
F_{nt}	Tensión nominal de tracción, N.
F_{nv}	Tensión nominal de corte, N.
f_p	Esfuerzo actuante en compresión perpendicular a la fibra, MPa.
f_{ki}	Valor característico en la sollicitación i.
$f_{0.05i}$	Valor característico correspondiente al percentil cinco.
F_{kb}	Valor del esfuerzo admisible a flexión.
F_{kc}	Valor del esfuerzo admisible a compresión paralela a la fibra.
F_{kt}	Valor del esfuerzo admisible a tensión.
F_{kp}	Valor del esfuerzo admisible a tensión perpendicular a la fibra.
F_{kv}	Valor del esfuerzo admisible a cortante paralela a la fibra.
F_s	Comportamiento no lineal de los suelos.
F_S	Factor de seguridad.
F_s	Fuerzas sísmica.
f_t	Esfuerzo a tensión actuante, MPa.
F_t'	Esfuerzo de tensión admisible, modificado por los coeficientes a
f_v	Esfuerzo cortante paralelo a las fibras actuante, MPa.
F_v'	Esfuerzo admisible a cortante paralelo a la fibra, modificado, MPa.
F_v'	Esfuerzo admisible en compresión perpendicular a la fibra,
Gr	Carga granizo.

h	Altura total de la estructura.
H_r	Altura acumulada de agua, mm, m.
h_n	Altura máxima para el puente, medida desde la base de la estructura.
i	subíndice que depende del tipo de sollicitación.
I	Inercia de la sección.
I_i	Inercia individual de cada culmo referida a su propio centroide, mm ⁴ .
j	Espaciamiento entre conectores de vigas compuestas, mm.
l	Luz de la viga, mm.
k	Coeficiente de longitud efectiva.
k	Factor de deflexión.
k_m	Coeficiente de magnificación de momentos.
L	Carga viva (capítulo 1.3.2).
l_e	Longitud efectiva, mm.
L_r	Sobrecarga de Cubierta.
LRFD	Diseño por Factores de Carga y Resistencia.
l_u	Longitud no soportada lateralmente del elemento, mm.
m	valor promedio de los datos de las pruebas de laboratorio.
M	Momento actuante sobre el elemento.
n	numero de ensayos.
η	Valores de la relación de amplificación espectral η , (S_a/Z , en roca).

N	Fuerza de compresión paralela a la fibra actuante, N
N_a	Carga de compresión actuante, en N
NEC-11	Norma Ecuatoriana Construcción 2011.
N_{cr}	Carga crítica de Euler.
ρ	Densidad del aire expresada en kg/m ³ .
P_B	Presión básica del viento correspondiente a una velocidad del viento de 160 km/h MPa.
P_D	Presión de viento de diseño, MPa.
ρ_r	Peso específico del agua lluvia, kg/m ³ .
R	Coefficiente de capacidad de disipación de energía.
R	Factor de reducción de resistencia sísmica (capítulo 3.2.4).
r	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica.
R_o	Coefficiente de capacidad de disipación de energía básico.
R_r	Carga de lluvia.
R_n	Resistencia de diseño a Tracción o corte, MPa.
S	Módulo de sección.
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.
t	Espesor de la pared de la guadua, mm.
T	Fuerza aplicada en el sentido perpendicular a las fibras, N.
T_c	Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de

aceleraciones que representa el sismo de diseño.

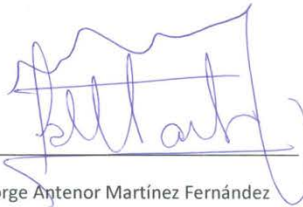
T_0	Periodo inicial de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
T_L	Periodo límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamiento
V	Fuerza cortante, Cortante basal de diseño, N.
V	Velocidad Instantánea Máxima del Viento en Km/h.
V_B	Velocidad básica del viento tomada como 160 km/h.
V_{DZ}	Velocidad el viento de diseño a la altura de diseño Z (km/h).
W	Peso de la estructura (capítulo 3.2.4).
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g.
z	Altura por encima del nivel del terreno hasta el punto medio de la sección, accesorio o guía.
W	Carga de viento, (capítulo 1.3.2.).
Δ	Deflexión, mm, m.
λ	Esbeltez del elemento
ϕ	Factor de resistencia.
ϕ_t	Factor de resistencia en tracción LRFD.
ϕ_E	Coefficiente de regularidad en elevación
ϕ_P	Coefficiente de regularidad en planta.



Universidad de Cuenca
Clausula de derechos de autor

Jorge Antenor Martínez Fernández, autor/a de la tesis "CONSTRUCCIÓN DE TABLEROS Y PÉNDOLAS EN PUENTES COLGANTES PEATONALES CON BAMBÚ COMO MATERIAL LOCAL", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de (título que obtiene). El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor/a

Cuenca, 2 de Junio de 2015


Jorge Antenor Martínez Fernández

C.I.: 0301204467



Universidad de Cuenca
Clausula de propiedad intelectual

Jorge Antenor Martínez Fernández, autor/a de la tesis "CONSTRUCCIÓN DE TABLEROS Y PÉNDOLAS EN PUENTES COLGANTES PEATONALES CON BAMBÚ COMO MATERIAL LOCAL", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 2 de Junio de 2015



Jorge Antenor Martínez Fernández
C.I.: 0301204467

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mis padres y familia quienes me han apoyado y entendido mi permanencia lejos de ellos con la finalidad de elaborar este trabajo. Y también a la persona que me acompañado todo este tiempo, con gran alegría y devoción.

Mi gran agradecimiento a mi tutor de la Monografía Dr. Roberto Gamón Torres quien ha sabido guiar mi trabajo con mucha humanidad y sapiencia impartiendo sus altos conocimientos en todo momento.

INTRODUCCIÓN

La experiencia en el país de manera primordial en las zonas tropicales con puentes colgantes se han limitado a estructuras de madera con propiedades ante la humedad muy pesadas (material de sitio), suspendidas de cables de acero, utilizados para circulación peatonal y para salvar pasos vehiculares de peso limitado en vías de segundo y tercer orden.

La utilización de cables como elementos estructurales más importantes de un puente tiene por objeto el aprovechar la gran capacidad resistente del acero cuando está sometido a tracción. El soporte físico de un puente colgante está provisto por dos torres de sustentación, separadas entre sí, siendo las responsables de transmitir las cargas al suelo de cimentación.

Las torres de sustentación pueden tener una gran diversidad de geometrías y materiales de construcción (la cimentación de las torres de sustentación generalmente es construida en hormigón armado o ciclópeo por su permanente contacto con el agua y la tierra, aunque la superestructura puede ser de madera, pero generalmente presentan como característica típica una rigidez importante en la dirección transversal del puente y muy poca rigidez en la dirección longitudinal. Este se constituirá en un factor importante para la estructuración de todo el puente colgante.

Apoyados y anclados en la parte alta de las torres de sustentación, y ubicados de una manera simétrica con relación al eje de la vía, se suspenden los cables principales de la estructura (generalmente un cable a cada lado de la torre).

Debido a que los cables principales van a soportar casi la totalidad de las cargas que actúan sobre el puente, se suelen utilizar acero de alta resistencia (esfuerzos de rotura superiores a los 15000 kg/cm^2). Este hecho implica que se debe tener mucho cuidado con los eventuales procesos de soldadura que

podrían disminuir la resistencia de dichos cables. Adicionalmente, con el objeto de que los cables tengan la flexibilidad apropiada para trabajar exclusivamente a tracción, los cables de gran diámetro están constituidos por un sinnúmero de cables de diámetro menor.

De los cables principales se sujetan y se suspenden tensores, equidistantes en la dirección longitudinal del puente, que generalmente son cables de menor diámetro o varillas de hierro enroscadas en sus extremos: “también denominados Péndolas”.

La separación entre péndolas es usualmente entre uno y dos metros. De la parte inferior sostenida por las péndolas de eje opuesto, se suspenden elementos transversales (denominadas vigas principales) que cruzan la vía a lo ancho.

De igual manera, en la dirección longitudinal del puente, sobre las vigas transversales principales se montan o cruzan elementos longitudinales (ó vigas longitudinales) que unen todas las vigas transversales.

Las vigas longitudinales conforman una estructura similar a una viga continua sobre apoyos elásticos. Cada péndola constituye un apoyo elástico, Este esquema de funcionamiento estructural permite que las dimensiones transversales de las vigas longitudinales y de las vigas transversales dependan de la distancia entre péndolas y no dependan de la distancia entre torres de sustentación.

Las vigas transversales y longitudinales conformarán una malla de elementos estructurales sobre un plano horizontal.

La malla de vigas longitudinales, de vigas transversales se puede arriostrar y rigidizar mediante diagonales o contradiagonales.

La colocación de las diagonales y contradiagonales persigue la formación de un diafragma horizontal de gran resistencia a la flexión en la dirección horizontal (similar a una losa en un edificio). La viga Vierendel que se formaría solamente con las vigas transversales y longitudinales, es normalmente insuficiente para resistir las solicitaciones transversales del puente sobre ese plano horizontal (debido a la acción dinámica de los sismos y del viento).

Apoyada sobre las vigas longitudinales y transversales a estos elementos se construye la estructura que soportará directamente a los vehículos ó personas que circulan por el puente (tablones de madera). Debido a la gran rigidez de esta cominería sobre el plano horizontal, en caso de su uso podría prescindirse del uso de diagonales y contradiagonales.

En principio la carga viva vehicular o peatonal es transmitida a su estructura de soporte, la estructura de soporte vehicular o peatonal transmite la carga viva y su propio peso a las vigas transversales; las vigas transversales con sus cargas, a su vez, se sustentan en los tensores ó péndolas; las péndolas y las cargas que sobre ellos actúan, están soportados por los cable principales; los cables principales transmiten las cargas a las torres de sustentación; y por último, las torres de sustentación transfieren las cargas al suelo de cimentación. Claramente se pueden establecer una cadena en el funcionamiento de los puentes colgantes; la falla de cualquiera de los eslabones mencionados significa la falla del puente en su conjunto.

Situación problemática:

En la actualidad se desea cuidar y mantener el medio ambiente en estado natural en cuanto a la flora y fauna con la finalidad de preservar los bosques y su hábitat natural sin tener que recurrir a la tala de árboles. Con este antecedente se está optando con la utilización de otro material como es el “BAMBÚ” como material local de la zona, además sabiendo que ya es utilizando en viviendas de hasta dos pisos, ajustándonos a investigaciones y estudios como material estructural.

El bambú ha sido uno de los materiales más importantes en la construcción de viviendas familiares de todos los estratos sociales en diferentes partes del mundo.

Con las metodologías de construcción utilizadas en la región cafetera de Colombia, se ha logrado el uso del bambú en metodologías tradicionales y modernas de construcción, usando dicho material en muros, pisos y estructuras.

Hay mil productos que se pueden hacer con el Bambú: pisos, adornos, muebles, artesanía, cestas, marcos de bicicletas, sillas, mesas, lámparas, incluso puentes y bohíos. Sólo hay que aplicarle diseño y listo; saldrá una obra de arte ecológica.

Definitivamente el bambú representa una alternativa viable, económica y ecológica, para recuperar zonas afectadas por los desastres naturales. Su único "handicap" es que es un proyecto a largo plazo, por lo cual es necesario crear proyectos alternos al bambú, mientras el bambú alcanza su madurez y garantiza una producción constante a lo largo del tiempo. Sin embargo, en el corto y mediano plazo, se pueden construir escuelas y casas modelos que permitan sentar bases en un nuevo proyecto de país.

Lamentablemente, el proceso de construir, o mejor dicho, de reconstruir un país es a largo plazo e implica la educación como materia prima. De nada servirá invertir miles de millones de dólares si nuestra gente no tiene conciencia ecológica. Es necesario, por no decir imperioso, promover un cambio profundo de actitud, buscando que nuestro pueblo y nuestros gobernantes, entiendan la necesidad de conservar el ambiente.

Por lo tanto se ve una alternativa con la finalidad de preservar los bosques con la no utilización de madera a cambio de la utilización de la caña guadua, optando por la facilidad constructiva, diseñando unos tipos de uniones de fácil construcción en las zonas tropicales de nuestro país.

Objetivo general:

En este caso más que plantear objetivos, lo que se quiere es de alguna forma presentar un aporte a soluciones para la construcción de tableros, péndolas y montantes en puentes peatonales con bambú.

Partiendo con antecedentes, estados de arte, caracterizaciones físico mecánicas del bambú como material de construcción (Resistencias y Tensiones del bambú).

Objetivos específicos:

Realizar una búsqueda de información sobre el bambú como tema: normas, métodos e investigaciones realizadas en cuanto al material en estudio.

Diseñar elementos que funcionarán estructuralmente dentro del tablero del puente.

Tipos de Conexiones superior con el cable e inferior con el tablero de ese bambú como elemento estructural.

Presentación y elaboración de planos resultados del diseño estructural en bambú.

Hipótesis:

Puente colgante de luz de 30m de uso peatonal, con la utilización del bambú en las péndolas y todos los elementos que conforman el tablero

En esta monografía consideramos que los tableros y péndolas de bambú son adecuados, sustentables por estar en estas zonas tropicales, por lo tanto muy económicamente justificadas y estructuralmente seguros, en la construcción que exige estos lugares.

El bambú desde el punto de vista de ensayos o documentaciones existentes en cuanto a la tracción (propiedades físicas, mecánicas) tendrá una capacidad aceptable en función del espaciamiento entre péndolas que va a ser la luz en el sentido longitudinal de estos tableros. Limitando las luces de puentes peatonales de entre pequeñas y medias.

Los detalles técnicos de las uniones entre bambú y cable o tablero se lo realizarán con accesorios metálicos contruidos según tamaños de los elementos a unirse.

Metodología de investigación:

La metodología a seguir para nuestro caso será de carácter analítico investigativo, no siendo necesario realizar ensayos o pruebas de laboratorio del material bambú, por lo tanto se tomarán valores de las propiedades físicas y mecánicas de investigaciones bibliográficas o normativas existentes en nuestro medio, tesis involucradas en el diseño con bambú, de estudios realizados para construcción de estructuras de guadua y de la comunidad de Internet.

Los diseños y análisis estructurales de los elementos montantes de la estructura, se realizará primeramente con la admisión de valores de las propiedades mecánicas, físicas del bambú para nuestro medio a ser adoptados como son: los esfuerzos admisibles y módulo de Elasticidad modificados.

Utilización de una metodología de diseño de estructuras en guadua como material estructural por el método de esfuerzos admisibles; consideraciones para las combinaciones de carga de todos los elementos de la estructura de bambú diseñados, a ser construidos empalmados para resistir los esfuerzos provenientes de las combinaciones de carga de servicio.

Se continuará con la definición y detallado de las uniones a ser conectadas: extremos superior de péndola de bambú con el cable de acero, y la conexión entre borde inferior de la péndola al tablero con la viga transversal principal.

Identificación de las tareas de investigación:

- 1.- Tipos, ejemplares existentes, y normativas de utilización del bambú en la construcción para nuestro medio.
- 2.- Consultas bibliográficas para determinar la factibilidad de diseño mediante metodologías analíticas. Posibles construcciones en nuestra zona, investigando el tipo de uniones del Bambú con el metal que usan para su construcción.
- 3.- Modelación estructural de los elementos del Puente colgante de Bambú.
- 4.- Elaboración de planos, memorias técnicas, detalles constructivos y especificaciones técnicas.
- 5.- Elaboración de documento de monografía y planos estructurales.

Alcance:

Este documento está conformado básicamente de los siguientes capítulos, los mismos que son: **Capítulo I**, Estado del arte donde se indicarán las definiciones y conceptos relacionados con el tema que se está investigando. **Capítulo II**, Análisis y metodología de diseño en bambú. **Capítulo III**, Cálculo y diseño por esfuerzos admisibles de los elementos principales de la pasarela de bambú. **Capítulo IV**, Conclusiones y Recomendaciones.

CAPÍTULO I

ESTADO DEL ARTE

1.1.- HISTORIA DE LOS PUENTES COLGANTES:

La necesidad de cruzar obstáculos naturales, sea ríos o quebradas, ha hecho que desde muy antiguo el hombre desarrolle algunos tipos de puentes. Como es el caso de los Puentes Colgantes que son estructuras que permiten cruzar, a desnivel, un obstáculo y está compuesto por un tablero soportado mediante péndolas verticales o inclinadas de cables, que son la estructura portante, y que cuelgan apoyados en dos torres.

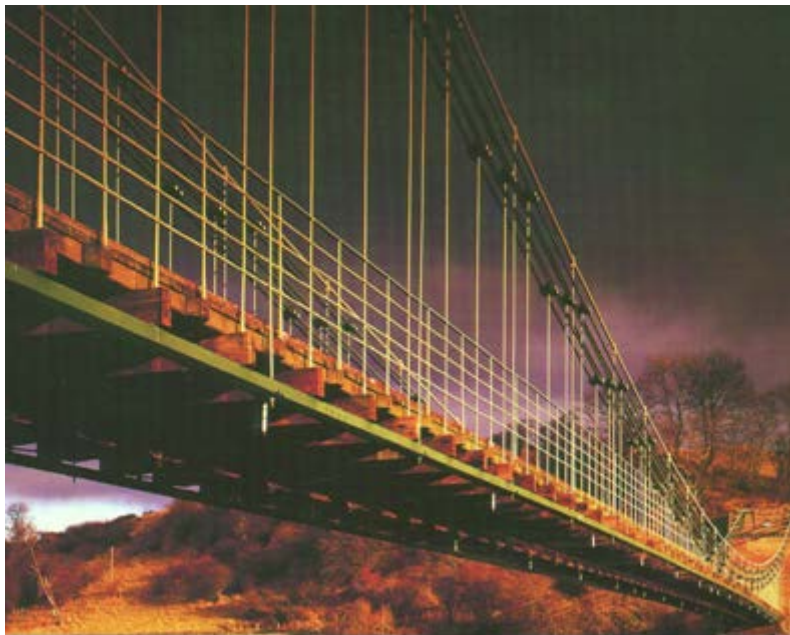


Imagen 1.1 Puente Colgante tablero de madera

Tal es el caso que en América del sur desde las épocas antigua de los incas, estos puentes colgantes eran construidos con sogas flexibles denominados oroyas, con un cable, o huaros, con dos cables, y puentes colgantes que empleaban cables formados por varias sogas hechas de fibras vegetales del maguey. Estos puentes no tenían vigas de rigidez. Según historiadores comentan del puente sobre el río Apurimac que formaba parte del camino imperial, y tenía una luz del orden de 45m y se hallaba a unos 35m sobre el

cauce del río con su parte central a unos 4m por debajo de los extremos. Su estructura portante estaba formada por cinco cables de fibra de maguey de unos 12cm de diámetro, sobre los que se hallaba la plataforma formada por pequeñas varas de caña atadas transversalmente con tiras de cuero sin curtir. Estos cables se reemplazaban cada año. Este puente colgante fue usado por cerca de 50 años, por desuso y falta de mantenimiento colapsó en la década de 1890.



Imagen 1.2 Puente Colgante inca sobre el río Apurímac (Squier 1877)

Los puentes colgantes con características semejantes a los empleados en la actualidad aparecen a mediados del siglo XVIII en Inglaterra y Alemania (Steinman 1929), formando los cables con cadenas conectadas con pines y barras de ojo, con luces entre 20m y 30m. El puente Menai, en Gales, diseño de Thomas Telford, se terminó en 1826 con 176m de luz empleando cables con cadenas (Ryall MJ).



Imagen 1.3 Puente Colgante del Menai, Gales, 1826

En la segunda mitad del siglo XIX los más importantes puentes colgantes se construyen en los Estados Unidos, destacando los hechos por John A. Roebling, ingeniero nacido en Alemania, que en 1854 terminó de construir un puente con 269m de luz y 65m por encima de las turbulentas aguas del río Niágara; fue el primer puente de dos tableros, uno para el paso de ferrocarriles y el segundo para el paso peatonal y de carruajes.

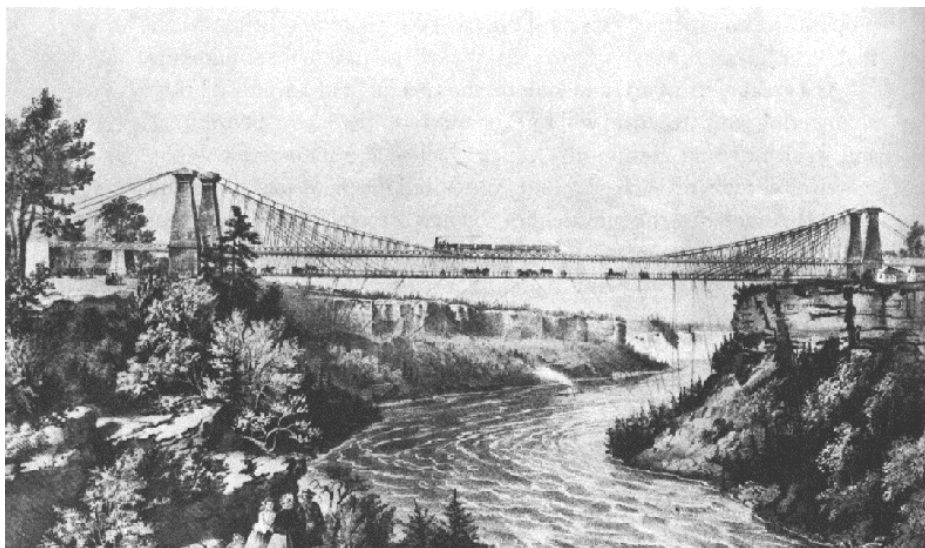


Imagen 1.4 Puente Colgante sobre el río Niágara (USA) en 1855

Se aprecia el gran avance en la construcción de estos puentes al ver que ya en 1927 se construye un puente en Detroit con 564m de luz, cuatro años más tarde se termina el puente George Washington en New York con 1067m de luz y en 1937 se inaugura el Golden Gate en San Francisco con 1280m de luz.



Imagen 1.5 Puente Colgante Golden Gate, San Francisco, 1937

Un problema muy importante para la seguridad de estos puentes se presentó cuando comienzan a construirse con vigas de rigidez cada vez más esbeltas y sufren el efecto del viento, en particular el efecto de las ráfagas de viento. En 1940 se terminó de construir el puente de Tacoma, con 854m de luz central, con vigas de rigidez de alma llena de sólo 2.40m de peralte sin arriostramiento lateral en su parte inferior lo que originó que tuviera una rigidez torsional muy reducida. A los pocos meses de haberse puesto en servicio este puente colapsó cuando su tablero fue destrozado por oscilaciones torsionales producidas por vientos con velocidades menores a 72 kph (Salvadori 1992). Esto llevo a la necesidad de considerar la estabilidad aerodinámica de los puentes y a los ensayos en túneles de viento.

En 1964 se termina en Inglaterra el puente de Forth Road de 1006m de luz central. En 1966 el puente Severn de 988m de luz central y tramos laterales de 305m, en Inglaterra, diseño de Freeman Fox and Partners. Este puente marca una gran diferencia con los puentes americanos por dos nuevas ideas para reducir la inestabilidad aerodinámica al emplear un tablero formado por una viga cajón de forma aerodinámica en lugar de las vigas de rigidez convencionales, con un ahorro significativo en el peso del tablero, y el empleo de péndolas inclinadas en dos direcciones que aumentan la rigidez en el plano del cable. Este tipo de diseño se adoptó después de efectuar ensayos exitosos

en túneles de viento. En la mayor parte de las péndolas se colocó amortiguadores viscosos para reducir su vibración debida al viento.



Imagen 1.6 Puente colgante Severn, Inglaterra, 1966

1.1.1- Puentes de bambú:

En Colombia se construye básicamente con sistemas tradicionales de poste y viga. Tanto al nivel técnico como profesional, se nota un déficit de conocimiento de sistemas constructivos alternos. Según científicos presentan conceptos constructivos que se prestan para hacer uso óptimo del bambú gigante [Artículo: Siete conceptos para hacer un Puente en Bambú, Jörg Stamm].

Con la experiencia de varias décadas de construcciones modernas en guadua, se han evaluado y elaborado bases normativas para una ser usadas en una futura industria en la construcción del bambú donde invoca el peligro de limitar la creatividad por favorecer a los sistemas comunes. Independientemente de las diversas técnicas de unir elementos estructurales hay también una gama de lógicas conceptuales en la composición de un sistema portante. Igual de importante a la norma sobre uniones o la calidad de los elementos, es la claridad sobre el ordenamiento de los esfuerzos. En Colombia se construye básicamente con sistemas tradicionales de poste y viga. Tanto al nivel técnico como profesional, se nota un déficit de conocimiento de sistemas constructivos

alternos. Este artículo muestra otros conceptos constructivos que se prestan para hacer uso óptimo del bambú gigante.

Este autor presenta en siete diferentes conceptos, que la estructura de guadua pueda competir técnica y económicamente con construcciones “en material”; de acuerdo a lo siguiente:

Un sistema constructivo autóctono del bambú, usando la esencia estructural de las varas curvas y esbeltas.

Como se integran lo importantes principios de protección por diseño a un sistema constructivo con guadua. Varios diseños nuevos que aplican la lógica inherente de la gramínea gigante.

Estructuras sencillas que cubren grandes luces y responden a las cargas exigidas. Facetas nuevas de la arquitectura contemporánea, elaborada en fibras naturales.

Con las investigaciones existentes respecto a la confiabilidad de las uniones y la técnica del “grouting”, que permite transferir confiablemente las fuerzas inducidas de un bambú al otro, mediante pernos embebidos en un cilindro de cemento, que distribuye la carga puntual desde la pared delgada del bambú hacia el anillo nodal. Por el otro lado se necesita unos conceptos estructurales para cubrir luces superiores a los típicos 3 a 5 metros de la construcción tradicional. Algunos de estos sistemas aquí presentados son de usos tradicionales del bambú, pero se cambiaron de escala (cestería = micro > puente Da Vinci = macro). Otros conceptos son ultramodernos, como la construcción espacial con sus cerchas tridimensionales. Ya que la palabra “moderno” ha sido reclamada en las décadas pasadas, se utiliza aquí el término “contemporáneo”, para las estructuras de cerchas no planas.

El sistema constructivo dependerá mucho de la disponibilidad de materia prima, condiciones geográficas de las riberas y del río, de la formación del ingenio del “Pontifex” (palabra latín para: “el que hace puentes”), según estas condiciones

este autor da una herramienta del lado de la planificación de puentes enfocado más a los conceptos constructivos del ingeniero, ofreciendo una vida útil de la construcción de 30 años, de acuerdo a siete conceptos, desde sencillo hasta complejo, con sus respectivas ventajas y desventajas para su elaboración en bambú, como son: la viga, el arco, el puente colgante, el puente atirantado cantilever, las superficies activas, la cercha, las estructuras espaciales

1.1.1.1. La viga:

1.1.1.1.1. El bambú, un tubo con anillos de refuerzo: El tubo de bambú es de por sí mismo un sistema portante excelente. No solamente soporta en su dirección axial el peso de aproximadamente 700 kg/cm^2 y a tensión unos 2 toneladas; también tiene muy buena capacidad de flexión, aunque la literatura científica lo contrario. Este paradigma está radicado en la definición de las pruebas de laboratorio, donde se deforma el tubo justo en su cavidad. En su mundo natural vemos un tallo alto y delgado (en términos técnicos: esbelto) y nos sorprendemos como se dobla en el viento, pero no se quiebra. Por evolución se desarrolló un tubo que presenta una formación cónica y varía de consistencia a lo largo del tallo. Esta propiedad tiene mucha incidencia en el diseño de estructuras, ya que podemos elegir entre la parte gruesa y fuerte o la parte liviana y elástica.

En la base cuenta con una pared gruesa, con agujas de fibras gruesas (fibre bundles) embebidas en células de corcho (parénquima) que sirven de amortiguador contra el apalancamiento. Hacia arriba se cambia el promedio desde un tercio de fibra versus dos tercios de parénquima hacia dos tercios de fibra en medio de un tercio de parénquima. Esta composición permite una elasticidad mayor, pero es menos tolerante cuando se acerca al punto de quiebra. La parte alta tiene fama por su resistencia contra la fatiga y ha superado en varios tests al acero templado. Pero la parte alta también es intolerante a las deformaciones durante el secado y tiende a rajarse, especialmente cuando se trata de un bambú viejo y muy maduro, con células llenas de sílice (Prof. Liese, Anatomy of bamboo). La parte basal del tubo es relativamente pesada, por su diámetro, su pared gruesa y el contenido de agua en ella. Pero por su forma tubular es más liviana que una madera maciza del

similar diámetro, aunque en cuanto a una madera rectangular de similar densidad específica (guadua 750 kg/m^3) gana solo en dirección axial. En la construcción civil todavía no se ha introducido la viga laminada de bambú por el costo del pegante (de 3 a 10% del peso específico), a pesar que en su forma rectangular la viga de bambú compite también a flexión.

Pero en su forma tubular es ligeramente débil, más que todo contra cargas puntuales. El Bambú tiene una debilidad en cuanto al *Kriechen*, por ejemplo en vigas horizontales, que deforman el canuto lentamente, similar al envejecimiento de la madera, que por expandir y contraerse según la humedad de ambiente ajusta su composición celular. Por esto se recomienda de trabajar el bambú principalmente de punta. También se puede rellenar los canutos en compresión lateral. Sin embargo, podemos aplicar vigas horizontales, por ejemplo como elemento atirantado en la cercha REY. También se puede usar esta viga como camino, ya que el peso para la deformación perpendicular a la fibra se puede calcular y distribuir. La interconexión de varios bambúes en vigas compuestas no es suficiente para lograr el efecto *Euler*, porque los pernos tienen un área de contacto muy limitado.



Imagen 1.7 Cuatro guaduas compuestas sirven como columna espaciada o como viga.

1.1.1.1.2. La viga curvada: Cuando la viga gana altura estática, su capacidad portante aumenta. La fórmula básica para calcular los momentos de una viga es: Carga x luz al cuadrado dividido para ocho.

La altura de una viga influye proporcionalmente la curva de los momentos. La parte baja de una viga trabaja a tensión, la parte superior a compresión. Estas fuerzas se pueden dividir y obtener un arco a compresión o la catenaria a tensión. Divididos ya no se neutralizan los momentos y se generan reacciones laterales, sea compresión o tracción, que deben ser absorbidos por contrapesos llamados *estribos* o *muertos*. Cuanto más bajo y largo el arco, mas fuerte las reacciones en los estribos y mas grandes los esfuerzos internos que tienden a salir de la línea ideal. Arcos son sistemas muy poderosos para cargas bien distribuidas. Su principal debilidad son las cargas puntuales, ya que inducen que la línea de momentos sale de la sección de la viga y genera deformaciones peligrosas (*buckling*). Por esto se puede crear paquetes de bambúes, aprovechando su curvatura natural, conectándolos mediante pernos y chazos.

La viga compuesta en la imagen 1.7 es ligeramente arqueada según la curvatura natural del bambú. Este proyecto de un puente sobre un canal en Ámsterdam requiere 5 vigas con *contra flecha* de 60 cm en 12 metros. La protección por diseño consiste en una losa impermeable, que también sirve de vía. El concreto de la losa de 4,5 x 12 metros se funde sobre una *formaleta perdida* con tablonés PinBoo.

1.1.1.2. El Arco:

La misma lógica de los momentos de la viga aplica para puentes, que son una viga en escala macro. En pequeñas luces se trabaja con cerchas. La altura estática de una cercha metálica suele tener un 5% de la luz, en madera o bambú un 10%. Puentes tienden a voltearse lateralmente, por ejemplo cuando los transeúntes se recuestan todos hacia un lado. Por esto, se necesita también una cierta relación entre ancho y largo. Para luces mas grandes se combina las cerchas con arcos o cables atirantados, para que la altura estática requerida de las cerchas no exceda en manejabilidad y costos.

La cercha plana es una buena opción para rigidizar el arco mediante tensores y compresores. Pero esto requiere adicionalmente una estabilización lateral con

crucetas en la parte del techo y una placa de concreto reforzado en el piso. También hay otros sistemas de defensa para el desplazamiento lateral de los arcos, como se puede ver en el puente diseñado por el Arquitecto Simón Vélez. Aquí se usa un techo ancho de 14 metros que mantiene los arcos en su línea ideal mediante un armazón espacial.



Imagen 1.8 Puente “Jenny Garzón”, Bogotá 2003, diseñado por Simón Vélez.

1.1.1.3. El puente colgante:

Los problemas de la desviación lateral no se presentan en puentes colgantes, aunque vientos y el tráfico pueden generar fuertes oscilaciones que se transmiten no solo a la torres, también pueden incomodar al usuario (Millenium Bridge).

1.1.1.3.1. El cable de bambú: La capa del tercio externo del bambú tiene excelentes propiedades a la tensión y también es suficiente tolerante a la torsión, por lo cual se usaba para crear cables. Especialmente la parte alta del tallo se presta para hilar delgadas capas de la pared en cuerdas. Mediante un tratamiento con calor se aprovechaba en China del aceite natural existente en la capa exterior para incrementar su duración en la intemperie. Bambúes

tropicales no tienen este aceite, tampoco se encuentran la misma facilidad de ahilamiento en todas especies.

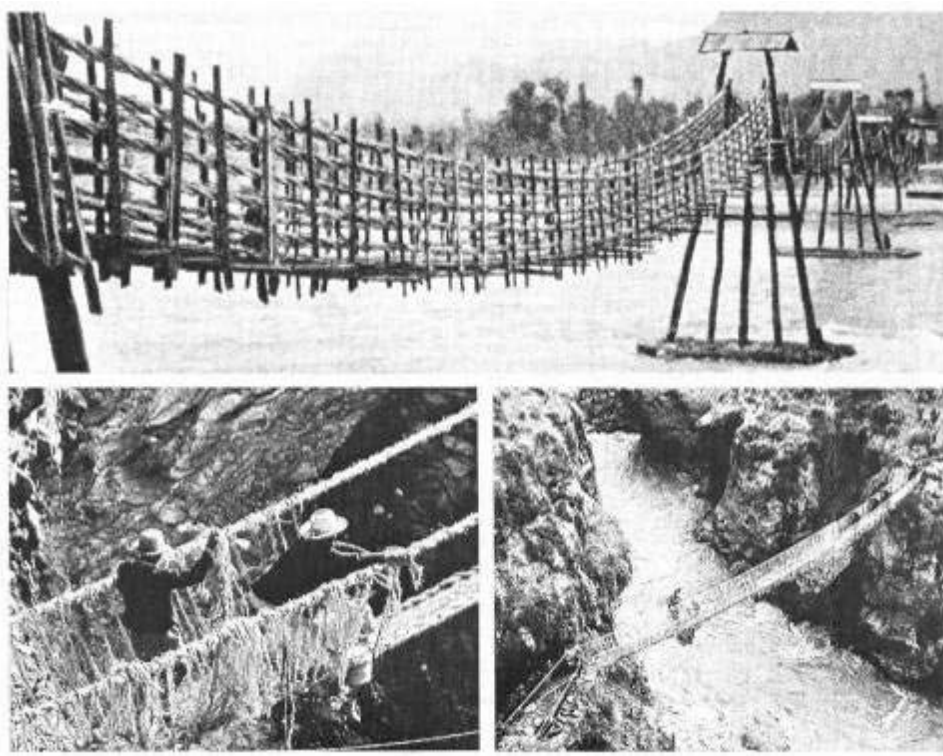


Imagen 1.9 Puente de Xian, china. Cables de bambú trenzado.

1.1.1.3.2. La cinta sin fin: Algunas tienen debilidad en la zona nodal, así que se debe intercalar los nudos para generar una calidad uniforme. Lo mismo se puede aplicar para hacer cordones de tallos enteros. La interconexión puede hacerse mediante varillas de acero embebido en cemento, sea de forma axial o perpendicular al canuto. Las pruebas de Jenny Garzón, 1999, aplicaron tracción a ruptura con *guadua angustifolia* de 12 cm diámetro y se revelaron aproximadamente 2 a 3,5 toneladas por canuto con grouting. Contando con un factor de seguridad de 3 se concluyó 700 kg/canuto varilla axial y 900 kg para varilla perpendicular.

La creación de una cinta larga es posible pero debe tener en cuenta el peligro de volcamiento y oscilaciones. Con la ayuda de pegantes se pueden crear vigas laminadas con propiedades homogéneas y sin limitación por el largo del tallo natural (Paralam /LamBoo). Hay ejemplos en la arquitectura con madera, pero en bambú se puede mermar las secciones de los cordones

considerablemente. El problema consiste en el transporte de estas vigas largas hacia el sitio de obra.

En la siguiente imagen se presenta Puente para la ciclo vía a lo largo del Canal del Rin al Danubio, valle del río Altmühl, Alemania, 190 metros de cinta sin fin en madera laminada siguen la curva de los momentos sobre dos apoyos. La vía es el techo para dar protección por diseño a la madera no tratada químicamente. La sección de los 6 cordones es de 20 x 60 cm. Las tres secciones se unieron in situ con fingerjoint.



Imagen 1.10 Puente para la ciclo vía a lo largo del canal del Rin al Danubio.

1.1.1.4. El puente atirantado:

Mientras un puente colgante se suspende en una larga cuerda principal, los puentes atirantados distribuyen la carga de la plataforma con varias tirantas similar al cantilever. Esto facilita el cambio y permite usar la capacidad natural de un culmo entero.

1.1.1.4.1. La guadua usada como tensor:



Imagen 1.11 El viejo Puente de Avirama, Páez, Tierradentro, Colombia.

El viejo puente de Avirama, Páez, Tierradentro, Colombia, tenía 40 metros. Similares puentes todavía se encuentran, pero requieren renovación cada 2 a tres años, por ende se siembra una mata cerca al ponteadero. La guadua trabaja de forma atirantada y con tallos de arco natural desde cada orilla.

1.1.1.4.2. La guadua usada de forma atirantada: El Puente de guadua inspirado por el sistema tradicional de usar la guadua de forma atirantada y combinarla con un arco se diseñó el Puente de Cúcuta, una ciudad moderna y lleno de obras en concreto, cerca de la frontera con Venezuela. En medio de una rotonda vehicular de abundante concreto, se decidió de hacer un puente peatonal en guadua con carácter de escultura moderna. La combinación del material natural y tradicional con una membrana industrial resultó un reto. Las torres conformadas por paquetes de 5 y 6 guaduas se elevan de forma piramidal sobre 4 puntos de apoyo. Encima se colocaba una *Campana* de acero que recibe los cables que templan la lona. Las tirantas son de dos varas, unidas por pernos axiales y perpendiculares, los canutos bajo carga tienen *grouting* en cemento.



Imagen 1.12 Puente en arco compuesto por guaduas.

El arco está compuesto por 6 guaduas, estabilizadas por tirantas. Las primeras “tirantas” son en verdad compresores de una torre, que adicionalmente se retiene con el cable que tensiona la membrana.

Las construcciones con membranas necesitan tener en cuenta la fuerza del viento. Estas enormes carpas pueden convertirse en velas con fuerzas amenazadoras. Para evitar este peligro se templa la superficie en dos curvas opuestas, o *anticlasticas*. La membrana de PVC reforzado con fibra de vidrio cuenta con una capa de teflón contra la suciedad y el hollín de los motores. Esta tecnología es nueva, muy contemporánea, pero también muy exclusiva: Este techo costo más que la estructura del puente.



Imagen 1.13 Puente con carpas - membranas.

La membrana de 400m² permite la protección contra el sol y agua. Su cableado esta activamente incorporado a fijar la estructura de las torres y usarse el piso cerca del centro como contrapeso. A pesar que el sol de la mañana golpea la campana, la guadua en la punta son protegidas por la sombra de la carpa a medio día. La guadua cuenta con una pintura de poro abierto, a base de linaza, con ingredientes antifungal y anti-UV.

1.1.1.5. Las superficies activas:

La membrana *anticlástica* también puede ser incorporada a una estructura y no solo los cables de los Bordes son tomados en cuenta, también la membrana ejerce activamente fuerzas a tensión. Placas rígidas o superficies activas son muy pesadas pero muy estables, tanto a compresión como a tensión. Normalmente se conoce este sistema en la arquitectura de aeropuertos y coliseos, iglesias modernas y centros de Convenciones. En el caso del bambú, esta opción se presta para trabajos con paneles Plyboo o Woven Strand Boards (La RWTH Aachen, Ing. Evelin Rottke, desarrolló una cúpula basado en el libro: Tragwerksysteme).



Imagen 1.14 Puente del “Greenschool” in Sibang, Bali, Indonesia.

Los dos “cuernos” son típicos de la cultura Minang Kerbau en Sumatra y generan una circulación natural de aire fresco. Aquí sirven algo de contrapeso y generan 4 grandes escudos que se soportan en el centro.



Imagen 1.15 Puente de arco compuesto de 3 bambús.

Los dos Arcos está compuesto de 3 bambúes de *Dendrocalamus asper*, interconectados por pernos y chazos. El Piso se hizo con listones de bambú que han sido desechados por ser rajado.

1.1.1.6. Las cerchas planas:

Los armazones tradicionales de madera son planos. Un sistema de coordenadas X e Y es suficiente para planificar la distribución de los esfuerzos. Un método fácil para visualizar la carga sobre los elementos es la cuantificación mediante vectores. Los diseños dependen también de la esbeltez y la longitud de los elementos disponibles. La ingeniería civil se desarrollo en el siglo 18 y 19, cuando ya no había troncos gruesos, así que el ingenio del hombre necesitaba solucionar los problemas de cubiertas y puentes con palos de secciones similares a nuestra guadua. La principal fuente de inspiración para las construcciones de guadua ha sido unos libros antiguos para maestros carpinteros y el Libro IL 31 sobre Bambú, del Instituto para Estructuras Livianas, guiado por Frei Otto en Stuttgart. Este último también ha sido un trabajo que resultó de la investigación sobre trabajar con la madera barata y abundante de las reforestaciones en pino en los años 60. Luego se veía que los bambúes del mundo tropical son de dimensiones parecidas, fuertes, pero más livianas: ideal para estructuras livianas!

Cerchas planas has evolucionado en gran variedad y aplicaciones durante la industrialización y son base elemental de formaciones de ingenieros civiles. La fuerte inclinación hacia la ingeniería metálica hace preferir el WARREN truss, aunque a la madera y el bambú se pueden trabajar mejor con cercha REY y cercha HOWE. La razón es la dificultad haciendo las uniones a tensión en madera, mientras la unión de carga a compresión se elabora más fácilmente.

1.1.1.6.1. King truss: La cercha Rey debe su nombre al poste central, en unas estructuras medievales como la cercha de 18 metros documentado en dibujos de la catedral de San Pedro en Roma (Siglo VIII). No se sabe si el que bautizo quería decir que este rey se encuentra muy apretado en el cuello, o que estaba colgando. Ambos interpretaciones describen de su función: el recibe las cargas

del piso y lo transfiere mediante diagonales a los apoyos. Allá se neutraliza el empuje lateral, que es un múltiple más grande que la suma de su carga vertical, mediante unos *cortes de pecho* hacia la *viga atirantada*. Lo importante es el área del *antepecho*, que debe responder frente al peligro del desplazamiento paralelo a la fibra. Roble es una madera excelente para esto, por su gran número de fibras radiales. Todo el contrario con el bambú, que no tiene fibras radiales, ni área significativa en la pared del canuto. Bambú se raja fácil porque solo cuenta con un entretejido mínimo en la zona nodal, por esto requiere refuerzo con acero e inyecciones de cemento en los canutos.

En la mayoría de las cerchas de puentes se transfiere la carga de las diagonales directamente a los estribos. La reacción causada es casi igual al momento de la cercha, ya que muy poca carga lateral puede ser absorbida por la unión del cordón del piso. La cercha tiene más funciones de rigidizar las deformaciones internas del puente causadas por cargas asimétricas o móviles.



Imagen 1.16 Puente de “cajón”.

Puente de “cajón”, 12 metros, Guadua *chacoensis* en Maceio, Brasil. Sistema de Cerchas planas. Estilo medieval y muy usado en tiempos coloniales. El

triángulo distribuye la carga hacia los estribos o hacia una tirante que conforma el piso.

Una recomendación es la ubicación de las transversas por debajo de la cercha, así se gana altura interior y el cordón inferior ayuda a confinar la fundición del concreto.

1.1.1.6.2. Howe truss: Los puentes ferroviarios en América llevaron a muchas innovaciones en la rapidez de ensamble y una concepción, que se basaba en la preparación de elementos normalizados. Los señores Town y Howe inventaron dos sistemas que se dejan fácilmente aplicar a estructuras con bambú. Mientras la Cercha Rey es una cercha plana de un solo nivel, en Town y Howe tenemos varias capas, que se estabilizan mutuamente para poder trabajar con diámetros reducidos sin fallar por esbeltez.

La Cercha HOWE ha resultado muy práctica para puentes de 20 a 30 metros, con segmentos de 5 x 3 metros de altura. Esta modulación permite el uso de guaduas estándar de 6 metros para los diagonales, permitiendo una optimización del uso de los palos previamente inmunizados. Los pocos bambúes rectos que se encuentran en un envío, se usan para las diagonales a compresión y tracción, ya que estos esfuerzos son lineales. Los bambúes generalmente son levemente curvados, un regalo de la naturaleza para el espíritu creativo, que permite dar una ligera contra flecha a toda la cercha. Esto no sirve solo de estética visual, más bien es un pre-tensionamiento de la estructura que al entrar en servicio siempre cede unos milímetros, mientras se ajustan las fibras en los cortes y en los pernos.

La contra flecha de un puente puede ser alrededor de un 5 % del largo a cubrir y coincide con la curvatura natural promedio. Algunos arcos requieren un galibo mayor, pero es casi imposible pasar de un 10 % sin medidas artificiales de doblamiento. Guaduas maduras con diámetros de 10 cm o más son extremadamente difíciles de doblar, aun con la aplicación de calor.



Imagen 1.17 Puente de Santa Fe de Antioquia.

Puente de 30 metros de Santa Fe de Antioquia. La estructura pesa solo 8 toneladas y fue llevado integro por una grúa móvil del sitio de ensamble a los estribos. La operación duro solo 2 horas, el puente entero se hizo en un mes.



Imagen 1.18 Puente de Cercha HOWE.

El concepto de la Cercha HOWE se ofrece para armazones en “sandwich”, porque los tensores estabilizan los compresores en su punto más débil. Los tensores (en el nivel central) se pueden fijar con pernos dobles en ambas cintas. Los compresores entran con *corte de pecho* tanto en el cordón del piso (*carrera*) como a la parte superior (*solera*), así transfiriendo mucho mas carga, que seria posible solo por pernos. Observase como las traversas están colgados por de bajo de la cercha, soportando los *rieles* y la *esterilla* que sirve de *formaleta perdida*.

1.1.1.7. La estructura espacial:

Las estructuras con vectores en las tres dimensiones de x, y, z se pueden denominar espaciales o reticuladas y abarcan domos geodésicos. Sus elementos trabajan tanto a tracción como a compresión, cargas solo deben inducirse a través de los nudos. Las Cerchas ideales se basan en los cuerpos platónicos como el tetraedro o la pirámide y pueden necesitar varios niveles para generar estructuras definidas. El tetraedro con 4 tubos de bambú requiere una unión confiable, que concentra el esfuerzo desde la corteza del tubo hacia un solo punto axial. Mediante una inyección de cemento especialmente recetado se transfiere la carga a un tornillo, que conecta el eje con el punto de enlace. Este punto puede ser simplemente soldado o puede ser un elemento de múltiple uso, como la bola MERO.

En el Instituto para Estructuras de madera, RWTH Aachen, año 2000, Christoph Tönges y el seminario de bambú con Dr. Ing. Evelin Rottke desarrollaron un cono de una capacidad de más de 18 toneladas de tracción, pues en la prueba de carga se rompió el perno, pero no el bambú. Este camino invita a seguir en la utilización de estas uniones para su aplicación en puentes con estructura espacial.



Imagen 1.19 Fijación Axial de pernos en uniones cónicas de bambú y bola MERO.

Similares ejemplos en la ingeniería de madera son el puente sobre el río Isar en Thalkirchen, Alemania. Una carretera es llevada por 6 arcos en madera, la vía es al mismo tiempo el techo impermeable y protege así la estructura de sol y agua.



Imagen 1.20 Puente espacial en madera sobre el río Isar, Alemania.

El proyecto del puente sobre el Río Cauca en Popayán de 30 metros de en estructura espacial combina 5 arcos con paquetes de 3 guaduas para asegurar la capacidad de carga requerida de 500 kg/m². Las guaduas seleccionadas tienen 12 cm de diámetro y espesores de pared mayor de 12 mm. Los elementos más largos son de 2,4 metros, los pernos de 18mm, grado 4, para transferir la carga uniformemente a las esferas de acero. Cada cono será previamente examinado en una prueba de carga, numerado y monitoreado digitalmente, para respaldar eventuales reclamos futuros.

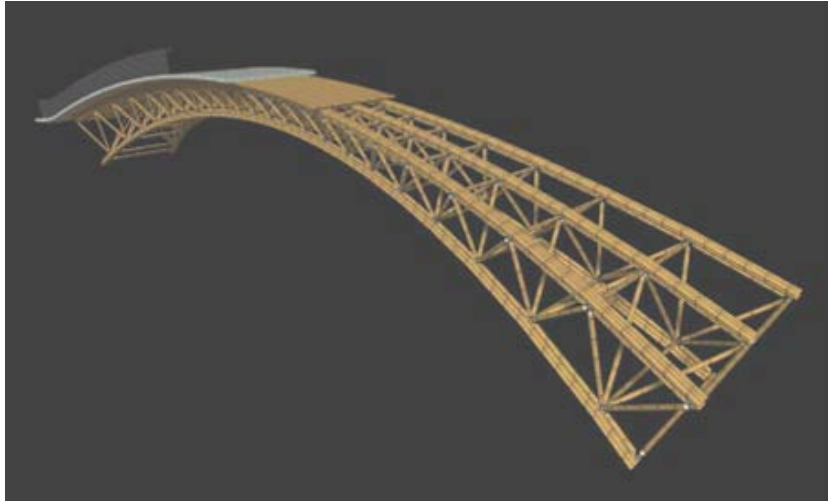


Imagen 1.21 Render de un Puente espacial y arquedo.

Este sistema constructivo es muy exigente y muy costoso en su desarrollo, pero abre el camino hacia un mercado masivo. Los mismos procesos de fabricación se repiten muchas veces, solo cambian las medidas del tubo, del cual el tamaño casi no incide sobre el valor del elemento entero. La guadua debe tener una preservación garantizada y recibir tratamiento ignífugo. Arquitectos pueden solicitar centenares de unidades, con decenas de medidas, todos al mismo costo unitario. La planificación se hace con los programas que ya existen para las estructuras espaciales, aunque se necesita todavía homologar este elemento. En cuanto a la eficiencia en cantidad de bambú versus capacidad portante se estima que este sistema es el más eficiente, aunque el más tecnificado.

El mantenimiento o el cambio de un elemento son relativamente fáciles, ya que cada tubo cuenta con su propia rosca de ajuste. El costo del sistema es por encima del padrino metálico, ya que procesar recursos naturales requiere más cuidado y conocimiento que con materiales de procesos industriales como tubos de acero. [Artículo: Siete conceptos para hacer un Puente en Bambú, Jörg Stamm].

1.1.2. POR QUÉ PISOS DE BAMBÚ Y NO DE MADERA:

Se ha encontrado que el bambú es un buen material que se puede usar en los pisos, no sólo por su durabilidad y estabilidad, sino porque además es ambientalmente amigable. El bambú es una planta de rápido crecimiento. Muy apreciado por su valor y por ser un recurso natural renovable; este árbol ofrece una amplia gama de productos que cubren las necesidades comerciales y de subsistencia de las personas alrededor del mundo.

Los pisos de bambú tienen las siguientes características:

- a) Son más duros que el granadillo rojo.
- b) Tienen una apariencia que es 50% más estable al desgaste que el granadillo rojo.
- c) Es más durable que cualquier otra madera resistente utilizada en pisos.
- d) No se ve afectado por termitas y hormigas carpinteras luego de ser tratado contra pestes, debido a que no es una madera grasa.
- e) Es retardante del fuego.
- f) Fácil de limpiar, perfecto para personas alérgicas al polvo casero.
- g) Es un material fresco durante el verano.

1.1.2.1. Comparación de la apariencia de pisos de bambú con los de madera tradicional:

El bambú tiene características únicas que le permite ser convertido en láminas para luego ser utilizadas en enchape de pisos.

La estructura natural de la corteza del bambú adquiere una textura clara y muy atractiva.

Los pisos son resistentes a la suciedad, a la presión y al desgaste. Son flexibles, los listones son más largos que los de la madera común del mercado. Es aislante del sonido.

Son pisos naturales, que conservan los bosques mundiales. Tienen un acabado rojizo uniforme. Son durables, tienen una apariencia exótica y única; y a nivel mundial son muy apreciados por decoradores.

Los pisos de bambú laminado se producen dividiendo los troncos de bambú en listones y en hojas. Estos son pegados con resinas, ensamblando unidades de tres capas, luego presionadas firmemente, con una prensa caliente. Una vez estén curadas, las láminas son cortadas para darles las texturas deseadas y pintarlas.

1.1.2.2. Otros usos del bambú:

El bambú ha sido uno de los materiales más importantes en la construcción de viviendas familiares de todos los estratos sociales en diferentes partes del mundo. Con las metodologías de construcción utilizadas en la región cafetera de Colombia, se ha logrado el uso del bambú en metodologías tradicionales y modernas de construcción, usando dicho material en muros, pisos y estructuras.

Hay mil productos que se pueden hacer con el Bambú: pisos, adornos, muebles, artesanía, cestas, marcos de bicicletas, sillas, mesas, lámparas, incluso puentes y bohíos. Sólo hay que aplicarle diseño y listo; saldrá una obra de arte ecológica.

Definitivamente el bambú representa una alternativa viable, económica y ecológica, para recuperar zonas afectadas por los desastres naturales. Su único "handicap" es que es un proyecto a largo plazo, por lo cual es necesario crear proyectos alternos al bambú, mientras el bambú alcanza su madurez y garantiza una producción constante a lo largo del tiempo. Sin embargo, en el corto y mediano plazo, se pueden construir escuelas y casas modelos que permitan sentar bases en un nuevo proyecto de país.

Lamentablemente, el proceso de construir, o mejor dicho, de reconstruir un país es a largo plazo e implica la educación como materia prima. De nada servirá invertir miles de millones de dólares si nuestra gente no tiene conciencia

ecológica. Es necesario, por no decir imperioso, promover un cambio profundo de actitud, buscando que nuestro pueblo y nuestros gobernantes, entiendan la necesidad de conservar el ambiente.

1.2. NORMAS Y MÉTODOS DE DISEÑO:

En nuestro país ya existe una ola de utilización de la guadua en viviendas y fuera del país se lo hace en ciertos puentes como material de construcción, Comparado al empleo de materiales industrializados como el concreto y el acero que son completamente aceptados. A diferencia de la guadua que le falta una normativa en nuestro país para el diseño de estructuras, haciendo que su uso sea limitado y restringido. Por tal razón se hace indispensable la introducción de parámetros para el diseño sismo resistentes de construcción en guadua, que incluyan la definición de valores de esfuerzos admisibles (Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10).

Lo que implica tomarse la metodología de diseño de estructuras en guadua *Angustifolia* como material estructural donde se incluye la definición del método de esfuerzos admisibles. Es decir incluye la definición de valores de esfuerzos admisibles, basados en la mecánica estructural, en la norma ISO 22156 Bamboo Structural Design y en diferentes investigaciones realizadas a nivel nacional de Colombia e internacional.

La presencia de las investigaciones y el aprovechamiento de diseñar en Bambú, que ya se considera en nuestro país dentro de uno de los capítulos de la NEC-11 Norma Ecuatoriana de la Construcción del Ecuador denominado: “Utilización de la guadua *Angustifolia* Kunth en la Construcción” esta norma hace referencia de manera exclusiva al bambú, cuyo género y especie se identifica como *Guadua Angustifolia* GAK, debido a las siguientes razones:

Por ser el bambú de mayor uso en el Ecuador desde la época precolombina hasta el presente.

Por ser un recurso natural, renovable y endémico del país.

Por sus características físicas y mecánicas que lo ubican entre los mejores bambúes de la naturaleza.

Los estudios adelantados en Colombia para la determinación de las propiedades físicas y mecánicas del bambú *Guadua Angustifolia* datan desde la década de 1970 con los trabajos de Merino, et al. (1972); Hidalgo (1978); Martín y Mateus (1981); Carvajal, et al. (1981); Trujillo y Peláez (1983), entre otros, pero los valores obtenidos por ellos no pueden ser comparados y analizados estadísticamente debido a que en esa época no existían procedimientos normalizados para la ejecución de los ensayos. En el año de 1999 (INBAR, 1999), fue publicado un manual para la determinación de las propiedades físicas y mecánicas del bambú que sirvió de base para la realización de investigaciones posteriores con el objetivo de determinar la resistencia a la compresión paralela a la fibra (Uribe y Durán, 2002; Prada y Zambrano, 2003), la resistencia al corte paralelo a la fibra (Acuña y Pantoja, 2005), el módulo de elasticidad a compresión (González, 2006), entre otros.

Actualmente se cuenta con pocas referencias de normativas aplicadas al diseño en guadua; en el año 1998 la Norma de Diseño Sismo Resistente NSR-98 (AIS, 1998), en el capítulo E-7 contempla el uso de la guadua como parte esencial para la conformación de muros de bahareque encementado pero no establece parámetros de diseño de estructuras usando guadua rolliza como material estructural; en el año 2004 la norma ISO 22156 (ISO, 2004) estableció una metodología para el diseño de estructuras en bambú por esfuerzos admisibles y por resistencia última, sin embargo, no especifica valores admisibles o de resistencia última; en el año 2006 el ICONTEC publica la Norma Técnica Colombiana NTC5407 (ICONTEC, 2006) en la cual se hace una descripción cualitativa de las diferentes uniones que pueden ser usadas para la conformación de estructuras en guadua. Solo hasta el año de 2010 la guadua fue reconocida como material estructural en Colombia, siendo incluida en el nuevo Reglamento de Diseño Sismo Resistente NSR-10 en el Capítulo G.12, estableciendo los requisitos de diseño estructural para edificaciones que usan *Guadua Angustifolia* Kunth como material principal limitando su uso a

estructuras de vivienda, comercio, industria y educación con altura máxima de dos pisos (AIS, 2010). Para la redacción de este capítulo se utilizó como material base el documento “Guías de diseño para estructuras en Guadua Angustifolia Kunth” producto del proyecto “Validación de la Guadua Angustifolia como material estructural para diseño, por el método de los esfuerzos admisibles” desarrollado por la Universidad Nacional de Colombia.

La metodología de diseño presentada a continuación establece los requisitos mínimos de calidad, diseño y construcción de sistemas estructurales en guadua rolliza para cubierta y pórticos espaciales arriostrados con diagonales de altura máxima de 7m a la cumbre; en el caso de pórticos sin diagonales, éstos deberán soportar solo cargas verticales sin sobrepasar una altura de 3m. Consta de las siguientes partes: requisitos generales, combinaciones de carga, valores característicos, esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad, esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad modificados, diseño de elementos a flexión, diseño de elementos solicitados por fuerza axial, diseño de elementos solicitados por flexión y carga axial.

1.2.1. Requisitos generales: La guadua es un material natural y por lo tanto sus propiedades físicas y mecánicas varían de acuerdo con su edad; según estudios realizados (Hidalgo, 2003), guaduas con edades entre 3 y 6 años se consideran maduras o “hechas”, es decir, su resistencia está completamente desarrollada y son aptas para la conformación de elementos estructurales. De igual forma cada guadua utilizada en la construcción de edificaciones debe contar con algún procedimiento de preservación para conservar sus características y donde:

D = carga muerta que incluye el peso propio de los elementos, peso de todos los materiales de construcción incorporados a la edificación y que son constantemente soportados por la estructura y el peso de equipos permanentes.

L = carga viva debida al uso de la edificación que incluye las cargas debidas a equipos móviles.

Lr = carga viva sobre la cubierta.

Gr = carga debida al granizo, sin tener en cuenta la contribución del empozamiento.

W = carga de viento calculada de acuerdo al capítulo B.6 de la NSR-98.

Ed = fuerza sísmica de diseño, calculada como $E_d = F_s / R$, donde F_s es la fuerza sísmica calculada de acuerdo a los requisitos del Título A de la NSR-98 y R corresponde al coeficiente de capacidad de disipación de energía a ser empleado en el diseño, afectado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura f_a y en planta f_p ($R = f_a f_p R_o$); el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía básico R_o será igual a 1.00. Los valores de los coeficientes f_a y f_p corresponden a los establecidos en las Tablas A.3-6 y A.3-7 del Título A de la NSR-98. El valor de R_o podrá ser un valor diferente de 1.00, pero no mayor de 2.00, siempre que esté debidamente sustentado por medio de ensayos.

1.3. VALORES CARACTERÍSTICOS, ESFUERZOS ADMISIBLES Y MÓDULO DE ELASTICIDAD:

El siguiente capítulo establece los requisitos para el diseño estructural y sismo resistente de estructuras cuyo elemento resistente principal es el bambú *Guadua angustifolia* Kunth. Una estructura de guadua diseñada de acuerdo con los requisitos de este reglamento, tendrá un nivel de seguridad equivalente al de estructuras diseñadas con otros materiales.

Los requisitos de este capítulo pueden ser utilizados para el diseño de elementos de estructuras construidas totalmente con guadua, o para estructuras mixtas de guadua y otros materiales.

El diseño de construcciones para vivienda estará limitado a dos pisos, no se permitirán muros de mampostería o concreto en el nivel superior de las edificaciones. Esta norma no se podrá utilizar para el diseño de ningún tipo de

puede o estructuras diferentes de edificaciones, limitándose a aquellas cuyo uso sea vivienda, comercio, industria y educación.

En nuestro caso, el diseño en guadua va a ser principalmente de la pasarela o piso del tablero y de la péndola usando la metodología de diseño por el método de los esfuerzos admisibles que está basado en la mecánica estructural.

1.3.1. Materiales:

1.3.1.1. Requisitos de calidad para guadua estructural:

La guadua rolliza utilizada como elemento de soporte estructural en forma de columna, viga, vigueta, pie derecho, entramados, entrepisos etc., debe cumplir con los siguientes requisitos:

(a) La guadua debe ser de la especie *Guadua angustifolia* Kunth. El presente trabajo no contempla la posibilidad de utilizar otras especies de bambúes como elemento estructural.

(b) La edad de cosecha para guadua estructural debe estar entre los 4 y los 6 años.

(c) El contenido de humedad de la guadua debe corresponder con el contenido de humedad de equilibrio del lugar. Cuando las edificaciones se construyan con guadua en estado verde se deben tener en cuenta todas las precauciones posibles para garantizar que las piezas al secarse tengan el dimensionamiento previsto en el diseño.

(d) La guadua estructural debe tener una buena durabilidad natural o estar adecuadamente preservada. Además se deben aplicar todos los recursos para protegerla mediante el diseño del contacto con la humedad, la radiación solar, los insectos y los hongos.

1.3.2. Combinaciones de carga básicas:

Deben tenerse en cuenta y ser utilizados en aquellos casos especiales en los cuales el diseño se realiza por el método de los esfuerzos admisibles. Donde todos los elementos de la estructura deberán estar diseñados, construidos y empalmados para resistir los esfuerzos provenientes de las combinaciones de carga de servicio presentadas en las ecuaciones siguientes:

D	Ec. 1.1. (NSR-10, B.2.3)
$D + L$	Ec. 1.2. (NSR-10, B.2.3)
$D + L_r + G$	Ec. 1.3. (NSR-10, B.2.3)
$D + 0.75L + 0.75(L_r \text{ ó } G_r)$	Ec. 1.4. (NSR-10, B.2.3)
$D + W$	Ec. 1.5. (NSR-10, B.2.3)
$D + 0.7E_S$	Ec. 1.6. (NSR-10, B.2.3)
$D + 0.75W + 0.75L + 0.75(L_r \text{ ó } G_r)$	Ec. 1.7. (NSR-10, B.2.3)
$D + 0.75(0.75E_S) + 0.75L + 0.75(L_r \text{ ó } G_r)$	Ec. 1.8. (NSR-10, B.2.3)
$0.6D + W$	Ec. 1.9. (NSR-10, B.2.3)
$0.6D + 0.7E_S$	Ec. 1.10. (NSR-10, B.2.3)

Donde:

D = carga muerta que incluye el peso propio de los elementos, peso de todos los materiales de construcción incorporados a la edificación y que son constantemente soportados por la estructura y el peso de equipos permanentes.

L = carga viva debida al uso de la edificación que incluye las cargas debidas a equipos móviles. Si se toma en cuenta la resistencia a cargas de impacto este efecto debe tenerse en cuenta en la carga viva L .

L_r = carga viva sobre la cubierta.

G_r = carga debida al granizo, sin tener en cuenta la contribución del empozamiento.

E_s = fuerzas sísmicas reducidas de diseño ($E = F_s \cdot R$) que se emplean para diseñar los miembros estructurales.

F_s = fuerzas sísmicas calculadas (de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción: NEC2011; capítulo.2; Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente).

R_o = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural.

R = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura ϕ_a y en planta ϕ_p , y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica ($R = \phi_a \cdot \phi_p \cdot \phi_r \cdot R_o$).

W = carga de Viento.

1.3.3. Bases para el diseño estructural:

Todos los elementos de guadua de una estructura deben ser diseñados, contruidos y empalmados para resistir los esfuerzos producidos por las combinaciones de las cargas de servicio (señaladas en la sección 1.3.1) y restringidos por las limitaciones de deflexiones estipuladas en este capítulo.

Toda construcción de guadua debe tener un sistema estructural que se ajuste a uno de los tipos definidos (en NEC2011; capítulo.2; Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente)

El diseño estructural debe reflejar todas las posibles cargas actuantes sobre la estructura durante las etapas de construcción y servicio; además de las

condiciones ambientales que puedan generar cambios en las suposiciones de diseño o que pueden afectar la integridad de otros componentes estructurales.

El análisis y diseño de estructuras de guadua debe basarse en los principios de la mecánica estructural, de pertenecer a un sistema estructural y de los requisitos y reglamentos para la caña guadua angustifolia Kunth.

Los elementos se consideraran homogéneos y lineales para el cálculo de los esfuerzos producidos por las cargas aplicadas.

El Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico para estructuras de guadua, cuyo sistema de resistencia sísmica sea el de pórticos con diagonales será de $R_o = 2.0$. En el caso, en que el sistema de resistencia sísmica sea proporcionado por muros de madera laminada o muros de bahareque encementado, se debe tomar el valor correspondiente de R_o , para el sistema elegido.

1.3.3.1. Requisitos de calidad para las estructuras en guadua:

Para garantizar el correcto funcionamiento de la estructura en guadua durante toda su vida útil se debe tener en cuenta lo siguiente:

La construcción de la edificación debe realizarse por personal debidamente entrenado para tal fin y bajo la dirección de un profesional.

Los materiales y productos que sean usados en la construcción deben emplearse como se especifica en este Reglamento y siguiendo las especificaciones de uso dadas por el fabricante.

Las estructuras de guadua por estar fabricadas con un material de origen natural deben tener un adecuado mantenimiento preventivo, que garantice, que los elementos no sean atacados por insectos u hongos durante su vida útil.

La estructura debe tener durante toda su vida útil el mismo uso para el cual fue diseñada.

1.3.4. MÉTODO DE DISEÑO ESTRUCTURAL:

Todos los elementos deben ser diseñados por el método de los esfuerzos admisibles para las combinaciones de carga básicas descritas anteriormente.

Todas las uniones de la estructura se consideran articuladas y no habrá transmisión de momentos entre los diferentes elementos que conformen una unión, salvo si uno de los elementos es continuo, en este caso habrá transmisión solo en el elemento continuo.

1.3.5. ESFUERZOS ADMISIBLES Y MÓDULOS DE ELASTICIDAD:

Toda guadua que cumpla con los requisitos de calidad para guadua estructural y de clasificación visual por defectos, debe utilizar para efectos de cálculo los valores de esfuerzos admisibles y módulos de elasticidad consignados en las tablas de las siguientes tablas:

Flexión	Tensión II	Compresión	Tensión ⊥	Corte II	Unidades
F_{kb}	F_{kt}	F_{kc}	F_{kp}	F_{kv}	
15	18	14	1.4	1.2	Mpa
153	183.6	142.8	14.28	12.24	Kg/cm ²

|| = compresión paralela al eje longitudinal.

⊥ = compresión perpendicular al eje longitudinal

Tabla 1.1 Esfuerzos Admisibles F_i , CH=12%

Módulo promedio $E_{0.5}$	Módulo percentil 5 $E_{0.05}$	Módulo mínimo E_{min}	Unidades
9500	7500	4000	MPa
96900	76500	40800	Kg/cm ²

• Valor usado para el análisis de elementos estructurales $E_{0.5}$

• Caso de condiciones de servicio críticas, que requieran un nivel de seguridad superior y cálculo de deflexiones $E_{0.05}$

Tabla 1.2 Módulo de Elasticidad E_i , CH=12%

Para el análisis de elementos estructurales se debe utilizar $E_{0.5}$, como modulo de elasticidad del material. El E_{\min} se debe utilizar para calcular los coeficientes de estabilidad de vigas (C_L) y de Columnas (C_p). El $E_{0.05}$ se debe utilizar para calcular las deflexiones cuando las condiciones de servicio sean críticas o requieran un nivel de seguridad superior al promedio. En todo caso, la escogencia del módulo de elasticidad indicado dependerá del criterio del ingeniero calculista.

1.3.5.1. Esfuerzos admisibles:

Los valores de esfuerzos admisibles se determinan a partir del valor característico, el cual se obtiene con la siguiente ecuación:

$$f_{ki} = f_{0.05i} * \left[1 - \frac{2.7 * \frac{s}{m}}{\sqrt{n}} \right] \quad \text{Ec. 1.11. (NSR-10 G.12)}$$

Siendo:

f_{ki} = valor característico en la sollicitación i .

$f_{0.05i}$ = valor correspondiente al percentil 5 de los datos de las pruebas de laboratorio en la sollicitación i .

m = valor promedio de los datos de las pruebas de laboratorio.

s = desviación estándar de los datos de las pruebas de laboratorio.

n = numero de ensayos (por lo menos 20).

i = subíndice que depende del tipo de sollicitación (**b** para flexión, **t** para tracción paralela a las fibras, **c** para compresión paralela a las fibras, **p** para compresión perpendicular a las fibras, **v** para cortante paralelo a las fibras).

Una vez determinado el valor característico para cada sollicitación, se procede con el cálculo de los esfuerzos admisibles con la siguiente formula.

$$F_i = \frac{FC}{F_S * FDC} * f_{ki} \quad \text{Ec. 1.12. (NSR-10 G.12)}$$

Donde:

F_i = esfuerzo admisible en la sollicitación i

f_{ki} = valor característico del esfuerzo en la sollicitación i

FC = factor de reducción por diferencias entre las condiciones de los ensayos en el laboratorio y las condiciones reales de aplicación de las cargas en la estructura (véase tabla 1.3)

F_S = factor de Seguridad (tabla 1.3)

FDC = factor de duración de carga (tabla 1.3)

i = subíndice que depende del tipo de sollicitación (**b** para flexión, **t** para tracción paralela a las fibras, **c** Para compresión paralela a las fibras, **p** para compresión perpendicular a las fibras, **v** para cortante paralelo a las fibras)

FACTOR	Flexión	Tracción	Compresión II	Compresión I	Corte
FC=	-	0.5	-	-	0.6
F _S =	2.0	2.0	1.5	1.8	1.8
FDC=	1.5	1.5	1.2	1.2	1.0

Nota: [Kg/cm²]

Tabla 1.3 Factores de reducción

1.3.5.2. Coeficientes de modificación:

Con base en los valores de las Tablas de Esfuerzos admisibles F_i y del Módulo de elasticidad E_i ; afectados por los coeficientes de modificación a que haya lugar por razón es del: Tamaño, nudos, grietas, contenido de humedad, duración de la carga, esbeltez y cualquier otra condición modificatoria, se determinan las sollicitaciones admisibles de todo miembro estructural, según las prescripciones de los numerales siguientes, con los esfuerzos admisibles modificados de acuerdo con la fórmula general:

$$F'_i = F_i * C_D * C_m * C_t * C_L * C_F * C_r * C_p * C_c \quad \text{Ec. 1.13. (NSR-10 G.12)}$$

Siendo:

i = tiene el mismo significado que en el numeral anterior.

C_D = coeficiente de modificación por duración de carga.

C_m = coeficiente de modificación por contenido de humedad.

C_t = coeficiente de modificación por temperatura.

C_L = coeficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas.

C_F = coeficiente de modificación por forma.

C_r = coeficiente de modificación por redistribución de cargas, acción conjunta.

C_p = coeficiente de modificación por estabilidad de columnas.

C_c = coeficiente de modificación por cortante.

F_i = esfuerzo admisible en la sollicitación i .

F'_i = esfuerzo admisible modificado para la sollicitación i .

1.3.5.3. Por duración de carga (C_D): Se considera que la duración normal de una carga son 10 años, cuando un elemento estructural está sometido a duraciones de carga diferentes, se debe multiplicar los valores de la tabla 1.1 Esfuerzos Admisibles por los valores de la tabla 1.4 [en Revista Educación e Ingeniería: CdF: Coeficiente de modificación por flujo plástico].

Duración de Carga	Flexión	Tracción	Compresión 	Compresión ⊥	Corte	Carga de diseño
Permanente	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	Muerta
10 años	1.00	1.00	1.00	0.90	1.00	Viva
2 meses	1.00	1.00	1.00	0.90	1.00	Construcción
7 días	1.25	1.25	1.25	0.90	1.25	
10 minutos	1.60	1.60	1.60	0.90	1.60	Viento y Sismo
impacto	2.00	2.00	2.00	0.90	2.00	Impacto

Tabla 1.4 Coeficientes de modificación por duración de carga (CD)

Nota: Los incrementos no son acumulables, cuando hay combinaciones de cargas, el dimensionamiento de los elementos debe hacerse para las condiciones más desfavorables.

1.3.5.4. Por contenido de humedad (C_m): La guadua al igual que la madera pierde resistencia, a medida que aumenta su contenido de humedad. Los valores de Esfuerzos Admisibles Tabla 1.1 y Módulos de Elasticidad tabla 1.2 fueron calculados para un contenido de humedad de la guadua por encima del 12%, se debe ajustar los valores de estas tablas, multiplicándolos por los valores de la tabla siguiente:

Esfuerzos		CH							
		≤12%	=13%	=14%	=15%	=16%	=17%	=18%	≥19%
Flexión	F _b	1	0.96	0.91	0.87	0.83	0.79	0.74	0.7
Tracción	F _t	1	0.97	0.94	0.91	0.89	0.86	0.83	0.8
Compresión	F _c	1	0.96	0.91	0.87	0.83	0.79	0.74	0.7
Compresión ⊥	F _p	1	0.97	0.94	0.91	0.89	0.86	0.83	0.8
Corte	F _y	1	0.97	0.94	0.91	0.89	0.86	0.83	0.9
Módulo de Elasticidad	E0.5	1	0.99	0.97	0.96	0.94	0.93	0.91	0.9
	E0.05								
	E _{min}								

Tabla 1.5 Coeficientes de modificación por contenido de humedad (C_m)

1.3.5.5. Por temperatura (C_t): Cuando los elementos estructurales de guadua estén sometidos a altas temperaturas, los valores de Esfuerzos Admisibles Tabla 1.1 y Módulos de Elasticidad tabla 1.2 respectivamente, deben ser multiplicados por los valores de la tabla 1.6, para la condición de temperatura a la cual estén expuestos.

Esfuerzos		condiciones de servicio	T < 37°C	37°C ≤ T ≤ 52°C	52°C ≤ T ≤ 65°C
Flexión	F _b	Húmedo	1.00	0.60	0.40
		Seco		0.85	0.60
Tracción	F _t	Húmedo		0.85	0.80
		Seco		0.90	
Compresión	F _c	Húmedo		0.65	0.40
		Seco		0.80	0.60
Compresión ⊥	F _p	Húmedo		0.80	0.50
		Seco		0.90	0.70
Corte	F _y	Húmedo		0.65	0.40
		Seco		0.80	0.60
Módulo de Elasticidad	E	Húmedo	1.00	0.80	0.80
		Seco	0.90		

Tabla 1.6 Coeficientes de modificación por Temperatura (C_t)

Asumimos: C_t = En las zonas tropicales y en condiciones de servicio húmedo, las temperaturas máximas frecuentes oscilan dentro de los 35 °C. = 1.00 (como temperaturas máxima en zonas tropicales, Se conservan valores de tablas Esfuerzos admisibles y Módulo de elasticidad).

1.3.5.6. Por acción conjunta (C_r): Los Esfuerzos Admisibles podrán incrementarse en un 10% cuando exista una acción de conjunto garantizada de cuatro o más elementos de igual rigidez, como es el caso de viguetas y pies derechos en entramados ($C_r=1.1$), siempre y cuando la separación entre elementos no sea superior a 0.60m. [de Revista Educación e Ingeniería: CrF: Coeficiente de modificación por redistribución de las cargas].

1.3.6. DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN:

1.3.6.1. El diseño de elementos a flexión en guadua rolliza seguirá los mismos procedimientos básicos usados en el diseño de vigas de otros materiales estructurales. Debido a que la guadua angustifolia kunth presenta una relación MOR/MOE (módulo de ruptura/módulo de elasticidad) muy alta, lo que la convierte en un material muy flexible, el análisis a flexión estará regido por el control de las deflexiones admisibles, salvo en algunas excepciones, no obstante, siempre se debe comprobar la resistencia a la flexión, corte y aplastamiento.

En el diseño de miembros o elementos de guadua sometidos a flexión se deben verificar los siguientes efectos y en ningún caso pueden sobrepasar los esfuerzos admisibles modificados para cada sollicitación: Deflexiones; Flexión incluyendo estabilidad lateral en vigas compuestas; Cortante paralelo a la fibra; Aplastamiento (compresión perpendicular a la fibra).

Se debe garantizar que los apoyos de un elemento de guadua rolliza sometido a flexión no fallen por aplastamiento (compresión perpendicular), en la medida de lo posible estos deben terminar en nudos, si esto no ocurre o los nudos no proveen la suficiente resistencia, se deben rellenar los entrenudos (cañutos) de los apoyos con mortero de cemento.

Cuando exista una carga concentrada sobre un elemento, ésta debe estar aplicada sobre un nudo; en todo caso se deben tomar las medidas necesarias para evitar una falla por corte paralelo a la fibra, y/o aplastamiento en el punto

de aplicación. En estos casos se recomienda rellenar los entrenudos adyacentes a la carga con mortero de cemento.

Cuando en la construcción de vigas se utiliza más de un culmo (vigas de sección compuesta), estos deben estar unidos entre sí con pernos o varilla roscada y cintas metálicas (zunchos), que garanticen el trabajo en conjunto. Estos conectores deben diseñarse para resistir las fuerzas que se generan en la unión.

1.3.6.2. Perforaciones: Debe evitarse practicar perforaciones en las vigas; de requerirse, deben encontrarse consignadas en los planos y cumplir con las siguientes limitaciones:

No son permitidas perforaciones a la altura del eje neutro en secciones donde se tengan cargas puntuales o cerca de los apoyos.

En casos diferentes al anterior, las perforaciones deben localizarse a la altura del eje neutro y en ningún caso serán permitidas en la zona de tensión de los elementos.

El tamaño máximo de la perforación será de 3.81 mm.

En los apoyos y los puntos de aplicación de cargas puntuales se permiten las perforaciones, siempre y cuando estas sean para poder rellenar los entrenudos con mortero de cemento.

1.3.6.3. Área neta: El área neta de la sección transversal constituida por un (1) solo culmo será calculada con:

$$A = \pi/4(D_e^2 - (D_e - 2t)^2) \quad \text{Ec. 1.14. (NSR-10 G.12)}$$

Donde:

A = área neta de la sección transversal de guadua, mm².

De = diámetro exterior de la guadua, mm.

t = espesor de la pared de la guadua, mm.

1.3.6.4. Luz de diseño: La luz de diseño considerada para vigas con apoyo simple, o en voladizo, será la luz libre entre caras de soporte más la mitad de la longitud del apoyo en cada extremo. En el caso de vigas continuas la luz de diseño considerada será la distancia centro a centro de apoyos.

1.3.6.5. Deflexiones: La guadua angustifolia kunth presenta una relación mor/moe muy alta, lo que obliga a que el diseño de elementos a flexión este regido por las deflexiones admisibles. A continuación se establecen los requisitos y limitaciones de las deflexiones admisibles, obtención de la sección requerida y deflexiones inmediatas y diferidas.

Las deflexiones en elementos de guadua se deben calcular de acuerdo a las formulas de la teoría elástica tradicional, se debe considerar la deflexión producida por la flexión y si el caso de análisis lo amerita se debe realizar una corrección del modulo de elasticidad $E'_{0.5}$ por cortante (**G**). Para el cálculo de la deflexión en vigas simplemente apoyadas se utilizaran las formulas de la tabla siguiente:

Condiciones de Carga	Deflexión	
Carga Puntual en el centro de la luz	$\Delta = P.l^3/(48.E.I) * k$	Ec. 1.15. (NSR-10 G.12) (Ec. 1.16. (NSR-10 G.12)
Carga distribuida	$\Delta = (5/384). (\omega L^4/EI)*k$	

K = Factor tabulado de Deflexión, en tabla G. 12.8-2

Tabla 1.7 Fórmulas para el cálculo de deflexiones

Para otras condiciones de carga se deben utilizar las fórmulas de la teoría de la elasticidad. En las fórmulas de la tabla 1.7., donde K corresponde al factor tabulado de deflexión el cual se puede obtener en la tabla 1.8.

Condiciones de Servicio	Cargas vivas (L/k)	Viento o Granizo (L/k)	Cargas totales (L/k) Nota2
Elementos de techo / Cubiertas			
Cubiertas Inclinadas			
Cielo Raso de pañete o yeso	L/360	L/360	L/240
otros cielos rasos	L/240	L/240	L/180
Sin cielo raso	L/240	L/240	L/180
Techos planos	Nota1	Nota1	L/300
Techos industriales	-	-	L/200
Entrepisos			
Elementos de entepiso	L/360	-	L/240
Entrepisos rígidos	-	-	L/360
muros exteriores			
Con acabados frágiles	-	L/240	-
Con acabados flexibles	-	L/120	-

Tabla 1.8 Deflexiones admisibles δ (mm), nota3

Las deflexiones de vigas, viguetas, entablados, pies derechos, se calcularán con el módulo de elasticidad promedio $E_{0.5}$, no obstante, si las condiciones de servicio son severas o el nivel de seguridad requerido es muy alto, se podrá utilizar el módulo de elasticidad del percentil 0.05, $E_{0.05}$, o el modulo de elasticidad mínimo, E_{min} , en todo caso la escogencia del modulo dependerá del criterio del ingeniero diseñador estructural.

1.3.6.5.1. Efecto del cortante: Para los elementos con relación de $L/D_e \leq 15$, se debe realizar una corrección por cortante (C_c), en la tabla 1.9 se relacionan los valores de C_c para el modulo de elasticidad promedio $E_{0.5}$.

(L/D _e)	C _c
5	0.70
7	0.75
9	0.81
11	0.86
13	0.91
15	0.93

Nota: la anfastifolia Kunth tiene una relación de $E/G = 28$

Tabla 1.9 Valores de C_c

1.3.6.5.2. Cargas para cálculo de secciones y deflexiones: Para efecto de calcular la sección transversal mínima requerida y solo para ese caso, se debe igualar la deflexión calculada con las cargas de la tabla 1.10, con la deflexión admisible de la tabla 1.8 y determinar el momento de inercia requerido, Igualmente en la tabla 1.10 se presentan las combinaciones de carga para el cálculo de las deflexiones inmediatas y diferidas a 30 años.

Condiciones	CH ≤ 19% t ≤ 37°C Clima constante	CH ≥ 19% t ≤ 37°C Clima constante
Cálculo de la Sección (W)	2.0 D + L	2.0 D + L
Deflexiones inmediatas (Wi)	D + L	D + L
Deflexiones diferidas (Wf)	2.8 D + 1.3 L	3.8 D + 1.4 L

Tabla 1.10 Cargas w para cálculo de secciones y deflexiones

1.3.6.5.3. Flexión: Los esfuerzos máximos de tensión y compresión producidos por flexión serán calculados para la sección de máximo momento. Estos esfuerzos no deben exceder al máximo esfuerzo admisible por flexión F_b de la tabla 1.3.1, establecida para los culmos de guadua rolliza, modificado por los coeficientes de duración de carga y redistribución de carga, según el caso.

Los coeficientes de modificación particulares para flexión son los que se indican a continuación.

1.3.6.5.4. Estabilidad lateral y coeficiente de modificación (C_L): En vigas o viguetas conformadas por una sola guadua el coeficiente modificación será $C_L = 1.00$ Cuando una viga está conformada por dos o más guaduas (viga de sección compuesta), se debe verificar si esta requiere o no de soporte lateral en la zona comprimida. El coeficiente de modificación por estabilidad lateral (C_L), tiene en cuenta la reducción de la capacidad de carga de un elemento sometido a flexión por causa de la inestabilidad lateral o pandeo, que sucede cuando la zona a compresión de una viga se comporta como una columna.

Cuando una viga de sección compuesta esta soportada en toda la longitud de la zona a compresión y además está restringida en los apoyos a la rotación el coeficiente de modificación por estabilidad lateral será $C_L = 1.00$

En el caso de vigas de sección compuesta (dos o más guaduas), cuya relación alto (**d**) ancho (**b**) sea mayor que 1, ($d/b > 1$), deben incluirse soportes laterales para prevenir el pandeo o la rotación:



Imagen 1.22 Sección compuesta

1.3.6.5.5. Estabilidad lateral de vigas compuestas: Para vigas de sección compuesta por dos o más guaduas se debe reducir el esfuerzo admisible a flexión (F_b), por el valor de C_L de la tabla 1.11

(d/b)	C_L
1	1.00
2	0.98
3	0.95
4	0.91
5	0.87

Tabla 1.11 Coeficientes C_L para diferentes relaciones d/b

1.3.6.5.6. Estabilidad lateral: En vigas compuestas por más de una guadua y cuya altura sea mayor que su ancho debe investigarse la necesidad de proveer soporte lateral a la zona comprimida del elemento, según las siguientes recomendaciones:

- (a) Si $d/b = 2$, no se requerirá soporte lateral.
- (b) Si $d/b = 3$, se debe restringir el desplazamiento lateral de los apoyos.
- (c) Si $d/b = 4$, se debe restringir el desplazamiento lateral de los apoyos y del borde en compresión mediante correas o viguetas.

(d) Si $d/b = 5$, se debe restringir el desplazamiento lateral de los apoyos y proveer soporte continuo del borde en compresión mediante un entablado.

1.3.6.5.7. Momento resistente: El esfuerzo a flexión actuante (f_b) sobre cualquier sección de guadua rolliza, no debe exceder el valor del esfuerzo a flexión admisible (F_b) modificado por los coeficientes correspondientes, de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$f_b = \frac{M}{S} \leq F'_b \quad \text{Ec. 1.17. (NSR-10 G.12)}$$

En donde:

f_b = esfuerzo a flexión actuante, en MPa

M = momento actuante sobre el elemento en N.mm

F_b = esfuerzo admisible modificado, en MPa

S = modulo de sección en mm^3

El modulo de sección S , para una guadua se expresa con la siguiente ecuación:

$$S = \frac{\pi(D_e^4 - (D_e - 2t)^4)}{32D_e} \quad \text{Ec. 1.18. (NSR-10 G.12)}$$

Para verificar la resistencia a la flexión de secciones compuestas de 2 o más culmos de guadua, se debe calcular el modulo de sección para cada condición particular. En la tabla siguiente se presentan algunos módulos de sección para secciones compuestas.



Sección	$S \text{ (mm}^3\text{)}$
	$\frac{\pi(5D_e^4 - 4D_e^2[D_e - 2t]^2 - [D_e - 2t]^4)}{32D_e}$
	$\frac{\pi(35D_e^4 - 4D_e^2[D_e - 2t]^2 - [D_e - 2t]^4)}{96D_e}$

Tabla 1.12 ecuaciones para los Módulos de sección de algunas vigas compuestas

1.3.6.5.9. Cuando se empleen varios culmos para conformar un elemento a flexión, la inercia del conjunto se calcula como la suma las inercias individuales de cada uno de los culmos ($I = \sum I_i$). Si el constructor garantiza un trabajo en conjunto la inercia podrá ser calculada con el teorema de los ejes paralelos:

$$I = \sum(A_i \cdot d_i^2) + \sum I_i \quad \text{Ec. 1.19. (NSR-10 G.12)}$$

Donde:

I = inercia de la sección compuesta, en mm⁴

A_i = área para el i-esimo culmo, en mm²

d_i = distancia entre el centroide del conjunto de culmos y el centroide del i-esimo culmo, en mm

I_i = la inercia individual de cada culmo referida a su propio centroide, en mm⁴.

1.3.6.6. CORTANTE:

1.3.6.6.1. Esfuerzos máximos de corte: serán calculados a una distancia del apoyo igual a la altura (h) del elemento. Para vigas conformadas por una sola guadua dicha altura será igual al diámetro exterior (D_e) de la misma, exceptuando en voladizos donde el esfuerzo máximo de corte será calculado en la cara del apoyo. Para vigas conformadas por 2 la altura (h) corresponde a la altura real del elemento. El máximo esfuerzo cortante debe ser determinado teniendo en cuenta la distribución no uniforme de los esfuerzos en la sección y debe ser inferior al máximo esfuerzo admisible para corte paralelo a las fibras F_v establecido para los culmos de guadua rolliza tabla G.1.3.1, modificado por los coeficientes a que haya lugar.

1.3.6.6.2. Esfuerzo cortante paralelo a las fibras: Los El esfuerzo cortante paralelo a las fibras actuante (f_v) sobre cualquier sección de guadua rolliza, no debe exceder el valor del esfuerzo cortante paralelo a las fibras admisible (F_v), modificado por los coeficientes correspondientes, según ecuación:

$$f_v = \frac{2V}{3A} \left(\frac{3D_e^2 - 4D_e t + 4t^2}{D_e^2 - 2D_e t + 2t^2} \right) \leq F'_v \quad \text{Ec. 1.20. (NSR-10 G.12)}$$

Donde:

f_v = esfuerzo cortante paralelo a las fibras actuante, en MPa

A = área de la sección transversal del elemento de guadua rolliza, en mm^2

D_e = diámetro externo promedio de la sección de guadua rolliza, en mm

t = espesor promedio de la sección de guadua rolliza, en mm

F_v = esfuerzo admisible para corte paralelo a las fibras, modificado por los coeficientes a que haya lugar, en MPa

v = fuerza cortante en la sección considerada, en N

1.3.6.6.3. Distribución de conectores en vigas de sección compuesta:

Cuando se construyen vigas con dos o más culmos de guadua se debe garantizar su estabilidad por medio de conectores transversales de acero, que garanticen el trabajo en conjunto. El máximo espaciamiento de los conectores no puede exceder el menor valor de 3 veces el alto de la viga (**3h**), un cuarto de la luz (**$l/4$**) o el resultado de la siguiente ecuación:

$$j = \frac{7l}{V} \quad \text{Ec. 1.21. (NSR-10 G.12)}$$

Donde:

j = espaciamiento entre conectores de vigas compuestas en mm

l = luz de la viga en mm

V = máximo cortante en la viga en kN

1.3.6.6.4. Todos los cañutos por los que atraviese un conector en vigas de sección compuesta, deben estar rellenos de mortero de cemento véase la imagen 1.8. El primer conector se debe ubicar a una distancia igual a 50mm, medidos desde la cara del apoyo.

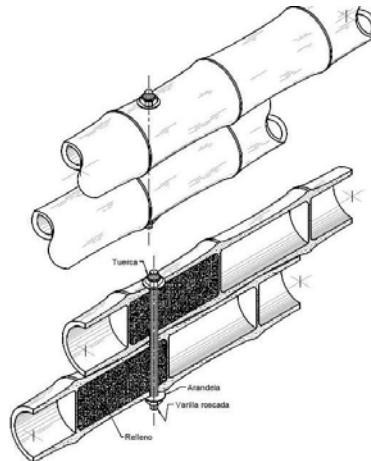


Imagen 1.23 Detalle Conectores secciones compuestas

1.3.6.7. APLASTAMIENTO:

1.3.6.7.1. Los esfuerzos de compresión perpendicular a las fibras (**f_p**), deben verificarse especialmente en los apoyos y lugares en los que haya cargas concentradas en áreas pequeñas. El esfuerzo de compresión perpendicular a las fibras actuante no debe exceder al esfuerzo admisible de compresión perpendicular modificado por los coeficientes a que haya lugar.

El esfuerzo a compresión perpendicular a la fibra actuante se calcula con la ecuación siguiente:

$$f_p = \frac{3RD_e}{2t^2.l} \quad \text{Ec. 1.22. (NSR-10 G.12)}$$

En donde:

F_p = esfuerzo admisible en compresión perpendicular a la fibra, modificado por los coeficientes a que haya lugar, en MPa

f_p = esfuerzo actuante en compresión perpendicular a la fibra, en MPa

D_e = diámetro externo promedio de la sección de guadua rolliza, en mm

t = espesor promedio de la sección de guadua rolliza, en mm

l = longitud de apoyo, en mm

R = Fuerza aplicada en el sentido perpendicular a las fibras, en N

Todos los cañutos que estén sometidos a esfuerzos de compresión perpendicular a la fibra, deben estar rellenos de mortero de cemento, en el

caso en que esto no se cumpla el valor del esfuerzo admisible F_p se debe reducir a la cuarta parte ($F_p/4$).

1.3.7. DISEÑO DE ELEMENTOS SOLICITADOS POR FUERZA AXIAL:

1.3.7.1. General: Los elementos que serán diseñados por fuerza axial son aquellos solicitados en la misma dirección que el eje longitudinal que pasa por el centroide de su sección transversal.

1.3.7.1.1. Elementos solicitados a tensión axial: El esfuerzo de tensión axial actuante (f_t) para cualquier sección de guadua rolliza, no debe exceder el valor del esfuerzo admisible a tensión axial (F_t) modificado por los coeficientes de modificación correspondientes, según ecuación:

$$f_t = \frac{T}{A_n} \leq F'_t \quad \text{Ec. 1.23. (NSR-10 G.12)}$$

En donde:

f_t = esfuerzo a tensión actuante, en MPa

T = fuerza de tensión axial aplicada, en N

F'_t = esfuerzo de tensión admisible, modificado por los coeficientes a que haya lugar, en MPa

A_n = área neta del elemento, en mm^2

Todos los elementos que están solicitados por tensión axial y momento flector deben ser diseñados de acuerdo a lo estipulado con el diseño de elementos solicitados por flexión y carga axial.

1.3.7.1.2. Tensión perpendicular a la fibra: En lo posible se deben evitar los diseños, en los cuales los elementos estructurales de guadua angustifolia estén sometidos a esfuerzos de tensión perpendicular a la fibra debido a su baja resistencia en esta sollicitación, no obstante, *si se presentan estos esfuerzos se debe garantizar la resistencia del elemento proporcionando refuerzo en la zona comprometida, a través de zunchos metálicos o platinas.*

1.3.7.1.3. Elementos solicitados a compresión axial:

1.3.7.2.1.-Longitud efectiva: La Longitud efectiva es la longitud teórica de una columna equivalente con articulaciones en sus extremos. La longitud efectiva de una columna puede calcularse con la ecuación:

$$l_e = l_u \cdot K \quad \text{Ec. 1.24. (NSR-10 G.12)}$$

En donde:

l_u = longitud no soportada lateralmente del elemento, en mm

k = coeficiente de longitud efectiva, según las restricciones en los apoyos tabla

1.13

l_e = longitud efectiva, en mm.

Condiciones de apoyo	K
Ambos extremos articulados (Ambos extremos del elemento deben estar restringidos al desplazamiento perpendicular a su eje longitudinal).	1.00
Un extremo con restricción a la rotación y al desplazamiento y el otro libre.	2.10

Tabla 1.13 Coeficiente de longitud efectiva

1.3.7.2.2. Esbeltez: En columnas constituidas por un culmo de guadua, la medida de esbeltez está dada por la ecuación:

$$\lambda = \frac{l_e}{r} \quad \text{Ec. 1.25. (NSR-10 G.12)}$$

En donde:

λ = relación esbeltez del elemento

l_e = longitud efectiva del elemento, en mm

r = radio de giro de la sección, en mm

1.3.7.2.3. Radio de giro: de la sección constituida por un solo culmo será calculado con la siguiente ecuación:

$$r = \frac{\sqrt{(D_e^2 + (D_e - 2t)^2)}}{4} \quad \text{Ec. 1.26. (NSR-10 G.12)}$$

En donde:

De = diámetro externo promedio de la sección de guadua rolliza, en mm

t = espesor promedio de la sección de guadua rolliza, en mm

r = radio de giro de la sección

1.3.7.2.4. Elementos constituidos por dos o más culmos: En el diseño de elementos solicitados a compresión constituidos por dos o más culmos la medida de esbeltez será calculada usando la ecuación 1.27, con el radio de giro r calculado con la siguiente expresión:

$$r = \sqrt{\left(\frac{I}{A}\right)} \quad \text{Ec. 1.27. (NSR-10 G.12)}$$

En donde:

I = inercia de la sección calculada, en mm⁴

A = área de la sección transversal, en mm²

r = Radio de giro de la sección.

1.3.7.2.5. Clasificación de columnas: Según su relación de esbeltez, las columnas de guadua rolliza se clasifica en cortas, intermedias o largas.

Columna	Esbeltez
Corta	$\lambda < 30$
Intermedia	$30 < \lambda < C_k$
Larga	$C_k < \lambda < 150$

Tabla 1.14 Clasificación de Columnas por esbeltez

La esbeltez C_k es el límite entre las columnas intermedias y las columnas largas y esta dado por la siguiente ecuación:

$$C_k = 2.565 \sqrt{\frac{E_{0.05}}{F_c}} \quad \text{Ec. 1.28. (NSR-10 G.12)}$$

Donde

F_c' = esfuerzo admisible en compresión paralela a las fibras, modificado, en MPa

$E_{0.05}$ = módulo de elasticidad percentil 5, en MPa

Bajo ninguna circunstancia es aceptable trabajar con elementos de columna que tengan esbeltez mayor de 150.

1.3.7.2.6. Esfuerzos máximos:

1.3.7.2.6.1. Columnas cortas ($\lambda < 30$): El esfuerzo máximo de compresión paralela a la fibra actuante (f_c) sobre cualquier sección de guadua en columnas cortas, no debe exceder el valor del esfuerzo de compresión paralela a las fibras admisibles (F'_c) modificado por los factores correspondientes, de acuerdo a la ecuación siguiente:

$$f_c = \frac{N}{A_n} \leq F'_c \quad \text{Ec. 1.29. (NSR-10 G.12)}$$

Donde:

f_c = esfuerzo de compresión paralela a la fibra actuante, en MPa

N = fuerza de compresión paralela a la fibra actuante, en N.

A_n = área neta de la sección transversal, en mm²

F'_c = esfuerzo de compresión paralela a la fibra admisible, modificado, en MPa.

1.3.7.2.6.2. Columnas intermedias ($30 < \lambda < C_k$): El esfuerzo de compresión paralela a la fibra actuante (f_c) sobre cualquier sección de guadua rolliza en columnas intermedias, no debe exceder el valor del esfuerzo de compresión paralela a las fibras admisibles (F'_c) modificado por los factores correspondientes, de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$f_c = \frac{N}{A_n \left[1 - \frac{2}{5} \left(\frac{\lambda}{C_k} \right)^3 \right]} \leq F'_c \quad \text{Ec. 1.30. (NSR-10 G.12)}$$

Donde:

f_c = esfuerzo de compresión paralela a la fibra actuante, en MPa

N = fuerza de compresión paralela a la fibra actuante, en N

A_n = área neta de la sección transversal, en mm^2

F'_c = esfuerzo de compresión paralela al fibra admisible, modificado, en MPa

λ = esbeltez, de ecuación 1.25

C_k = esbeltez que marca el límite entre columnas intermedias y largas, formula 1.28.

1.3.7.2.6.3. Columnas largas ($C_k < \lambda < 150$): El esfuerzo máximo de compresión paralela a la fibra actuante (f_c) sobre cualquier sección de guadua rolliza en columnas largas, no debe exceder el valor del esfuerzo de compresión paralela a las fibras admisibles (F'_c) modificado por los factores correspondientes, de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$f_c = 3.3 \frac{E_{0.05}}{\lambda^2} \leq F'_c \quad \text{Ec. 1.31. (NSR-10 G.12)}$$

Donde:

f_c = esfuerzo de compresión paralela a la fibra actuante, en MPa

F'_c = esfuerzo de compresión paralela al fibra admisible, modificado, en MPa

λ = esbeltez, formula 1.15

$E_{0.05}$ = módulo de elasticidad del percentil 5, en MPa.

No se permiten columnas con esbeltez superior a 150.

Todos los elementos que además de estar solicitados por compresión axial se encuentran solicitados por momento flector deben ser diseñados por flexión y carga axial.

1.3.8. DISEÑO DE ELEMENTOS SOLICITADOS POR FLEXIÓN Y CARGA AXIAL:

1.3.8.1. Elementos solicitados a flexión con tensión axial: Los elementos de la estructura que se encuentran sometidos simultáneamente a fuerzas de Tensión axial y flexión deben ser diseñados para cumplir la siguiente ecuación:

$$\frac{f_t}{F_t} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0 \quad \text{Ec. 1.32. (NSR-10 G.12)}$$

Donde:

f_t = esfuerzo a tensión actuante, en MPa

F_t = esfuerzo de tensión admisible, modificado por los coeficientes a que haya lugar, en MPa

F_b = esfuerzo a flexión actuante, en MPa

F_b = esfuerzo a flexión admisible modificado, en MPa

1.3.8.2. Elementos solicitados a flexo-compresión: Los elementos de la estructura que encuentren sometidos simultáneamente a fuerzas de compresión y flexión deben ser diseñados para cumplir ecuación siguiente:

$$\frac{f_c}{F_c} + \frac{K_m \cdot f_b}{F_b} \leq 1.0 \quad \text{Ec. 1.33. (NSR-10 G.12)}$$

Donde:

f_c = esfuerzo de compresión paralela a la fibra actuante, en MPa

F_c = esfuerzo de compresión paralela al fibra admisible, modificado, en MPa

f_b = esfuerzo a flexión actuante, en MPa

F_b = esfuerzo a flexión admisible modificado, en MPa

K_m = coeficiente de magnificación de momentos, se calculará con:

$$k_m = \frac{1}{1 - 1.5(N_a / N_{cr})} \quad \text{Ec. 1.34. (NSR-10 G.12)}$$

Donde:

k_m = coeficiente de magnificación de momentos

N_a = carga de compresión actuante, en N

N_{cr} = carga crítica de Euler, calculada con la siguiente ecuación;

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E_{0.05} I}{l_e^2} \quad \text{Ec. 1.35. (NSR-10 G.12)}$$

Donde:

N_{cr} = carga crítica de Euler, en N

$E_{0.05}$ = módulo de elasticidad del percentil 5, en MPa

I = momento de inercia de la sección, en mm^4

l_e = longitud efectiva del elemento, en mm.

1.3.9. UNIONES:

1.3.9.1. Generalidades: Estas disposiciones son aplicables para las uniones de estructuras con Guadua Angustifolia Kunth. Todo elemento constituyente de una unión debe diseñarse para que no falle por tensión perpendicular a la fibra y corte paralelo a la fibra. En el caso de usar cortes especiales en la guadua se deben tomar las medidas necesarias para evitar que estos induzcan la falla de la unión.

1.3.9.1.1. En ningún caso se permitirán uniones clavadas, ya que los clavos inducen grietas longitudinales debido a la disposición de las fibras de la guadua.

1.3.9.2. Tipos de cortes: Los tres tipos de cortes más utilizados para la fabricación de uniones con elementos de guadua, son: corte recto, corte boca de pescado y corte pico de flauta.

1.3.9.2.1. Corte recto: Corte plano perpendicular al eje de la guadua.

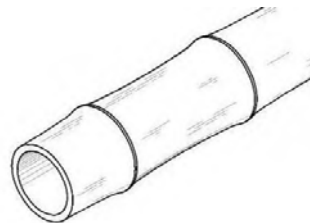


Imagen 1.24 Corte Recto

1.3.9.2.2. Corte boca de pescado: Corte cóncavo transversal al eje de la guadua, generalmente se utiliza para acoplar dos elementos de guadua.

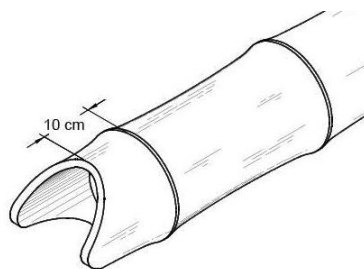


Imagen 1.25 Corte Boca de pescado

1.3.9.2.3. Corte pico de flauta: Este corte se utiliza para acoplar guaduas que llegan en ángulos diferentes a 0° y 90° , se puede hacer como una boca de pescado inclinado o con dos cortes rectos.

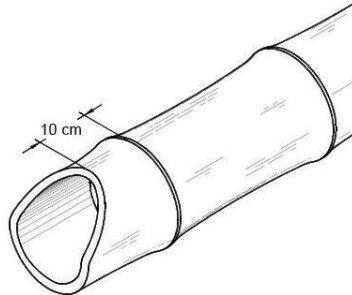


Imagen 1.26 Corte pico de flauta

1.3.9.3. Uniones empernadas: Estas disposiciones son aplicables a uniones empernadas de dos o más elementos de guadua o a uniones de elementos de guadua con platinas metálicas o para la fijación de guadua a elementos de concreto por medio de platinas y anclas. Las uniones empernadas se utilizan generalmente cuando las solitudes sobre una conexión son relativamente grandes, requiriendo por lo tanto el uso de pernos, normalmente acompañados de platinas de acero.

1.3.9.3.1. Los pernos y platinas usados en las conexiones empernadas deben ser de acero estructural con esfuerzo de fluencia no menor de 240 MPa; el diámetro mínimo permitido para los pernos es de 9.5 mm (#3) y el espesor mínimo de las platinas será de 4.8 mm. (3/16”), Todos los elementos metálicos de las uniones deben ser diseñados según lo estipulado por el diseño de las estructuras metálicas.

1.3.9.3.2. Las perforaciones hechas para la colocación de un perno deben estar bien alineadas respecto al eje del mismo y tener un diámetro mayor al diámetro del perno de 1.5mm. (1/16”). Las perforaciones hechas para el relleno de los entrenudos deben tener un diámetro máximo de 26mm, y deben ser debidamente tapadas con el mismo mortero de relleno, para que se garantice la continuidad estructural del elemento. En caso de una unión empernada

longitudinalmente respecto al eje de la guadua, se debe garantizar que no se presente la falla de los tabiques involucrados en la conexión.

1.3.9.3.3. Todos los pernos y demás elementos metálicos de la unión deben estar diseñados de acuerdo a los requisitos estipulados en el diseño de las estructuras metálicas y en el caso en que la unión sea entre un elemento de guadua y otro de concreto, la longitud de anclaje debe ser tal que cumpla con las exigencias del concreto estructural. Todos los elementos metálicos usados en uniones emperradas que estarán expuestas a condiciones ambientales desfavorables deben tener algún tipo de tratamiento anticorrosivo.

1.3.9.3.4. Es permitido el uso de abrazaderas o zunchos metálicos dentro del diseño de las conexiones, siempre y cuando se tomen las precauciones pertinentes para evitar el aplastamiento y la falla por compresión perpendicular a la fibra en elementos individuales, así como la separación y el deslizamiento entre elementos conectados.

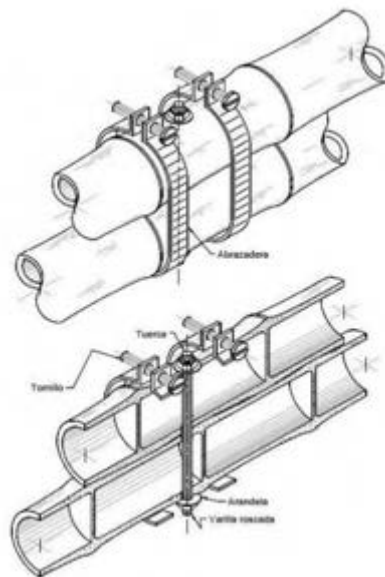


Imagen 1.27 Zunchos

1.3.9.3.5. En el caso de uniones en las cuales los culmos de guadua estén sometidos a cargas de aplastamiento, se hace necesario rellenar los entrenudos adyacentes a la unión y por donde pasen pernos con una mezcla de mortero de cemento en relación 1 a 3, preferiblemente con un aditivo

plastificante que garantice la fluidez de la mezcla. El mortero usado para relleno de entrenudos debe ser tipo M o S, (resistencia mínima a la compresión de 17.50 y 12.50 MPa, ó 178.50 – 127.50 kg/cm² respectivamente; según Norma Sismo Resistente NSR-10; Calidad de los materiales en la mampostería estructural; capítulo D).

1.3.9.3.6. En toda unión emperrada que carezca de platinas, se deben utilizar arandelas metálicas entre la tuerca y la guadua o entre la cabeza del perno y la guadua, de acuerdo con la tabla siguiente:

Diámetro del perno (mm)	9.50	12.70	15.90
Espesor de la arandela (mm)	4.00	5.00	6.00
Diámetro externo arandelas (mm)	45.00	50.00	65.00

Tabla 1.15 Dimensiones mínimas de arandelas para uniones emperradas

1.3.9.3.7. Todos los elementos metálicos utilizados en uniones emperradas, construidas con elementos de guadua húmeda ($C_H > 30\%$), o sometidos a ambientes húmedos o con alto contenido de salinidad deben tener un tratamiento anticorrosivo.

1.3.9.3.8. Las cargas admisibles para uniones emperradas sometidas a cizallamiento doble se determinarán a partir de los valores **P**, **Q** y **T** dados en la tabla 1.16 (Cargas admisibles para uniones emperradas con doble cizallamiento), en función del diámetro exterior de la guadua (D_e) y del diámetro del perno (d).

Los valores de **P** indicados serán utilizados cuando la fuerza en la unión sea paralela a las fibras, tanto del elemento central como de los elementos laterales si los hubiese.

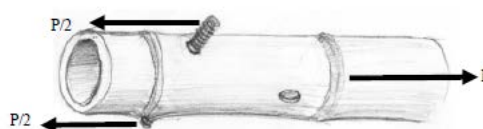


Imagen 1.28 Carga P

Las cargas admisibles cuando la fuerza es paralela a las fibras del elemento central pero perpendicular a las fibras de los elementos laterales, o viceversa, se indican como **Q**, siempre y cuando el elemento central y los elementos laterales se encuentren en planos paralelos.

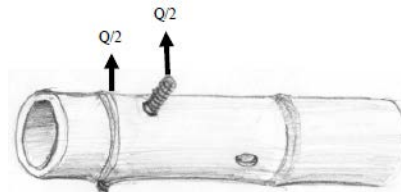


Imagen 1.29 Carga Q

Las cargas admisibles cuando la fuerza es perpendicular a las fibras de uno de los elementos y paralela a las fibras en el otro se indican como **T**, siempre y cuando los elementos de guadua estén en el mismo plano.

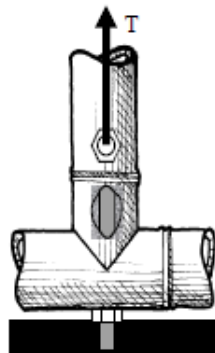


Imagen 1.30 Carga T

Las cargas admisibles **P** y **Q** corresponden a dos situaciones límites. Si la fuerza en la unión sigue la dirección del elemento central pero forma un ángulo α con la dirección de las fibras de los elementos laterales, o viceversa, la carga admisible se determinará mediante la ecuación de Hankison:

$$N = \frac{P \cdot Q}{P \sin^2 \alpha + Q \cos^2 \alpha} \quad \text{Ec. 1.36. (NSR-10 G.12)}$$

1.3.9.3.9. Si hay dos o más entrenudos entre el perno y el extremo del elemento, los valores de la tabla 1.16 se podrán incrementar en un 30%, es

decir el coeficiente de modificación por este concepto es de 1.3. Los valores de **Q** y **T** no se pueden modificar.

1.3.9.3.10. Las cargas admisibles dadas en la tabla 1.16 son representativas de guaudas con un contenido de humedad inferior al 19% y que se mantendrán secas durante su tiempo de servicio. En conexiones de 4 o más miembros cada plano de corte será evaluado como una conexión de cizallamiento simple. El valor de la conexión se calculará con el valor nominal más bajo así obtenido, multiplicado por el número de planos de corte.

Perno	D_e (mm)	P (N)	Q (N)	T (N)
#3	80	7212	2885	2000
	90	8008	3203	2100
	100	8004	3522	2200
	110	9601	3840	2300
	115	10041	4016	2400
	120	10481	4193	2500
	125	10922	4369	2600
	130	11362	4545	2700
	135	11802	4721	2800
	140	12242	4897	2900
#4	150	13039	5216	3000
	80	9710	3884	2000
	90	9916	3966	2100
	100	10943	4377	2200
	110	11970	4788	2300
	115	12521	5009	2400
	120	13072	5229	2500
	125	13623	5449	2600
	130	14174	5670	2700
	135	14725	5890	2800
#5	140	15276	6110	2900
	150	16303	6521	3000
	80	11540	4616	2000
	90	12806	5122	2100
	100	13250	5300	2200
	110	14515	5806	2300
	115	15185	6074	2400
	120	15855	6342	2500
	125	16525	6610	2600
	130	17195	3878	2700
#5	135	17865	7164	2800
	140	18535	7414	2900
	150	19800	7920	3000

Tabla 1.16 Cargas admisibles para uniones empernadas con doble cizallamiento

1.3.9.3.11. Las cargas admisibles de la tabla 1.16 corresponden a uniones con un solo perno. Cuando una unión requiera más de dos pernos en línea paralela a la dirección de la carga, la carga admisible de la unión se obtendrá multiplicando los valores admisibles por perno obtenidos de dicha tabla, por el número de pernos y por un coeficiente de reducción por grupo, **C_g**, de acuerdo a la tabla siguiente:

Clase de union	Número de pernos				
	2	3	4	5	6
Uniones con elementos de guadua	1.00	0.97	0.93	0.89	0.82
Uniones con elementos de acero	1.00	0.98	0.95	0.92	0.90

Tabla 1.17 Coeficiente de reducción por grupo **C_g**

El coeficiente de reducción por grupo solo puede aplicarse a la carga **P**, la carga **Q** y **T** no se pueden modificar.

1.3.9.3.12. Si se utilizan arandelas de forma cóncava que permitan una mejor distribución de la carga en las paredes de la guadua y siempre y cuando los cañutos donde estas estén ubicadas estén rellenos de mortero de cemento se podrán incrementar las cargas de la tabla anterior en un 25%, los valores de **Q** no se pueden incrementar.

1.3.9.3.13. El espaciamiento entre los pernos no debe ser inferior a 150 mm ni superior a 250 mm, en todo caso debe existir un entrecruzado entre cada perno. La distancia desde el perno hasta el extremo libre del elemento debe ser superior a 150 mm en uniones sometidas a tracción y 100 mm en uniones sometidas a compresión.

1.3.9.4. Uniones diversas: Las diversas posiciones que pueden tomar columnas, vigas, tabiques, estructuras portantes de cubierta y en general todo detalle producto de la creatividad del diseñador, impiden dar recetas para ubicar las uniones “más adecuadas” puesto que cada una de aquellas, responde a situaciones diferentes. Sin embargo existen uniones más comunes que otras, motivo por el cual en éstas Normas de Construcción se destacan algunos ejemplos, donde se detallan recomendaciones para su fabricación

(NEC 2011 – Capítulo 17, Utilización de la guadua *Angustifolia kunth* en la construcción).

1.3.9.4.1. Uniones longitudinales:

- (a) Las uniones longitudinales o también llamadas a tope, se realizan cuando se requiere aumentar la longitud de los culmos, manteniendo la calidad.
- (b) Ello significa asegurar un conjunto de culmos cuyo eje longitudinal sea común.
- (c) La unión se realiza seleccionando culmos que tengan el mismo diámetro, con una tolerancia de 0.5mm.
- (d) El corte plano de cada culmo se realiza a 2m sobre sus respectivos nudos extremos.
- (e) Se despojan los tabiques o diafragmas interiores de los 2 nudos vecinos en cada extremo de cada culmo.
- (f) Se pueden realizar de dos maneras:
 - Insertando una varilla roscada de 12mm (1/2 pulgada) con sus respectivas tuercas y arandelas en los extremos de cada culmo a unir.
 - Introduciendo un segmento de madera dura en los extremos de cada culmo a unir y asegurándolo con pernos y tuercas Ver imagen 1.16.
- (g) En el primer caso hay que introducir en el sitio de unión un mortero de arena cemento (1:2) que permita mantener fija la varilla roscada y que evite los potenciales aplastamientos que se puedan generar en la unión de los dos culmos.

(h) Recomendaciones:

- En los dos casos antes mencionados, y previo a la introducción del mortero o al aseguramiento de la madera con pernos, hay que mantener firme la unión de los nudos, mediante un torniquete.
- Realizado el fraguado del mortero o asegurados los pernos, se retira el torniquete.
- El segmento de madera dura debe abarcar los dos nudos de cada extremo y al penetrar no se debe forzar su ingreso, ya que sus aristas pueden afectar las fibras del culmo.

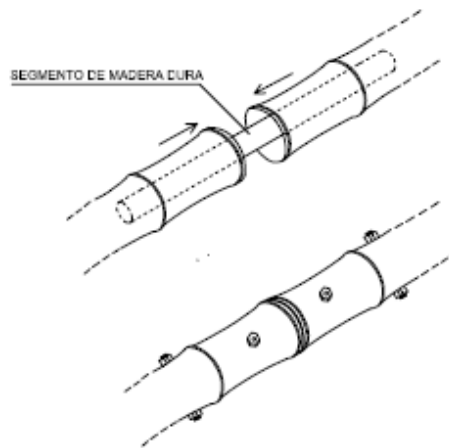


Imagen 1.31 Unión a tope longitudinal de dos culmos mediante segmento de madera dura y pernos

1.3.9.4.2. Uniones de boca de pez:

Son innumerables las soluciones que permiten asegurar un culmo con boca de pez a otro culmo de manera que se mantenga la perpendicularidad entre sus ejes. Se han seleccionado como ejemplos dos clases de aseguramiento:

1.3.9.4.2.1. Unión boca de pez mediante perno tensor y anclaje:

Realizada la boca de pez en el extremo de un culmo y preparada aquella para acoplarse a otro culmo en sentido ortogonal, se procede de la siguiente manera:

- (a) El culmo que tiene la boca de pez es despojado de su diafragma inmediato e interior, cuyo despojos son extraídos.
- (b) En el culmo que tiene la boca de pez, se introduce una varilla roscada de 10mm, a 3 ó 4 cm por debajo del nudo, la misma que se asegura mediante arandelas y tuercas. Lo denominamos perno de anclaje.
- (c) En el culmo a acoplarse, se realiza una perforación transversal, de manera perpendicular a sus fibras y que atraviese el culmo.
- (d) Se prepara un perno, -llamado tensor- que en un extremo tenga un gancho y en el otro el hilo o rosca para la tuerca.
- (e) Verificar que, este perno tensor tenga una medida tal que, alcance con su gancho el perno de anclaje y que el otro extremo sobresalga por la superficie del culmo ortogonal.
- (f) Finalmente, se engancha el perno tensor al perno de anclaje y se introduce su otro extremo por las perforaciones realizadas en el culmo de acople, hasta asegurar con arandela y tuerca, el extremo mencionado.

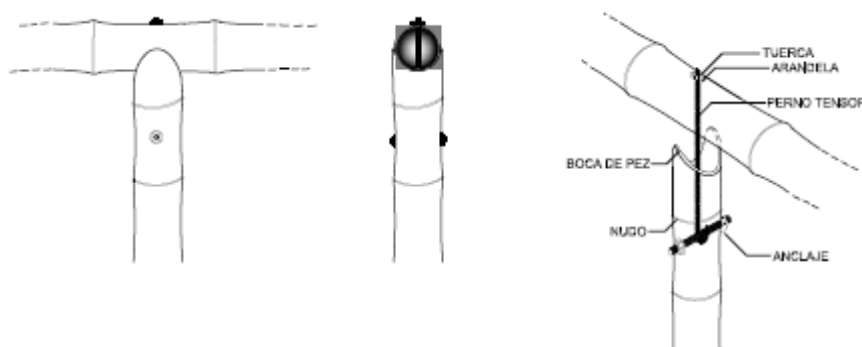


Imagen 1.32 Detalle de armado de unión boca de pez mediante perno tensor y anclaje

1.3.9.4.2.2. Unión boca de pez mediante disco y media caña metálica:

La dificultad o falta de experticia que se requiere para realizar la tradicional boca de pez, lo que demanda mano de obra entrenada y que además se reduzca tiempo de trabajo, sin menoscabar la calidad de la unión al realizar la mencionada entalladura, ha provocado la innovación siguiente:

- (a)** El procedimiento es similar al indicado en la Unión boca de pez mediante perno tensor y anclaje, salvo las siguientes innovaciones.
- (b)** Se realiza un corte plano en el culmo receptor y, en lugar de la boca de pez, se ubica un disco metálico de 2mm de espesor con perforación central de 10mm y sobre él, una media caña metálica de 15cm de longitud, con perforaciones de 10mm y proveniente de un tubo metálico de 4 pulgadas y 2mm de espesor.
- (c)** El disco debe tener el diámetro previsto en función de los culmos disponibles: 10, 11, 12, 13cm y las medias cañas metálicas se acoplarán de igual manera a los culmos, ya sea abriendo o cerrando los lados de la media caña.
- (d)** La colocación y aseguramiento del perno de anclaje y del perno tensor es igual a lo expuesto en la Unión boca de pez mediante perno tensor y anclaje.

Ventajas:

- Se reduce el tiempo que demanda la realización de la boca de pez y no demanda mano de obra especializada.
- Es más efectiva la trasmisión de cargas por medio del disco que abarca todo el corte plano del culmo receptor.

Desventajas:

- Costo de las piezas metálicas.

- Se requiere prever con anticipación los discos y medias cañas, perforados y pintados con anticorrosivos.

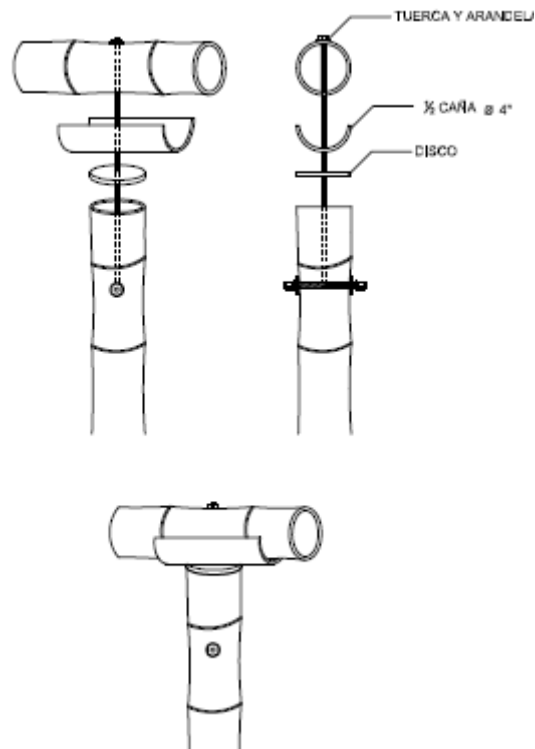


Imagen 1.33 Detalle de armado de unión boca de pez mediante disco y media caña metálica

1.3.9.4.3. Uniones en diagonal:

- La unión en diagonal usando el corte pico de flauta, se utiliza para obtener el enlace entre dos culmos perpendiculares entre sí.
- El acople del corte pico de flauta con culmos verticales u horizontales, según sea el caso, debe provocar un perfecto ajuste de los dos elementos, ajuste que corresponde de manera exclusiva a la entalladura denominada pico de flauta.
- La unión en diagonal posibilita ser asegurada de dos maneras: colocando un perno tensor y uno de anclaje y/o colocando una varilla roscada en el ángulo que forma el culmo con la pieza en diagonal.
- La colocación de pernos en diagonal provoca que las tuercas y arandelas o anillos, no queden perpendiculares a las fibras, motivo por

la cual, si se ajustan en demasía, uno de los bordes de las tuercas y anillos lastiman y rompan las fibras del bambú. Para evitar esta circunstancia es preferible preparar pequeños prismas de madera dura que permita su colocación entre el culmo y el anillo y tuerca, lo que permitirá un ajuste perpendicular a las fibras y evitará su lastimadura.

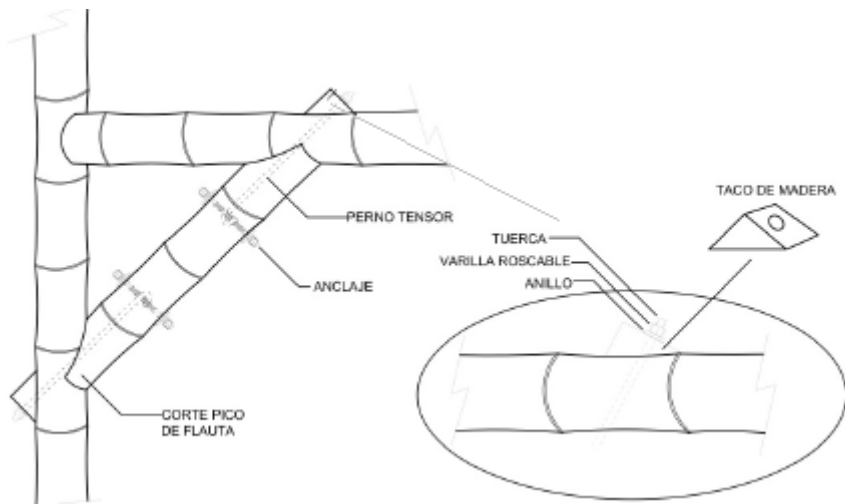


Imagen 1.34 Detalle de armado de unión en Diagonal mediante el corte pico de flauta

1.3.9.4.4. Construcción de vigas compuestas:

- (a) La unión longitudinal de dos o más culmos, permitirá a su vez la construcción de vigas compuestas de mayor peralte mediante dos o tres piezas longitudinales acopladas.
- (b) Se prepara la unión longitudinal de dos o más culmos en la longitud requerida por la obra.
- (c) La siguiente pieza con uniones longitudinales y que se colocará sobre la anterior para proporcionar mayor peralte, deberá tener la misma longitud que la anterior, pero las uniones entre los culmos no deben coincidir con las uniones de la pieza inferior. Por lo que, se hace necesaria una presentación previa entre las dos piezas.
- (d) Realizada la primera y segunda pieza, se procederá a la unión de las dos, no sin antes sujetar mediante amarres provisionales o pequeñas

cajas inmobilizadoras, que permitan la perforación continua y la introducción de los respectivos pernos y aseguramiento con las tuercas.

- (e) Los pernos serán de 10mm y ubicados a 3cm de los nudos.

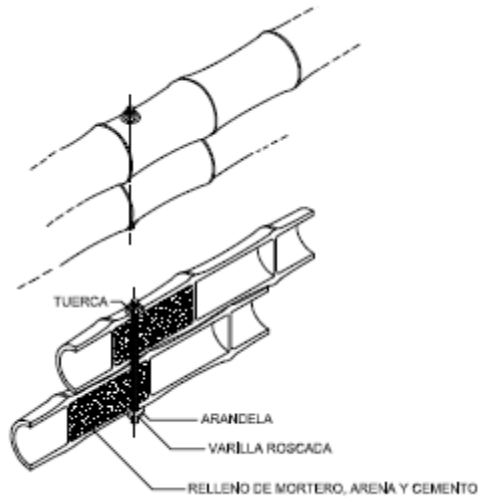


Imagen 1.35 Detalle de Construcción de vigas compuestas

1.3.9.4.5. Construcción de columnas:

- (a) La construcción de columnas demanda su apoyo en zócalos, pedestales o columnas de hormigón armado de diferente altura, de acuerdo al diseño.
- (b) El anclaje de los culmos en sus apoyos, expone en la norma NEC del capítulo Anclaje de culmos a los sobre cimientos.
- (c) La altura de las columnas y la carga axial a soportar, demanda el análisis estructural de la esbeltez de aquellas, para contrarrestar posibles flexiones o pandeos de las mismas.
- (d) Un procedimiento para disminuir la esbeltez de las columnas es aumentar la sección de las mismas con adición de dos o más culmos que eviten las posibles flexiones laterales o pandeos.

- (e) En el caso de aumentar culmos a la sección de la columna es necesario, unir aquellos mediante pernos que sujeten en diversos niveles a los culmos.

- (f) La adición de culmos con altura diferenciados, permite asegurar vigas superiores transversales, sean éstas dobles o triples, evitando la flexión lateral de aquellas. Ejemplo de columna compuesta por 5 culmos y que soportan vigas dobles transversales.

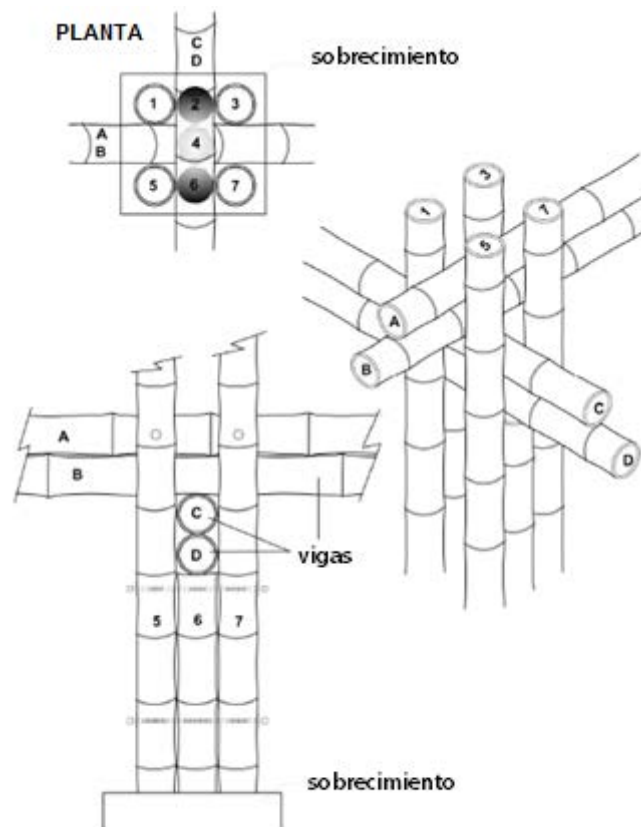


Imagen 1.36 Columna compuesta por 5 culmos y que soportan vigas transversales

1.3.9.4.6. Construcción de tableros de esterillas y latas de bambú:

Los tableros de esterilla tienen una gran variedad de aplicaciones en la vivienda rural y urbana en la construcción de pisos, paredes de bahareque, paredes tejidas, cielorrasos. En la elaboración de los tableros de esterilla se emplean secciones de 1 a 8 metros de longitud obtenidos de la parte basal e intermedia de bambúes que tengan en la mata entre 2 a 3 años de edad. La

sección se coloca en el suelo o entre dos o más soportes, según su longitud. Con ayuda de una achuelas se hacen incisiones profundas alrededor de cada uno de los nudos y perpendiculares a ellos, con una separación entre 1 a 3 centímetros. Luego, con ayuda de una pala se abre longitudinalmente por uno de los lados, rompiendo al mismo tiempo los tabiques interiores.

Finalmente se abre la esterilla con las manos o parándose sobre sus borde a la vez que se camina sobre ellos. Una vez aplanada se remueve la parte interior o más blanda para evitar que sea atacada por los insectos. (Manual de construcción del bambú, Oscar Hidalgo López, CIBAM, Universidad de Colombia, Facultas de Artes).

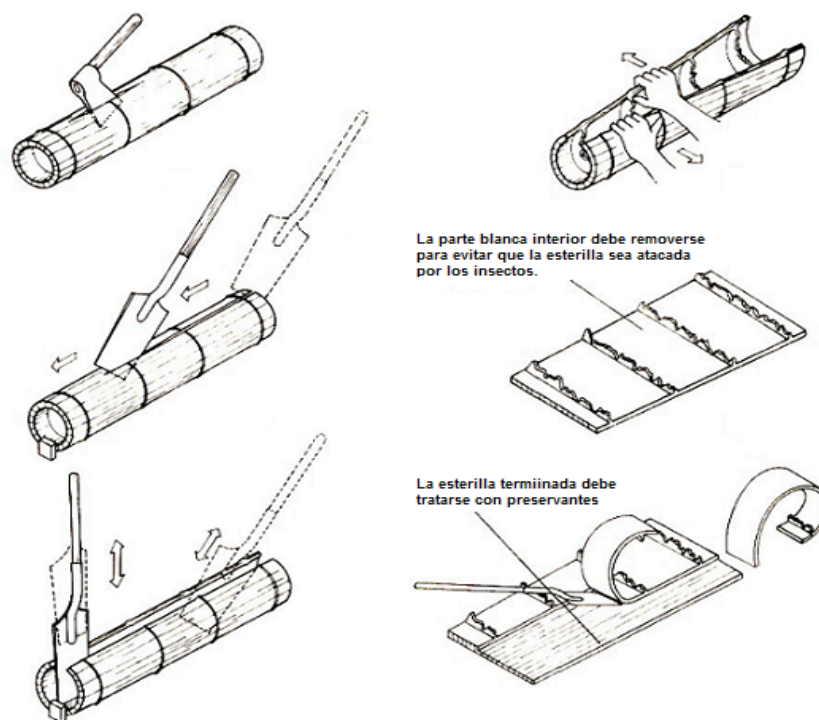


Imagen 1.37 Elaboración de tableros de esterilla

Sabiendo que el bambú tiene la particularidad de poderse rajar muy fácilmente en sentido longitudinal, transformándolo en canales, cintas o latas; estas latas se utilizarán ya sean en la formación y construcción de pisos.

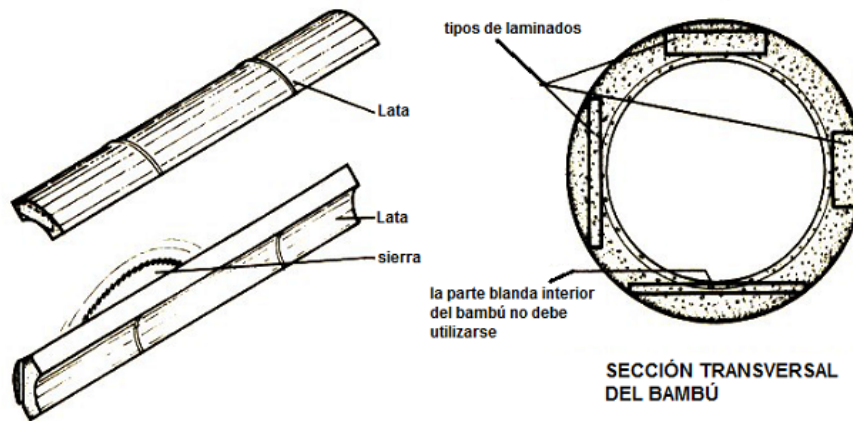


Imagen 1.38 Laminas de bambú -tableros para piso

Para la obtención de las latas se divide radial y longitudinalmente la sección de bambú en 4 o más partes. Para dividirlo en 4 partes se emplea una cruz de madera o metal que se introduce a golpes en la sección previamente rajada en su extremo. Para obtener un mayor número de latas se puede dividir las canales con machete o utilizando un cortador radial metálico, con el cual se obtienen a un mismo tiempo varias latas según el número de cuchillas.

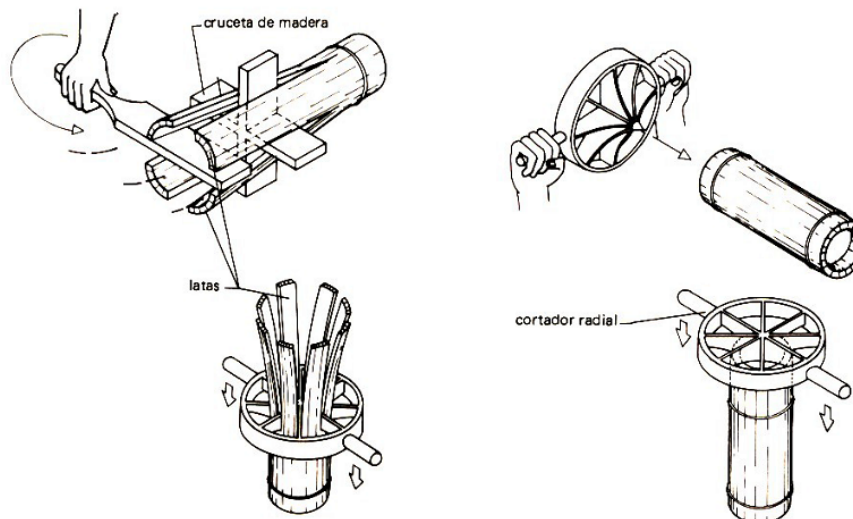


Imagen 1.39 Obtención de canales y latas

Para este trabajo las latas de bambú podrán ser usadas en el piso del tablero donde se efectúan de forma directa el caminar de los peatones.

1.3.9.4.7. Elaboración de cables con cintas de bambú:

Los cables de bambú se hacen con 3 o más cintas obtenidas solo de la parte externa o más compacta de la pared de bambúes de 2 años de edad, sus dimensiones pueden variar entre uno y 3 milímetros de espesor y hasta 10 milímetros de ancho.

En la elaboración de los cables de bambú se emplea el mismo método utilizado por los campesinos en la elaboración de cuerdas de fique o sea torciendo al mismo tiempo y en el mismo sentido cada una de las cintas. Los cables de bambú tienen una gran resistencia a la tracción y por ello pueden utilizarse dentro de ciertos límites, como refuerzo de estructuras de concreto de uso rural, como refuerzo interior de muros de adobe o de tapia pisada, como riostras de estructuras temporales y en la construcción de puentes colgantes, caso en el cual se emplean cables con un gran número de cintas.

Se podrán usar estos cables con cintas de bambú como soguillas de amarre entre las latas del tablero y el armazón de las vigas longitudinales.

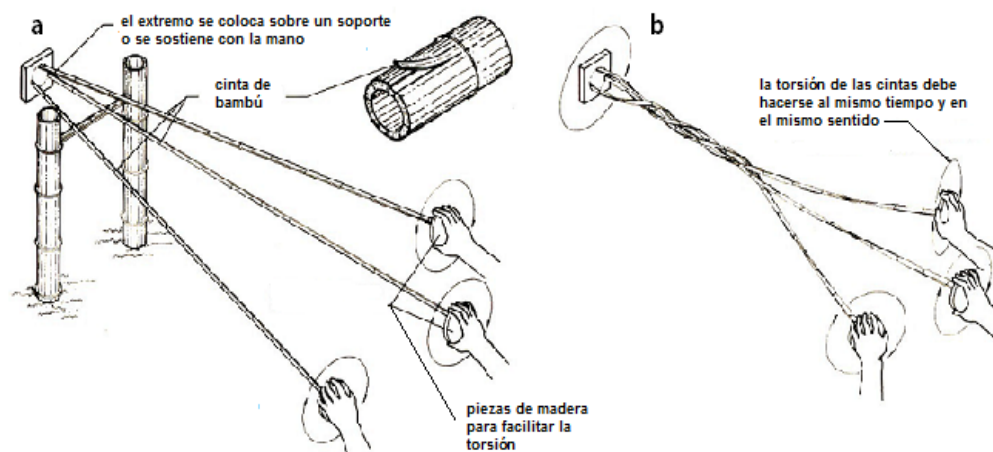
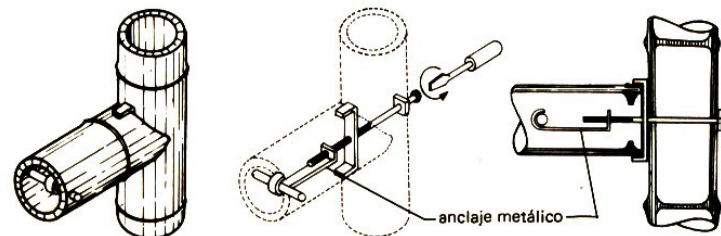


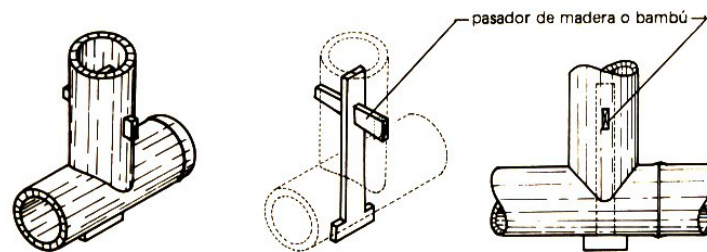
Imagen 1.40 Elaboración de cables con cintas de bambú

1.3.9.4.8. Alternativas de uniones y amarres en bambú:

A continuación se presentan de manera gráfica las formas y maneras de construirse los diferentes tipos de uniones y amarres con bambú (Oscar Hidalgo López, CIBAM, Universidad de Colombia, Facultas de Artes):



Unión con anclaje metálico (se emplea en diversas posiciones)



Unión con anclaje de madera (se emplea también invertido)

Imagen 1.41 Empleo de pasadores y anclajes en la unión de piezas horizontales y verticales

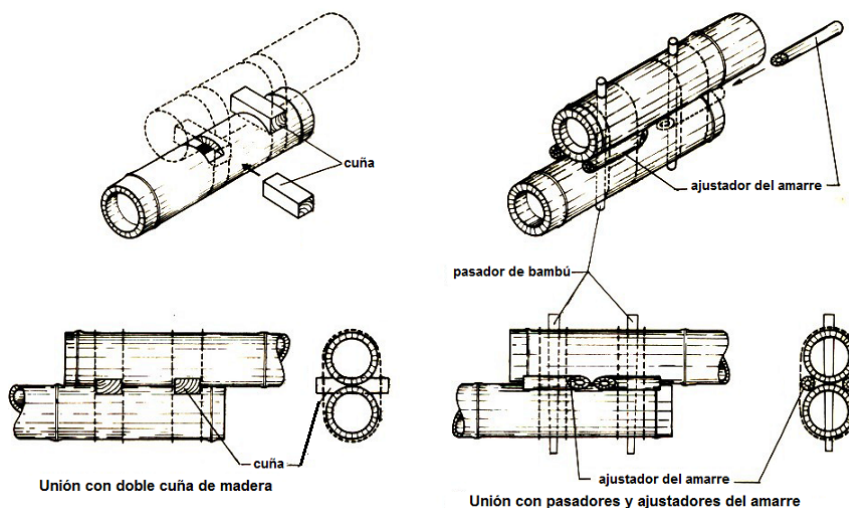


Imagen 1.42 Unión y fijación de piezas horizontales

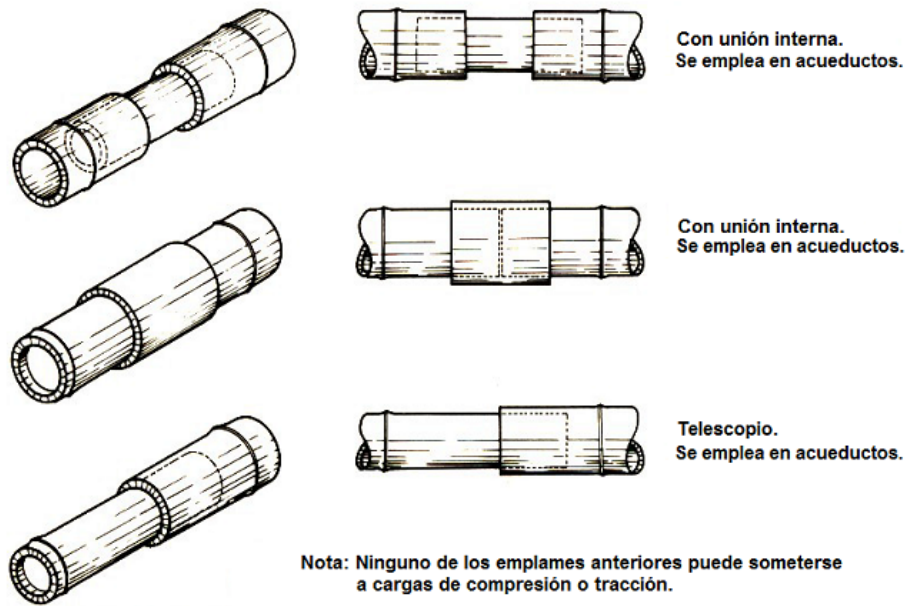


Imagen 1.43 Empalme de piezas horizontales

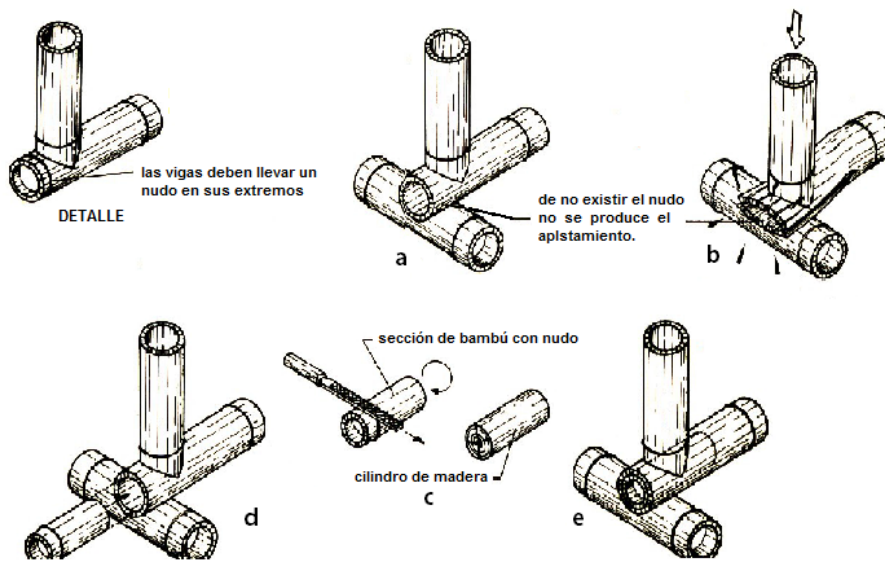


Imagen 1.44 Formas de evitar el aplastamiento en los extremos de vigas

CAPITULO II

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS ELEMENTOS COMPONENTES DEL TABLERO Y PENDOLAS CON BAMBÚ DEL PUENTE COLGANTE

2.1. GEOMETRÍA:

A continuación presentamos la geometría del puente colgante de luz 30 metros con la disposición de los elementos de bambú como material estructural. Las péndolas de mayor longitud desde las torres van disminuyendo hacia el centro del puente hasta alcanzar el valor de la flecha de 2.40m.; las separación entre péndolas en sentido longitudinal es de un metro, Uniendo a la parte superior a los cables de acero verticalmente hasta llegar a la parte inferior a unirse con las vigas transversales de bambú o principales de largo 2.40 metros totales y de ancho libre de pasarela 2.10 metros, cabe anotar que las péndolas son elementos doblemente articulados que trasmitirán las cargas del tablero del puente y de las vigas de rigidez a los cables.

Estas vigas transversales son rigidizadas en sentido longitudinal por 3 vigas longitudinal (2 extremas y una central) de bambú y por diagonales que naciendo de los extremos se confunden en el nudo que forman la viga longitudinal central y la viga transversal. Las torres son de hormigón armado con una altura total de 6.40m del cual la altura sobre el tablero se supones menor o igual a 10m.

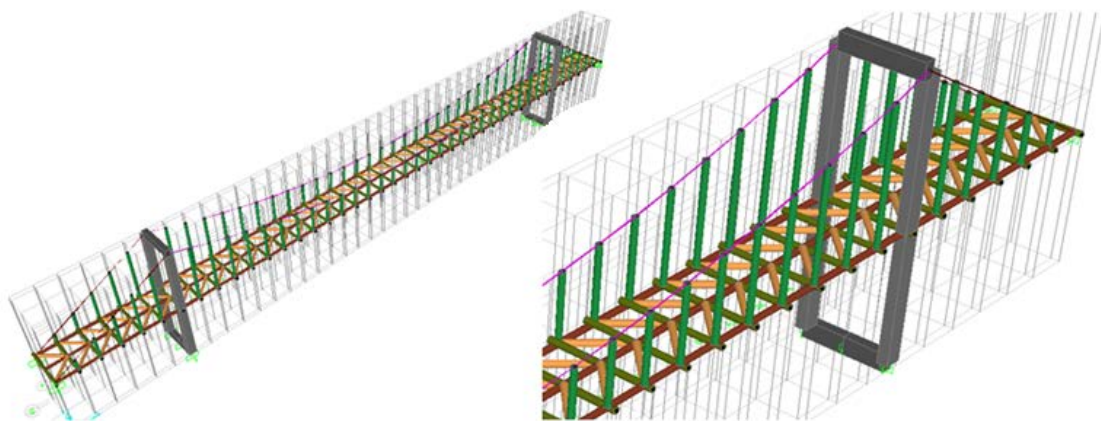


Imagen 2.1 Disposición de elementos en puente colgante

Se describe la memoria técnica con la metodología y cálculo a seguir para la obtención de los esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad (modificados) ha ser utilizados en este proyecto de diseño de los elementos de bambú del puente colgante, utilizando el reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, título G Estructuras de madera y estructuras de guadua (descrito en anterior capítulo: 1.2.- Normas y método de diseño).

2.2. ESFUERZOS ADMISIBLES Y MÓDULO DE ELASTICIDAD MODIFICADOS:

Sabiendo que los valores de las tablas de esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad que son resultado de investigaciones obtenidas como valores característicos de ensayos, valores promedio de datos, desviaciones estándar de datos de pruebas de laboratorio, dependiendo del tipo de sollicitación se tiene lo siguiente:

Esfuerzos Admisibles	
$f_{ki} = f_{0.005i} * [1 - [(2.7*s/m)/\sqrt{n}]$	Ec. 1.11
$f_{0.05i} =$	153.00 kg/cm ²
$m =$	155.00
$s =$	5.00
$n =$	20.00
$i =$ subíndice que depende del tipo de sollicitaciones	
$f_{ki} =$ valor característico en la sollicitación i	150.02 kg/cm ²
$b:$ flexion	
$t:$ tracción paralela a las fibras	
$c:$ compresión paralela a las fibras	
$p:$ compresión perpendicular a las fibras	
$v:$ cortante paralela a las fibras	
$f_{0.05i} =$ valor correspondiente al percentil 5 de los datos de las pruebas de laboratorio en la sollicitación i .	

2.2.1. Factores de reducción: Si recordamos (tabla 1.3.3.- factores de reducción) donde se tiene:

FACTOR	Flexión	Tracción	Compresión II	Compresión I	Corte
$F_C=$		0.50			0.60
$F_S=$	2.00	2.00	1.50	1.80	1.80
$F_{DC}=$	1.50	1.50	1.20	1.20	1.00
$f_{ki}=$	0.00	0.17	0.00	0.00	0.33
$F_j=$	150.02	25.00	150.02	150.02	50.01

Nota: f_{ki} , F_i en kg/cm^2

NOTA: La Caña Guadua *Angustifolia* en Ecuador se desarrollan en la región central de los Andes entre los 500-15000m m.s.n.m., a una temperatura 17° y 26°C, Precipitación: 1200-2500 mm/año, Humedad relativa: 80-90%; el diámetro máximo reportado 25cm y el promedio 9-13 cm.; Incrementos de altura 21cm por día, altura máxima 15-30m, en los primeros 6 meses y su madurez entre los 5 y 6 años. La productividad por hectárea de esta especie 1200 – 1350 culmos/ha/año.; fijador de dióxido de carbono (CO₂) 17 toneladas métricas /hectárea/año. La producción de oxígeno y captación de carbono tiene un aporte de biomasa de 35 toneladas métricas/hectárea/año. Madura, Hecha.- La caña adquiere su máxima resistencia, pierde su coloración verde intensa, se toma más amarillenta y aparecen en su tallo manchas blancas o grises, esta lista para cosecharla. Este periodo tarde de 3 a 5 años dependiendo del sitio (Tesis Escuela Politécnica del Ejército; Proceso de industrialización de la caña guadua como material alternativo para la construcción y diseño de vivienda tipo de una y dos plantas, empleando caña guadua en sus elementos estructurales; Propiedades Mecánicas).

2.2.2. Coeficientes de modificación: Con base en los valores de las Tablas de Esfuerzos admisibles F_i y del Módulo de elasticidad E_i ; afectados por los coeficientes de modificación a que haya lugar por razón es del: Tamaño, nudos, grietas, contenido de humedad, duración de la carga, esbeltez y cualquier otra condición modificatoria, se determinan las solicitaciones admisibles de todo miembro estructural, según las prescripciones de los numerales siguientes, con los esfuerzos admisibles modificados de acuerdo con la fórmula general:

2.2.2.1. Por duración de carga (C_D): para nuestro caso, la duración de carga se toma debido a: Carga Permanente-Muerta; para 10 años-viva; con 10 minutos-Viento y sismo; impacto-impacto. = 0.90 (como más desfavorable; de tabla 1.3.1. de Esfuerzos admisibles), tendremos:

Esfuerzos admisibles F_i (Mpa), CH=12%					
: Paralelo		⊥ : Perpendicular			
Flexión	Tensión II	Compresión II	Tensión I	Corte II	Unidades
F_{kb}	F_{kt}	F_{kc}	F_{kc}	F_{kv}	
15.00	18.00	14.00	1.40	1.20	Mpa
153.00	183.60	142.80	14.28	12.24	Kg/cm ²
137.70	165.24	128.52	12.85	11.02	kg/cm ² (modificado)

2.2.2.2. Por Contenido de humedad (C_m): Se conservan los valores de las tablas de esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad calculados para un contenido de humedad de la guadua por encima del 12% = 1.00 (humedad zonas tropicales).

2.2.2.3. Por Acción conjunta (C_r): asumiremos igual a 1.00 conservando los valores de las tablas de esfuerzos admisibles y módulo de elasticidad, ya que no existe entramados de más de 4, con separaciones mayores a 60cm (caso nuestro el piso o tablero es de caña).

2.2.3. Obtención del esfuerzo admisible y módulo de elasticidad modificado: para la sollicitación i , (calculado con la ecuación 1.13) será:

$$F'_i = F_i * C_D * C_m * C_t * C_L * C_F * C_r * C_P * C_c$$

Coefficiente modificación	Valores	Modificación a aplicarse
C_D [duración de carga]	0.90	Esfuerzo Admisible y Módulo Elasticidad.
C_m = [contenido de humedad]	1.00	Esfuerzo Admisible y Módulo Elasticidad.

C_t = [temperatura]	1.00	Esfuerzo Admisible y Módulo Elasticidad.
C_L = [estabilidad lateral de vigas]	0.98	
C_F = [forma]	1.00	Esfuerzo Admisible.
C_r = [redistribución de cargas, acción conjunta]	1.00	
C_p = [estabilidad de columnas]	-	
C_c = [cortante]	0.91	
F_i = [esfuerzo admisible en la sollicitación i]	150.02	(para Flexión)
F'_i = [esfuerzo admisible modificado para la sollicitación i]	135.02	

Los valores a calcularse para los coeficientes de modificación de Esfuerzos Admisibles y Módulo de Elasticidad (capítulo; 1.3.5- Esfuerzos admisibles y módulos de elasticidad) están en función de las consideraciones siguientes:

Coeficiente modificación	Consideraciones para el proyecto
C_D [duración de carga]	Permanente y muerta.
C_m = [contenido de humedad]	Zonas tropicales, coeficiente humedad $\leq 12\%$
C_t = [temperatura]	Zonas tropicales, temperaturas máximas oscilan dentro 35°C.

C_r = [redistribución de cargas, acción conjunta]	No se tienen entramados de más de 4, con separaciones mayores a 0.60m.
C_c = [cortante]	Cortante en Vigas; Elementos con Relación $L/D_e \leq 15$, para Módulo elasticidad promedio de $E_{0.5}$ (o también E asignado por calculista para diseñar).
C_L = [estabilidad lateral de vigas]	Flexión; Estabilidad Lateral o de pandeo; en Vigas compuestas; Si $d/b=2$ no requiere soporte lateral.
C_p = [estabilidad de columnas]	Estabilidad en Columnas.

Con todas estas consideraciones, presentamos los cuadros de coeficientes para modificación de esfuerzos admisibles y otro para el módulo de elasticidad para las diferentes solicitaciones de esfuerzos:

Coeficientes de modificación	Flexión	Tracción	Compresión 	Compresión ⊥	Corte
C_D	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
C_m	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C_t	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C_r	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C_c					0.91
C_L	0.93				0.98
C_p	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
$C_D \cdot C_m \cdot C_t \cdot C_r \cdot C_L$	0.84	0.90	0.90	0.90	0.80

Valores de los Coeficientes de modificación para los Esfuerzos Admisibles

Coeficiente modificación	Flexión	Tracción	Compresión 	Compresión ⊥	Corte
C_D					
C_m	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C_t	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C_r					
C_c					0.91

C_L					0.98
C_D					
$C_m \cdot C_t \cdot C_c$	1.00	1.00	1.00	1.00	0.89

Valores de los Coeficientes de modificación para Módulo de Elasticidad

2.2.3.1. Finalmente se presentan los cuadros de valores finales obtenidos para ser utilizados en el diseño de los elementos de bambú, para el tablero del puente colgante en proyecto:

ESFUERZOS ADMISIBLES MODIFICADOS F_i , CH=12%

Flexión	Tensión II	Compresión II	Tensión \perp	Corte II	Unidades
F_{kb}	F_{kt}	F_{kc}	F_{kp}	F_{kv}	
12.56	16.20	12.60	1.26	0.96	MPa
128.06	165.24	128.52	12.85	9.83	Kg/cm ²

|| = compresión paralela al eje longitudinal.

\perp = compresión perpendicular al eje longitudinal

*La resistencia a la compresión perpendicular está calculada para entrenudos rellenos con mortero de cemento.

MODULOS DE ELESTICIDAD F_i , CH=12%

Módulo Percentil E_i , CH=12%

Flexión	Tensión II	Compresión II	Tensión \perp	Corte II	Unidades
F_{kb}	F_{kt}	F_{kc}	F_{kp}	F_{kv}	
7500.00	7500.00	7500.00	7500.00	6690.00	MPa
76500.00	76500.00	76500.00	76500.00	68238.00	Kg/cm ²

• Valor usado para el análisis de elementos estructurales $E=0.5$

• Caso de condiciones de servicio críticas, que requieran un nivel de seguridad superior y cálculo de deflexiones $E0.05$

2.3. CARGAS: A continuación analizaremos las cargas que van actuar en el diseño del puente colgante.

2.3.1. Carga muerta:

Tendremos todos los pesos de la estructura, desde los cables de acero, péndolas y tablero de bambú.

2.3.2. Carga viva:

Primeramente debemos recordar que el puente colgante en proyecto va a tener uso peatonal.

La carga viva se ha tomado de las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD (sección 3, Cargas y factores de carga, artículo 3.6.16 relacionado a cargas peatonales) donde indica que: Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de 4.10×10^{-3} MPa equivalente a 418.20 Kg/cm².

2.3.3. Carga de viento:

2.3.3.1. Presión horizontal del viento: Se asume que las presiones aquí especificadas son provocadas por una velocidad básica del viento de 160 km/h. Y las cargas de viento están uniformemente distribuidas sobre el área expuesta al viento. (AASHTO – LRFD; Sección 3 Cargas y Factores de Cargas de Viento).

2.3.3.2. Presión del viento sobre estructuras: Si las condiciones locales lo justifican, se puede seleccionar una velocidad básica del viento de diseño diferente para las combinaciones de cargas que no involucran viento actuando sobre la sobrecarga. Se asumirá que la dirección del viento de diseño es horizontal, a menos que se especifique lo contrario.

En ausencia de datos más precisos, la presión del viento de diseño, en MPa, se puede determinar (AASHTO – LRFD; sección 3.8.1.2 presión del viento sobre estructuras) con la ecuación:

$$P_D = P_B \cdot \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad \text{Ec. 2.1. (AASHTO-LRFD 3.8.1.2)}$$

Donde:

P_D = Presión de viento de diseño (MPa).

V_{DZ} = Velocidad del viento de diseño a la altura de diseño Z (km/h).

V_B = Velocidad básica del viento tomada como 160 km/h.

P_B = Presión básica del viento correspondiente a una velocidad del viento de 160 km/h (MPa); especificada en la siguiente tabla:

Componente de la Superestructura	Carga a Barlovento (MPa)	Carga a Zotavento (MPa)
Reticulado, Columnas y arcos	0.0024	0.0012
Vigas	0.0024	NA
Grandes superficies planas	0.0019	NA

Tabla 2.1. Presiones básicas, P_B , correspondiente $V_B = 160$ Km/h.

2.3.4. Carga de Sismo:

Para el análisis sísmico se usará como elemento básico, el análisis modal espectral y, debido al comportamiento de los cables, capaces de soportar únicamente tracción, se hará un análisis paso a paso adicional de comprobación. Recordemos que las cargas sísmicas no son tan importantes, debido fundamentalmente a la poca masa el puente (artículo: Retos en el análisis sismo resistente de puentes colgantes y atirantados; Centro de Investigaciones científicas CEINCI; Escuela Politécnica del Ejército).

Para el análisis modal espectral se usa el espectro de diseño de la NEC-2011, Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC (NEC-SE-DS; cargas sísmicas; diseño sismo resistente; cortante basal de diseño).

Parámetros	Valor	Descripción
Zona Oriental Ecuatoriana; Morona Santiago, macas)	III	Amenaza sísmica Alta
Z =	0.30	Valor del Factor Z (zona Oriental; Morona Santiago, macas)
Caracterización del peligro sísmico	III	Alta
Tipo de perfiles de suelos para el diseño sísmico	D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones: $50 > N \geq 15.0$; $100\text{KPa} > Su \geq 50\text{KPa}$
Coefficientes de perfil de suelo F_a, F_d, F_s		
F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto	1.30	para suelo tipo: D, III

Fd: Desplazamientos para diseño en roca	1.60	para suelo tipo: D, III
Fs: Comportamiento no lineal de los suelos	1.30	para suelo tipo: D, III
Componentes horizontales de la carga sísmica: Espectros elásticos de diseño en aceleraciones		
η	2.60	Valores de la relación de amplificación espectral η , (S_a/Z , en roca),
$T_o =$	0.16	Periodo inicial de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
$T_c =$	0.88	Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
$T_L =$	3.84	Es el periodo límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamiento
$S_a = \eta z F_a =$	1.014	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura

2.3.5. Carga de Lluvia:

En las zonas tropicales las intensidades de lluvias son altas con acumulaciones en corto tiempo sobre el tablero. Para nuestro proyecto se asume una altura de agua equivalente a 2.5cm; La carga se calcularía de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$R_r = \rho_r \cdot H_r \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Dónde:

R_r = Carga de agua lluvia, (kg/m^2).

ρ_r = Peso específico del agua lluvia, (equivalente a: $1000 \text{ kg}/\text{m}^3$).

H_r = Altura acumulada de agua,

CAPITULO III

DISEÑO DE LOS ELEMENTOS COMPONENTES DEL TABLERO Y PENDOLAS CON BAMBÚ.

3.1. DESCRIPCION DEL PROYECTO:

A continuación presentamos los datos principales para un predimensionamiento de los elementos componentes del tablero de bambú para el cálculo de cargas en el puente:

Datos Principales del Puente

L =Luz del Puente	30.00	m
Ancho total puente	2.40	m
Ancho libre del puente	2.00	m
Altura máx péndola = Altura Columna =	3.40	m
f = flecha	2.40	m
n = L/f = [8 - 15]	12.50	
Altura mínima péndola	1.00	m
Separación entre péndolas	1.00	m

Area real de la Guadua - Anillo hueco

Dimensiones de una Caña Guadua

De = (diámetro exterior)	0.12	m
t = (espesor)	0.005	m
A= $\pi/4*[De^2 - (De - 2t)^2]$	0.0125	m ²
Espesor tablero guauda	0.05	m
Ancho guauda - perimetral tablero	0.35	m

3.2. CARGAS:

3.2.1. Carga muerta: Se evalúa por m² de superficie del tablero y como carga concentrada en el espacio de las vigas transversales.

Carga total del tablero:

Descripción	Área	Longitud	Volumen	Cantidad	Peso Específico	Peso Total
	[m ²]	[m]	[m ³]	[Unid]	[Kg/m ³]	[Kg]
ELEMENTOS TABLERO DE GUADUA (0.05x0.35x1.00m)	0.01750	1.00	0.01750	180.00	700.00	2205.00

VIGAS LONGITUDINALES (0.12X1.00m)	0.00181	1.00	0.00181	90.00	700.00	113.80
VIGAS DIAGONALES (0.12x1.45m)	0.00181	1.45	0.00262	60.00	700.00	109.92
VIGAS TRANSVERSALES (0.12x2.40m)	0.00181	2.30	0.00415	30.00	700.00	87.25
Péndolas-verticales	0.00181	2.20	0.00397	130.00	700.00	361.64
Péndolas + Tuercas + Accesorios, Varios				60.00	0.85	51.00

PESO TOTAL DEL PUENTE (KG): 3184.90

Donde:

Luz puente = 30.00 m Longitud del puente entre estribos.

Ancho tablero = 2.10 m Ancho de influencia entre péndolas

Peso = 97.62 Kg Peso por ancho de influencia entre péndolas

Carga muerta 46.49 Kg/m

97.62 Kg/m²

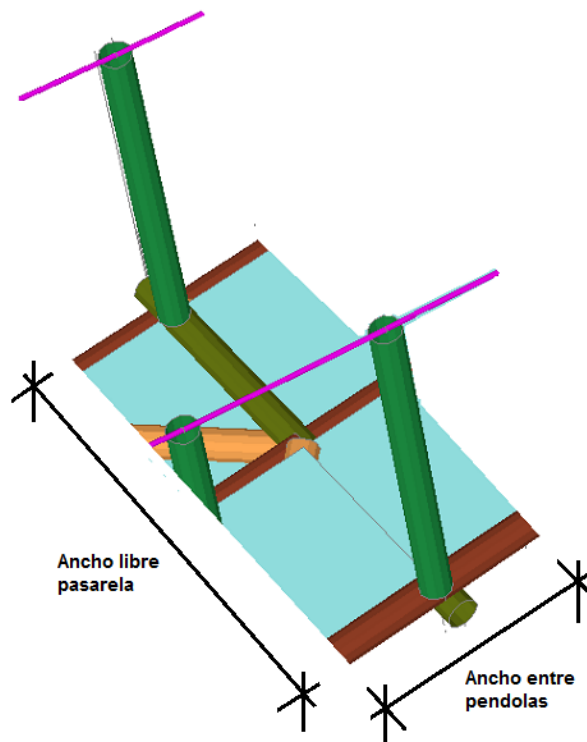


Imagen 3.1 Área de aporte del tablero puente

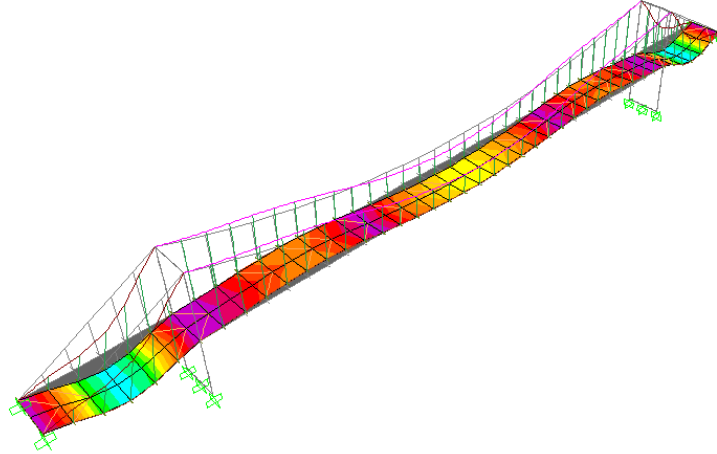


Imagen 3.2 Deformada debido a la carga muerta

3.2.2. Carga viva:

Recordando que nuestro puente colgante es de uso peatonal, entonces la carga viva para los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista (según especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD; sección 3, Cargas y factores de carga, artículo 3.6.16 Cargas peatonales) se diseñarán para una sobrecarga de $4.10 \times 10^{-3} \text{MPa}$ ó 418.20Kg/cm^2 .

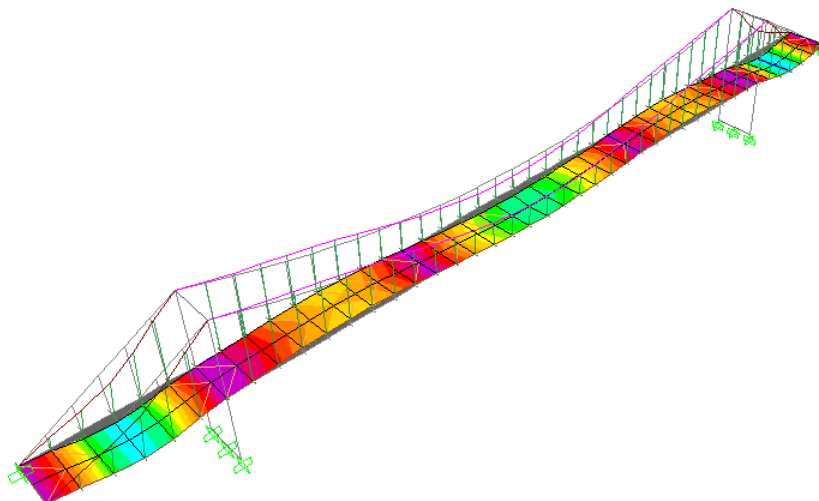


Imagen 3.3 Deformada debido a la carga viva

3.2.3. Carga de viento:

Se asume que las presiones aquí especificadas son provocadas por una velocidad básica del viento, de 160 km/h. Se asume que las cargas de viento están uniformemente distribuidas sobre el área expuesta al viento.

3.2.3.1. Presión del viento sobre estructuras: Si las condiciones locales lo justifican, se puede seleccionar una velocidad básica del viento de diseño diferente para las combinaciones de cargas que no involucran viento actuando sobre la sobrecarga. Se asumirá que la dirección del viento de diseño es horizontal, a menos que se especifique lo contrario. En ausencia de datos más precisos, la presión del viento de diseño, en MPa, se puede determinar (AASHTO – LRFD; sección 3.8.1.2 presión del viento sobre estructuras) con la ecuación:

Donde:

$P_B =$	0.00119		Grandes superficies planas (tabla presiones básicas)
$V_{DZ} =$	75	Km/h	Velocidad en sitio
$V_B =$	160	Km/h	Velocidad básica del viento
	0.0004175	MPa	
$P_D = P_B \cdot \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 =$	42.59	Kg/m ²	
Altura del tablero =	0.30	m	Altura del tablero o canto
Carga Horizontal	12.78	Kg/ml	Carga sobre el tablero

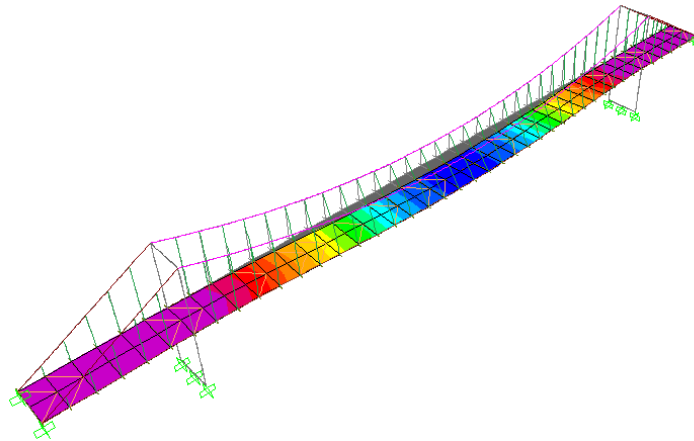


Imagen 3.4 Deformada debido a la carga de viento

3.2.4. Carga sísmica:

Las cargas horizontales debido a la acción sísmica ingresamos por defecto dentro del programa SAP2000 (define/Load Pattern/sismo/user defined seismic load pattern), el valor del coeficiente de cortante basal, que para nuestro caso es igual a 0.338 igual a un porcentaje del peso de la estructura, con la finalidad de que el programa nos calcule las fuerzas horizontales y las aplica a en los nudos a lo largo del tablero y estribos del puente (niveles). Se adjunta parámetros usados según norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC; NEC-SE-DS; cargas sísmicas; diseño sismo resistente; cortante basal de diseño).

Parámetros	Valor	Observaciones
$\eta =$	2.60	Relación de la Amplificación Espectral, η (S_a/Z en roca), (región Oriente).
$Z =$	0.30	Factor Z, aceleración máxima en roca para el sismo diseño (población ciudad de macas).
$F_a =$	1.30	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto. (Coeficiente de perfil del suelo).
$T_o =$	0.16	Es el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de

		aceleraciones que representa el sismo de diseño
$T_c =$	0.88	Es el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
$T_L =$	3.84	Es el periodo límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos
$r =$	1.50	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto, (tipo suelo D).
$C_t =$	0.05	(Pórticos especiales de hormigón armado).
$\alpha =$	0.75	pórticos especiales de hormigón
$h_n =$	10.00	Altura máxima para el puente, medida desde la base de la estructura
$T_a = C_t * h_n^\alpha =$	0.28	Periodo de vibración de la estructura
$S_a(T_a) = \eta Z F_a =$	1.014	Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección.
$T_a = C_t * h_n^\alpha =$	0.28	Periodo de vibración de la estructura
$I =$	1.00	Coeficiente de importancia; Categoría: Tipo de uso, destino e importancia: Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.
$R =$	3.00	Factor de reducción de resistencia sísmica; Estructuras acero conformado en frío, aluminio, madera, limitado a dos

		pisos; ó Muros de hormigón armado, limitado a cuatro pisos.
$\phi P_x =$	1.00	Coficiente de regularidad/configuración estructural, en planta.
$\phi E_x =$	1.00	Coficiente de regularidad/configuración estructural, en elevación.
$W =$	-	Peso estructura
$V = \frac{I * S_a * (T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} * W$	0.338W	Cortante Basal de diseño.
Coficiente cortante basal =	0.338	Valor del coeficiente del cortante basal de diseño.

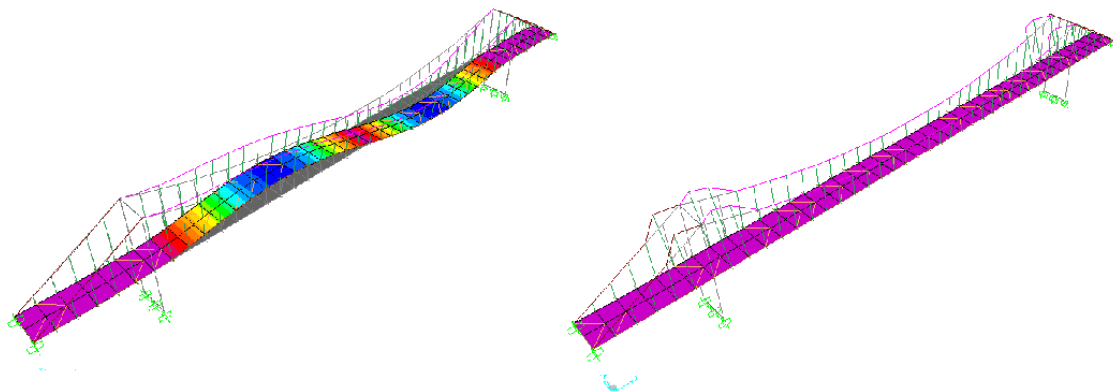


Imagen 3.5 Deformada debido a la carga de sismo

3.2.5. Carga de lluvia:

Si recordamos que en las zonas tropicales las intensidades de lluvias son muy altas, lo que implica que el agua lluvia se empoza en un corto tiempo sobre el tablero produciendo una carga vertical de altura de agua acumulada en 2.5cm (para nuestro proyecto); entonces la carga debido a este efecto se calculará por:

Donde:

$\rho_r =$ 1000.00 Kg/m³ Peso específico del agua.

$H_r =$ 0.025 m Altura de agua

$R_r = \rho_r \cdot H_r$ 25 Kg/m²

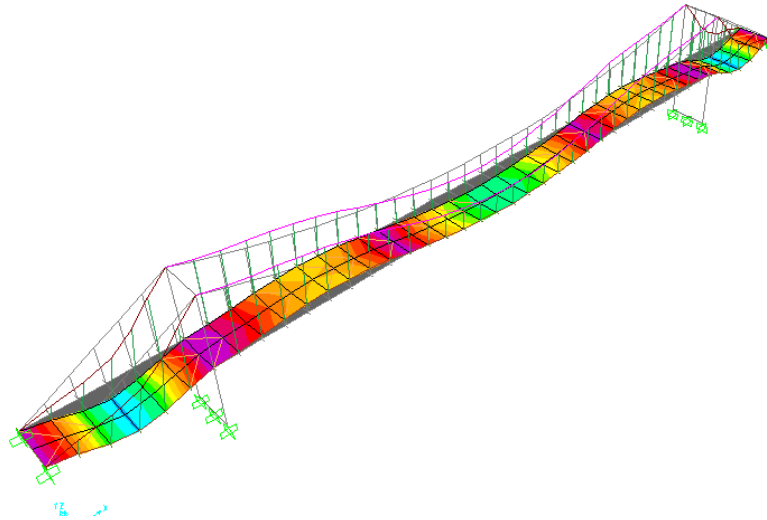


Imagen 3.6 Deformada debido a la carga de agua lluvia empozada en corto tiempo

Resumen de Cargas de diseño que actúan en el tablero

Carga	Carga (kg/m)	Carga (kg/m ²)	Observaciones
Muerta	46.49	97.62	Carga permanente
Viva	125.46	418.20	Carga Viva
Viento	12.78	42.59	Carga Horizontal
Sismo	32.21	-	Carga Horizontal
Lluvia	7.50	25.00	Carga vertical

Con estos valores de resumen de cargas ingresaremos al programa para obtener los esfuerzos en el diseño del tablero.

3.3. COMBINACIONES DE CARGAS:

Recordando que las normas para diseño en guadua, que en nuestro caso se refiere al tablero, se lo realizará por el método de los esfuerzos admisibles. A continuación se presentan los esfuerzos debidos a las cargas

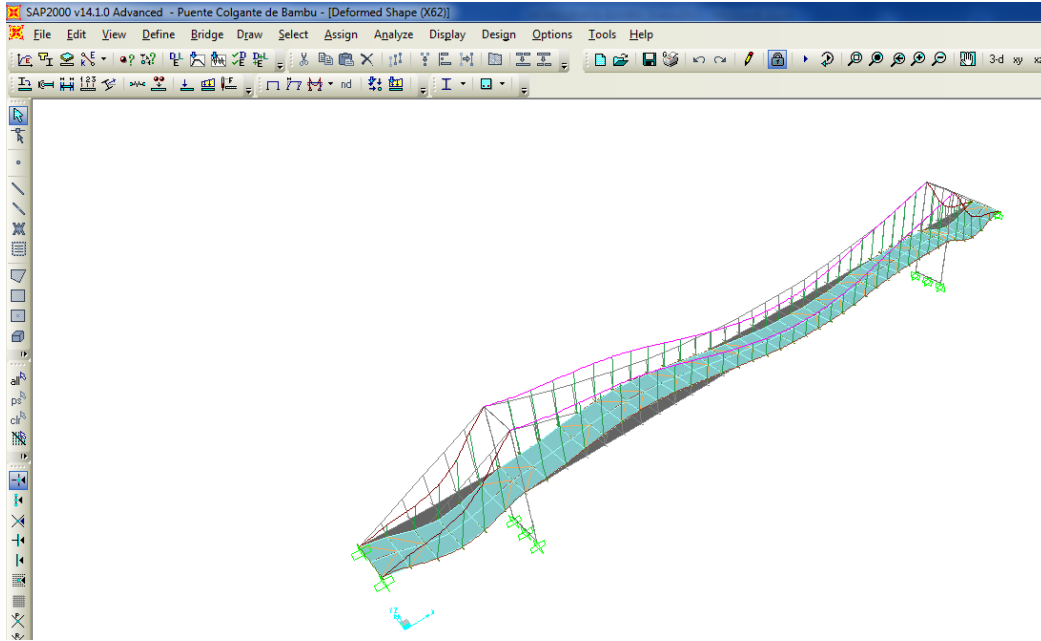


Imagen 3.7 Deformada debido a la combinación de carga muerta y sismo

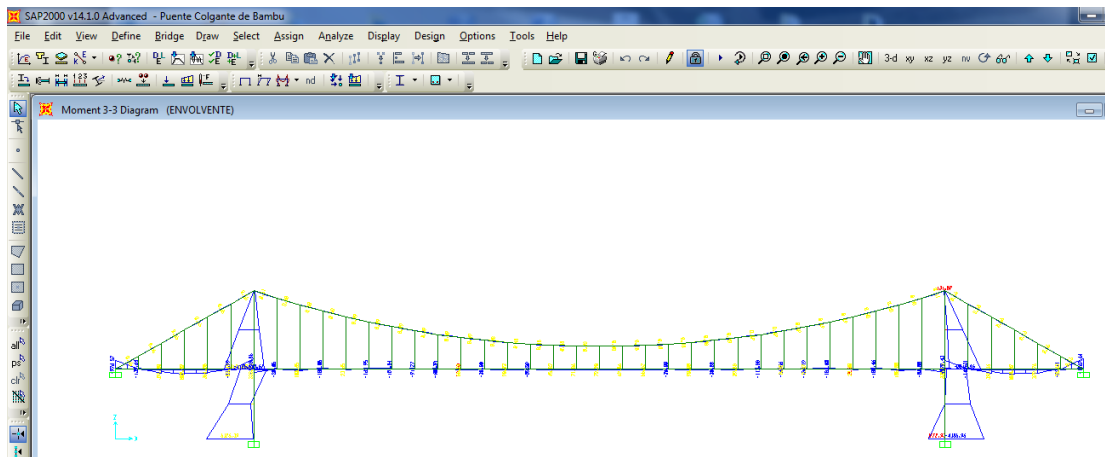


Imagen 3.8 Diagrama de momentos debido a la envolvente de la combinación de cargas

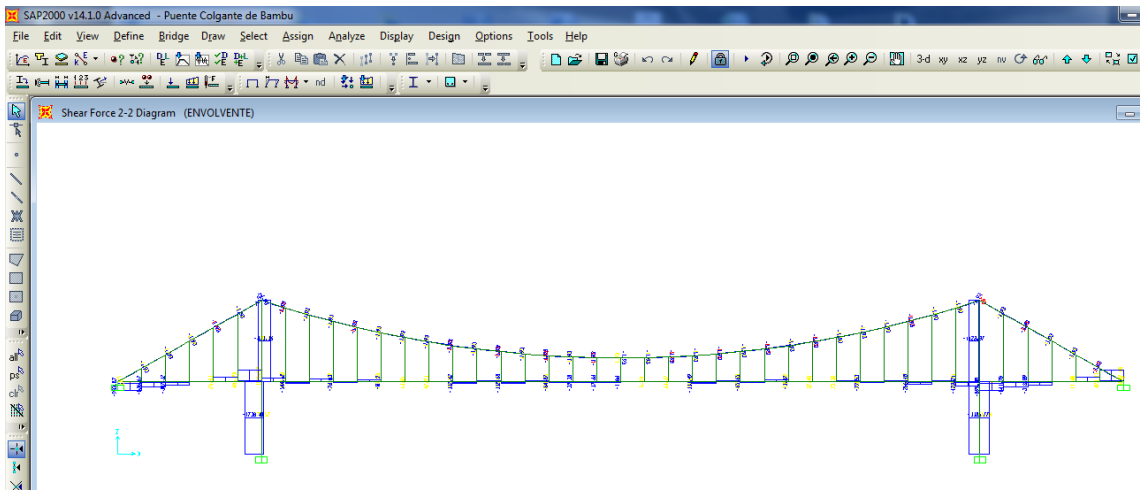


Imagen 3.9 Diagrama de cortantes debido a la envolvente de la combinación de cargas

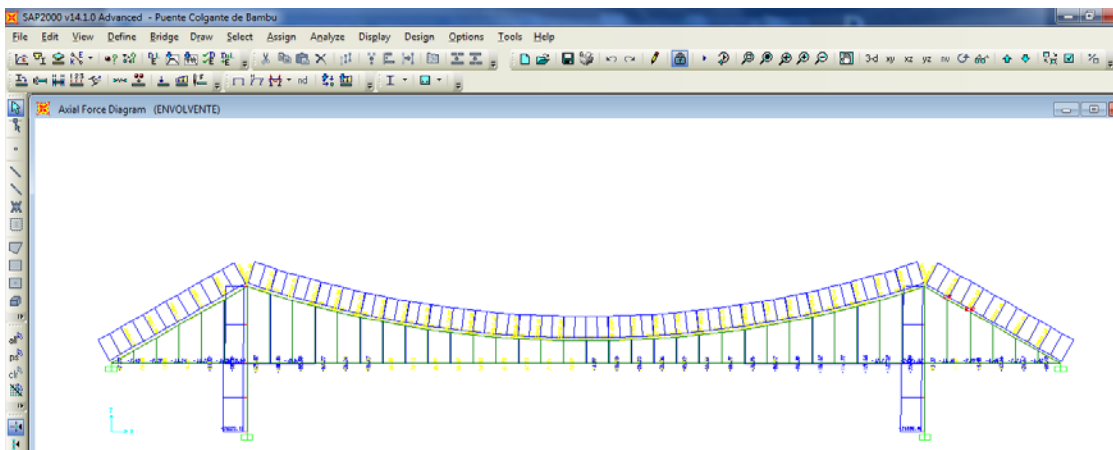


Imagen 3.10 Diagrama de tensiones debido a la envolvente de la combinación de cargas

3.3.1. Resultados de esfuerzos de los elementos componentes del tablero:

A continuación se presenta un resumen de los esfuerzos resultantes de la envolvente de combinaciones de carga (péndola #9, contados a partir del anclaje del puente):

Elemento	Momento (kg-m)	Cortante (kg)	Axial (kg)	Observaciones
Viga Transversal	143.65	310.87	125.78	Viga principal
Viga Longitudinal	333.93	424.60	225.62	

Viga Diagonal	106.17	86.04	108.57	Para contraviento del tablero
Péndola	-	-	1073.28	Vertical (Columna)

3.4. DISEÑO DE ELEMENTOS:

Las expresiones para el diseño de elementos han sido concebidas para ser usadas en unidades del Sistema Internacional, es decir unidades de fuerza Newton, esfuerzos MPa y de longitud en mm

3.4.1. VIGA TRANSVERSAL ó PRINCIPAL:

3.4.1.1. Diseño viga anillo a flexión:

Primeramente chequearemos deflexiones (según título 1.3.6.5.- Deflexiones) en la viga:

Descripción	Valores	Unidades	Observaciones
L =	2.10	m	Longitud de la viga entre apoyos
Carga viva =	260.00	Kg	Carga viva
Carga viva =	123.81	Kg/m	Carga viva
$E_{\min} =$	765000000.00	kg/m ²	Módulo de Elasticidad caña guadua
I =	0.0000446	m ⁴	Momento de Inercia de la viga

Deflexión por efecto de la Carga Viva

k =	360.00		Factor de deflexión, para entresijos
$\Delta = (5/384) \cdot (\omega L^4/EI) \cdot k =$	0.33	m	Deflexión máxima
Deflexión obtenida del programa SAP2000	0.011	m	Deflexión calculada del programa
0.011 m < 0.33 m			Ok, cumple deflexión

El comportamiento y diseño de la viga sujeto a flexión se lo realiza en su eje longitudinal, definiéndose el mayor momento en el tramo central ya que la viga es considerado apoyado en sus extremos.

Recalcaremos que el modulo de sección para vigas compuestas por dos elementos está dada (tabla 1.3.12, ecuaciones para los Módulos de sección de algunas vigas compuestas) por la expresión:

$$S = \frac{\pi(5D_e^4 - 4D_e^2(D_e - 2t)^2 - (D_e - 2t)^4)}{32D_e}$$

Longitud viga = 2.10 m

Datos:	Valores	Unidades	Descripción
M =	1408676.2	N-mm	Momento actuante sobre el elemento
De =	150.00	mm	Diámetro exterior de la guadua
t =	12.00	mm	Espesor de la pared de la guadua
S =	556561.04	mm ³	Módulo sección - viga compuesta
Viga compuesta	2.00	unid	# culmos que conforman la viga
f _b = M/S =	2.53	N/mm ²	Esfuerzo admisible a flexión
F _b =	12.55	N/mm ²	Esfuerzo admisible modificado a flexión
25.81 ≤ 128.06			Si Cumple f _b ≤ F _b

3.4.1.2. Diseño a cortante: Para el diseño se ha tomado el esfuerzo cortante de máximo valor en la sección; este esfuerzo cortante paralelo a las fibras actuante (f_v) sobre cualquier sección de guadua rolliza debe ser inferior al máximo esfuerzo admisible para corte paralelo a las fibras F_v modificado por los coeficientes a que haya lugar. Para este caso la viga esta conformado por dos, la altura h corresponde a la altura real del elemento.

Todos los cañutos por los que atravesase un conector en vigas de sección compuesta, deben estar rellenos de mortero de cemento.

El primer conector se debe ubicar a una distancia igual a 50mm, medidos desde la cara del apoyo. En caso de este proyecto el lugar del conector será el

apoyo, punto de unión o inicio de la parte inferior de la péndola con la viga transversal principal.

3.4.1.2.1. Esfuerzo cortante paralelo a la fibra

Para la obtención del esfuerzo cortante, se utiliza (la ecuación 1.20) la siguiente expresión:

$$f_v = \frac{2V}{3A} \left(\frac{3D_e^2 - 4D_e t + 4t^2}{D_e^2 - 2D_e t + 2t^2} \right) \leq F'_v$$

Donde:

Datos:	Valores	Unidades	Descripción
V =	3048.59	N	Cortante actuante sobre la sección.
De =	150.00	mm	Diámetro exterior de la guadua
t =	12.00	mm	Espesor de la pared de la guadua
Viga compuesta	2.00	unid	# culmos que conforman la viga
$f_v =$	0.62	MPa	Esfuerzo admisible a Cortante paralelo a la fibra actuante
$F'_v =$	0.96	MPa	Esfuerzo admisible modificado para corte, paralelo a las fibras.
$f_v \leq F'_v$	0.39 ≤ 0.96		Si Cumple $f_v \leq F'_v$

3.4.1.3. Diseño al aplastamiento: Los Esfuerzos de compresión perpendicular a las fibras [f_p], se verificarán en los apoyos y lugares en los que haya cargas concentradas en áreas pequeñas. El Esfuerzo de compresión perpendicular a las fibras actuante no debe exceder al esfuerzo admisible de compresión [F'_p] perpendicular modificado por los coeficientes a que haya lugar. El Esfuerzo de Compresión Perpendicular a la fibra actuante se calcula (ecuación 1.22) con la formula siguiente:

$$f_p = \left(\frac{3R * D_e}{2t^2 * L} \right) \leq F'_p$$

Datos:	Valores	Unidades	Descripción
R =	3048.59	N	Fuerza aplicada en el sentido perpendicular a las fibras
De =	150.00	mm	Diámetro exterior de la guadua
t =	12.00	mm	Espesor de la pared de la guadua
Viga compuesta	2.00	unid.	# culmos que conforman la viga
$f_p =$	1.19	MPa	esfuerzo actuante en compresión perpendicular a la fibra, (MPa)
$F'_p =$	1.26	MPa	esfuerzo admisible en compresión perpendicular a la fibra, modificado por los coeficiente a que haya lugar, (MPa)
$f_p \leq F'_p$	1.19	\leq 1.26	Cumple $f_p \leq F'_p$

3.4.2. VIGA LONGITUDINAL:

3.4.2.1. Diseño viga anillo a flexión:

De forma muy semejante se diseñará esta viga, donde:

Longitud viga = 1.00 m

Datos:	Valores	Unidades
M =	3274734.63	N-mm
De =	150.00	mm
t =	14.00	mm
S =	634965.97	mm ³
Viga compuesta	1.00	unid
$f_b = M/S =$	5.16	N/mm ²
$F'_b =$	12.55	N/mm ²

5.19 \leq 12.55

Si Cumple $f_b \leq F'_b$

3.4.2.2. Diseño viga anillo a cortante

Datos:	Valores	Unidades	Descripción
V =	4163.90	N	Cortante actuante sobre la sección.
De =	150.00	mm	Diámetro exterior de la guadua
t =	14.00	mm	Espesor de la pared de la guadua

Viga simple	1.00	unid	# culmos que conforman la viga
$f_v =$	0.74	Mpa	Esfuerzo admisible a Cortante paralelo a la fibra actuante
$F_v =$	1.08	MPa	Esfuerzo admisible modificado para corte, paralelo a las fibras.
$f_v \leq F_v$	$0.74 \leq 1.08$		Si Cumple $f_v \leq F_v$

3.4.2.3. Diseño al Aplastamiento:

Datos:	Valores	Unidades	Descripción
R =	4163.90	N	Fuerza aplicada en el sentido perpendicular a las fibras
De =	150.00	mm	Diámetro exterior de la guadua
t =	14.00	mm	Espesor de la pared de la guadua
viga simple	2.00	unid.	# culmos que conforman la viga
$f_p =$	1.19	MPa	esfuerzo actuante en compresión perpendicular a la fibra.
$F_p =$	1.26	MPa	esfuerzo admisible en compresión perpendicular a la fibra, modificado por los coeficiente a que haya lugar.
$f_p \leq F_p$	$1.19 \leq 1.26$		Cumple $f_p \leq F_p$

3.4.3. VIGA DIAGONAL:

3.4.3.1. Diseño viga anillo a flexión:

De forma muy semejante se diseñará esta viga, donde:

Longitud viga = 1.45 m

Datos:	Valores	Unidades
M =	1041162.84	N-mm
De =	100.00	mm
t =	8.00	mm
S =	164906.97	mm ³

Viga simple	1.00	unid
$f_b = M/S =$	6.31	N/mm^2
$F_b =$	12.55	N/mm^2

$$6.31 \leq 12.55$$

Si Cumple $f_b \leq F_b$

3.4.3.2. Diseño viga anillo a cortante:

Datos:	Valores	Unidades	Descripción
$V =$	843.72	N	Cortante actuante sobre la sección.
$De =$	100.00	mm	Diámetro exterior de la guadua
$t =$	8.00	mm	Espesor de la pared de la guadua
Viga simple	1.00	unid	# culmos que conforman la viga
$f_v =$	0.39	MPa	Esfuerzo admisible a Cortante paralelo a la fibra actuante
$F_v =$	1.08	MPa	Esfuerzo admisible modificado para corte, paralelo a las fibras.
$f_v \leq F_v$	$0.39 \leq 1.08$		Si Cumple $f_v \leq F_v$

3.4.3.3. Diseño al aplastamiento:

Datos:	Valores	Unidades	Descripción
$R =$	843.72	N	Fuerza aplicada en el sentido perpendicular a las fibras
$De =$	100.00	mm	Diámetro exterior de la guadua
$t =$	8.00	mm	Espesor de la pared de la guadua
vViga simple	1.00	unid.	# culmos que conforman la viga
$f_p =$	0.48	MPa	esfuerzo actuante en compresión perpendicular a la fibra, (MPa)
$F_p =$	1.26	MPa	esfuerzo admisible en compresión perpendicular a la fibra, modificado por los coeficiente a que haya lugar, (MPa)
$f_p \leq F_p$	$0.48 \leq 1.26$		Cumple $f_p \leq F_p$

3.4.3.4. Diseño a la tensión axial:

Datos:	Valores	Unidades	Descripción
T =	1064.71	N	Fuerza aplicada en el sentido paralelo a las fibras, sentido longitudinal.
De =	100.00	mm	Diámetro exterior de la guadua
t =	8.00	mm	Espesor de la pared de la guadua
Viga simple	1.00	unid.	# culmos que conforman la viga
$f_v =$	0.46	MPa	esfuerzo actuante en compresión paralelo a la fibra, (MPa)
$F_v =$	16.20	MPa	esfuerzo admisible a cortante paralelo a la fibra, modificado por los coeficiente a que haya lugar, (MPa)
$f_v \leq F_v$	0.46	\leq 16.20	Cumple $f_p \leq F_p$

3.4.3.5. Diseño por flexión y carga axial:

La viga diagonal que trabaja como arriostramientos del tablero, se encuentra sometido simultáneamente a las fuerzas de tensión axial y flexión, el cual se diseña a flexo tensión (ecuación 1.32) de la manera siguiente:

$$\frac{f_t}{F_t} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

Datos:	Valores	Unidades	Descripción
N =	1064.71	N	Fuerza aplicada en el sentido paralelo a las fibras, sentido longitudinal.
De =	100.00	mm	Diámetro exterior de la guadua
t =	8.00	mm	Espesor de la pared de la guadua
Area =	2312.21	mm	Área de la sección
Viga simple	1.00	unid.	# culmos que conforman la viga
$f_t =$	0.46	MPa	esfuerzo actuante en Tensión paralelo a la fibra
$F_t =$	16.20	MPa	esfuerzo admisible a Tensión paralelo a la fibra, modificado por los

			coeficiente a que haya lugar
			relación esfuerzo actuante, esfuerzo
			admisible modificado a Tensión
f_t / F_t	0.03		
$M =$	1041162.84	N-mm	
$I =$	22274444.83	mm ³	Momento de Inercia de la sección
			esfuerzo actuante por Momento
$f_b = M.c/I =$	2.34	MPa	paralelo a la fibra
			esfuerzo admisible a Flexión paralelo
			a la fibra, modificado por los
$F_b =$	12.56	MPa	coeficiente a que haya lugar
			relación esfuerzo actuante, esfuerzo
$f_b/F_b =$	0.19		admisible modificado a Tensión
$f_t / F_t + f_b/F_b \leq 1$	0.03+0.19 =	0.22 \leq 1	Si cumple a Flexo

3.4.4. DISEÑO DE PENDOLAS DE GUADUA:

La Péndola es un elemento a diseñarse por fuerza axial solicitados en la misma dirección que el eje longitudinal que pasa por el centroide de su sección transversal. Dispuestos en sentido vertical trabajando principalmente a Tracción.

3.4.4.1. Diseño a la tensión axial:

Datos:	Valores	Unidades	Descripción
$T =$	10525.28	N	Fuerza aplicada en el sentido paralelo a las fibras, sentido longitudinal.
$De =$	100.00	mm	Diámetro exterior de la guadua
$t =$	8.00	mm	Espesor de la pared de la guadua
Columna simple	1.00	unid.	# culmos que conforman la viga
			esfuerzo actuante en compresión
$f_v =$	4.55	MPa	paralelo a la fibra, (MPa)
			esfuerzo admisible a cortante paralelo a la fibra, modificado por los coeficiente a que haya lugar, (MPa)
$F_v =$	16.20	MPa	
$f_v \leq F_v$	4.55 \leq 16.20		Cumple $f_p \leq F_p$

3.4.5. DISEÑO DE LAS UNIONES:

Usaremos los valores de la tensión, resultado de las fuerzas producidas en la unión paralela a las fibras, del elemento central y/o de los elementos laterales que hubiese.

3.4.5.1. Generalidades: Con las disposiciones aplicables para las uniones de estructuras con *Guadua Angustifolia Kunth*, (NSR-10, título G, estructuras de madera y estructuras de guadua), donde indican que los pernos y platinas usados en las conexiones empernadas deben ser de acero estructural con esfuerzo de fluencia no menor de 240 MPa (2448 kg/cm²); el diámetro mínimo permitido para los pernos es de 9.5 mm (#3) y el espesor mínimo de las pletinas será de 4.8 mm. (3/16”), Todos los elementos metálicos de las uniones deben ser diseñados según lo estipulado por el Título F de la presente norma.

También debemos recordar que Las perforaciones hechas para la colocación de un perno deben estar bien alineadas respecto al eje del mismo y tener un diámetro mayor al diámetro del perno de 1.5mm. (1/16”). Las perforaciones hechas para el relleno de los entrenudos deben tener un diámetro máximo de 26mm, y deben ser debidamente tapadas con el mismo mortero de relleno, para que se garantice la continuidad estructural del elemento. En caso de una unión empernada longitudinalmente respecto al eje de la guadua, se debe garantizar que no se presente la falla de los tabiques involucrados en la conexión.

Finalmente Es permitido el uso de abrazaderas o zunchos metálicos dentro del diseño de las conexiones, siempre y cuando se tomen las precauciones pertinentes para evitar el aplastamiento y la falla por compresión perpendicular a la fibra en elementos individuales, así como la separación y el deslizamiento entre elementos conectados.

3.4.5.2. Propiedades de los materiales a ser utilizados:

Para los pernos de acero ASTM A307 a ser empleados, se tienen los siguientes valores:

$$F_y = 250 \text{ MPa} = 2500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_u = 400 \text{ MPa} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 200000 \text{ MPa} = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$$

F_y = esfuerzo de fluencia del acero, base de más baja resistencia.

F_u = resistencia última del acero, ó esfuerzo de fluencia mínimo final.

Los pernos a ser usados son ASTM A307, 325, las resistencias están de acuerdo a su uso y como estos están colocados para ello ver tabla siguiente (tabla J3.2 – AISC).



TABLE J3.2 Esfuerzo nominal de Fijadores y partes con Rosca, Ksi(MPa)		
Descripción del fijador	Esfuerzo de tensión nominal, Fnt, Ksi(MPa)	Esfuerzo nominal de corte en conexiones tipo aplastamiento, Fnv, Ksi(MPa)
Pernos A307	45(310) ^{[a][b]}	24(165) ^{[b][c][f]}
Pernos A325 o A325M, cuando las roscas no están excluidas del plano de corte	90(620) ^[e]	48(330) ^[f]
Pernos A325 o A325M, cuando las roscas están excluidas del plano de corte	90(620) ^[e]	60(414) ^[f]
Pernos A490 o A490M, cuando las roscas no están excluidas del plano de corte	113(780) ^[e]	60(414) ^[f]
Pernos A490 o A490M, cuando las roscas están excluidas del plano de corte	113(780) ^[e]	75(520) ^[f]
Las partes con rosca conociendo los requerimientos de la sección A3.4, cuando las roscas no están excluidas del plano de corte	0.75Fu ^{[a][d]}	0.40Fu
Las partes con rosca conociendo los requerimientos de la sección A3.4, cuando las roscas están excluidas del plano de corte	0.75Fu ^{[a][d]}	0.50Fu
<p>[d] El esfuerzo de tensión nominal de la porción roscada de un perno desconocido, basado en la área de la sección transversal a su rosca de mayor diámetro, AD, quien debe ser mayor que la área nominal del cuerpo del perno antes de colocar igual a Fy</p> <p>[e] Cuando conexiones de tipo aplastamiento se usan para unir miembros a tensión que tiene un diseño de sujetadores cuya longitud, medida paralelamente a la línea de la fuerza, excede 50 pulg (1270mm), los valores tabulados deben ser reducidos un 20%</p>		

Tabla 3.1 Esfuerzo de tensión nominal y esfuerzo nominal de corte

3.4.5.3. Conexiones empernadas: Se aplicarán a las conexiones empernadas de miembros estructurales de acero formados en frío. (NSR-10; Capítulo F.4; Estructuras de acero con perfiles de lámina formada en frío) Las perforaciones para pernos no excederán los tamaños especificados en la siguiente tabla:

Diámetro nominal del perno, d (mm)	Diámetro de la perforación estándar, dh (mm)	Diámetro de la perforación agrandada, dh (mm)	Dimensiones de la perforación tipo ranura corta, mm	Dimensiones de la perforación tipo ranura corta, mm
<12.7	d+0.8	d+1.6	(d+0.8)x(d+6.4)	(d+0.8)x(2.5d)
≥12.7	d+1.6	d+3.2	(d+1.6)x(d+6.4)	(d+1.6)x(2.5d)

Tabla 3.2 Tamaño máximo de perforaciones para pernos

Los pernos, tuercas y arandelas deben cumplir con las especificaciones ASTM A307 (Tipo A) Elementos de fijación. Especificación para tornillos y pernos de acero al carbono, con 60,000PSI (4200kg/cm²) de resistencia a la tensión.

3.4.5.3.1. Resistencia a tensión y cortante de los pernos y la parte con rosca: La resistencia de diseño a tracción o cortante, ϕR_n de un perno apretado sin holgura o de alta resistencia pre tensionado y la parte roscada debe ser determinada de acuerdo al estado límite de rotura a la tracción o rotura al cortante como sigue:

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = F_n * A_b =$$

Donde:

F_n = Tensión nominal a la tracción, F_{nt} o de corte $R_n = F_{nv}$ (de acuerdo a tabla J3.2 MPa)

A_b = Área nominal de la parte lisa del perno o de la parte de la rosca, mm²

Datos:	Valores	Unidades	Descripción
T =	10525.28	N	Fuerza Axial actuante
F_{nt} =	310.00	MPa	Tensión nominal a la tracción
F_{nv} =	165.00	mm	Tensión nominal de corte
A_b =	8.00	mm	Área nominal de la parte lisa del perno o de la parte de la rosca
Columna simple	1.00	unid.	# culmos que conforman la viga
f_v =	4.55	MPa	esfuerzo actuante en compresión paralelo a la fibra.

esfuerzo admisible a cortante paralelo a la fibra, modificado por los coeficiente a que haya lugar.

$$F_v = 16.20 \text{ MPa}$$

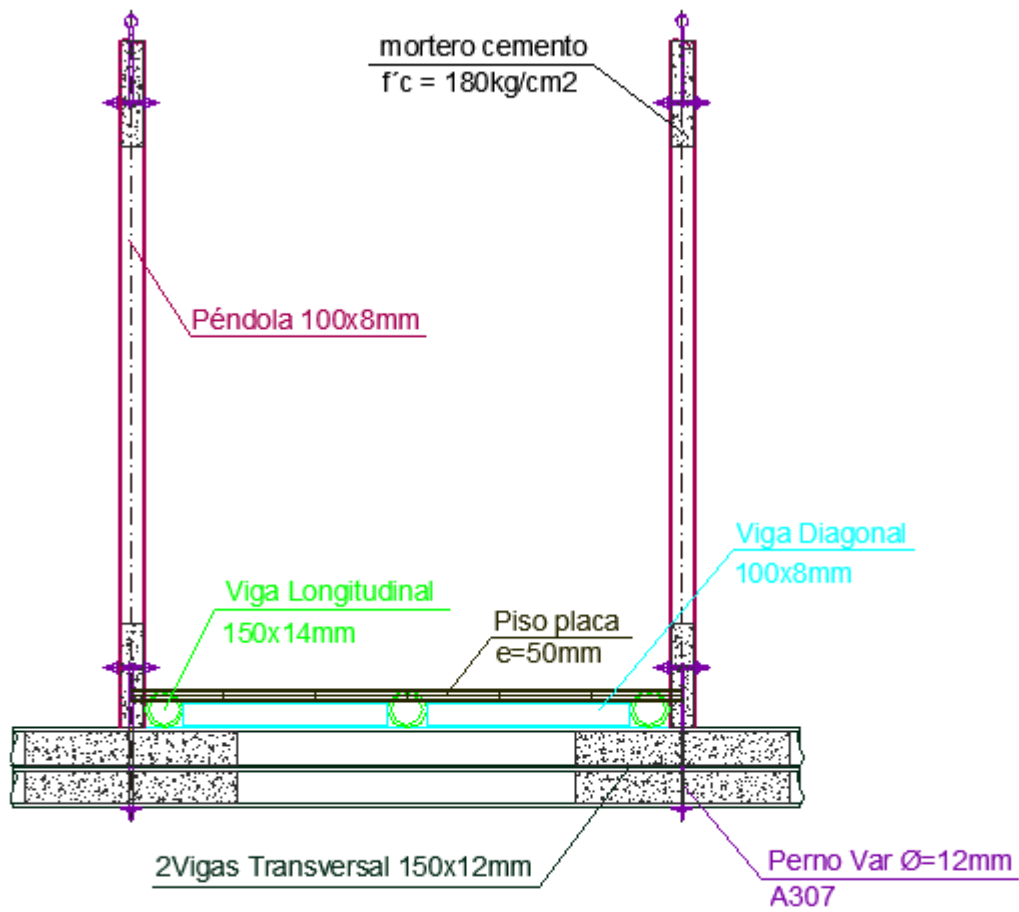
$$f_v \leq F_v \quad 4.55 \leq 16.20 \quad \text{Cumple } f_p \leq F_p$$

3.4.6. DISEÑO DEL TABLERO DE ESTERILLAS DE BAMBÚ:

3.4.6.1. Diseño por flexión: Recordando que las latas de bambú ya no tienen la forma del anillo hueco, sino de un pequeño tablero, entonces el diseño se realiza para que cumpla con el módulo de la sección rectangular, donde:

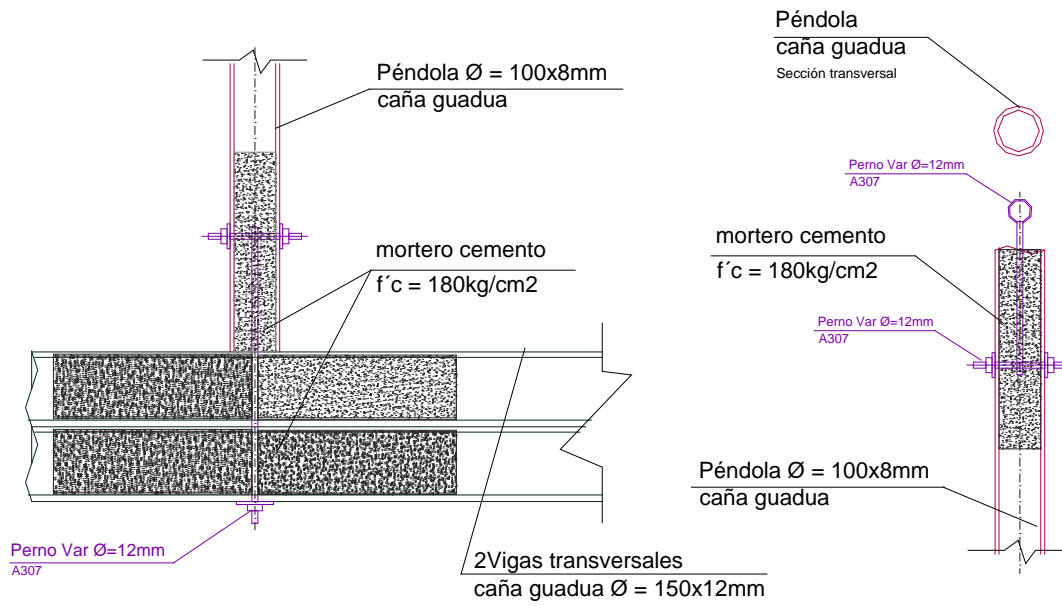
Datos:	Valores	Unidades	Descripción
Longitud	0.70	m	Longitud entre vigas longitudinales
Ancho	0.25	m	Anho de cada Lata
F_b	128.06	kg/cm ²	Esfuerzo admisible modificado a flexión (12.55N/mm ²)
	1280600	kg/m ²	
Carga viva	418.20	kg/m ²	Valor de carga viva - (AASHTO – LRFD)
Factor	1.30		Factor de Impacto por carga viva
	543.66	kg/m ²	
	135.92	kg/m	
$M = q L^2/8$	95.14	kg/m	Momento actuante sobre el elemento
$S = b \cdot h^2/12$			Módulo de sección - Lata
$h =$	0.0422	m	Altura o espesor de la Lata - (Módulo de Sección)
espesor =	5.00	cm	(colocar capas de Latas, unidas con cintas bambú)

3.5. Planos y dimensiones finales:



Sección transversal del tablero del puente colgante de caña guadua

Imagen 3.11 Sección transversal del tablero diseñado en caña guadua



Detalle del nudo inferior
entre péndola y viga transversal
Corte seccional

Detalle del nudo superior
entre péndola y cable
Corte seccional

Imagen 3.12 Detalle de Corte nudo Péndola sección transversal y Péndola hacia cable

CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. CONCLUSIONES:

- La especie de caña guadua angustifolia kunth, es un bambú que se encuentran en las zonas tropicales del Ecuador, lo cual resulta fácil poder sembrarlos, cosecharlos, secarlos, curarlos para ser usados.
- El uso del bambú será limitado hasta cuando los esfuerzos al aplastamiento lo admitan, ya que se caracterizan por tener valores muy bajos, con respecto a otros materiales estructurales utilizados comúnmente en la construcción.
- Las uniones en guadua serán siempre rellenas con mortero de concreto dentro del canuto y embebidas únicamente con varillas o pernos, evitándose rasgar las paredes de la guadua. Con lo que se logra transmitir las cargas del mortero a las paredes de la guadua por medio del perno, en los nudos.
- Este trabajo se ha centrado en el diseño principal de las uniones entre la péndola con la viga transversal de caña guadua y la péndola de caña guadua con una varilla embebida hacia el cable.
- Facilitar la preparación y construcción de las varillas o pernos metálicos que sirven de unión y anclaje para ser llevados al lugar del proyecto del puente donde serán armados y embebidos dentro de los canutos de caña guadua de los elementos estructurales; ya que resulta difícil disponer de todas la herramientas en el caso de encontrarse dentro la selva amazónica para la construcción de estos elementos.
- El resultado de investigación de esta monografía también se centra en obtener valores de diámetros y espesores de caña guadua con dimensiones acorde a las que se pueden obtener en sitio producto de la

cosecha, y a la vez usar la caña guadua como material alternativo a la madera como material estructural, logrando por otro lado mantener el medio ambiente con la tala de árboles de forma indiscriminada.

- Hasta el momento es muy usual la construcción de la pasarela de puentes colgantes peatonales con madera, pero con el desarrollo de esta monografía se trata de preparar e impulsar a la utilización de la caña guadua como material estructural.

4.2. RECOMENDACIONES:

- Constructivamente resulta sencillo y rápido la conformación de las vigas principales y péndolas de caña guadua, pero con un entrenamiento de la mano de obra para la construcción de uniones de los elementos de caña guadua y fijaciones entre ellos.
- El mantenimiento y reposición de los elementos estructurales de caña guadua tales como las vigas principales, péndolas, vigas longitudinales, del puente se deben de realizar con la remodelación todos los elementos que lleguen a un determinado nudo, para no correr riesgo de fallo de la estructura total.
- El piso de la pasarela donde transitan las personas, serán de tableros de esterillas, o latas de bambú resultado de la apertura de la guadua longitudinalmente. Colocándose en capas, es decir una encima de otro hasta alcanzar el espesor asignado y sujetadas o amarradas a las vigas longitudinales por los denominados cables o cintas de bambú.

BIBLIOGRAFIA Y FUENTES DE INFORMACIÓN

- AASHTO-LRFD; Sección3 Cargas y factores de carga, artículo 3.6.16relacionado a cargas peatonales).
- AASHTO-LRFD; Sección3 Cargas y factores de Cargas de Viento.
- AIS, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (1998). Normas Colombianas de Diseño Sismo Resistente. (NSR-98). Bogotá.
- AIS, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (2009). NSR-09 Edición preliminar para discusión pública.
- Análisis y diseño de puentes colgantes; Tesis para optar el grado académico de magíster en Ingeniería Civil; Luis Zegarra Ciquero, Tesis PUCP: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Bamusoideas de Colombia. Características químicas y biométricas de algunos bambúes como fuente de pulpa para papel Universidad Industrial De Santander-inciva-colciencias proyecto de desarrollo.
- Bamusoideae de Colombia en el Herbario Nacional de los Estados Unidos (US). Caldasia, Vol. 14, N° 68-70: 415-442.
- Boletín Informativo de INBAR.
- Cálculo y diseño estructural para la cubierta del mercado central de la parroquia de Pintag en base a tenso-estructuras con el uso del bambú gigante (*Dendrocalamus Asper*); Escuela politécnica del Ejército, carretera de ingeniería civil; Jorge Anibal Taco Alvarez; Tlgo Fredd Vnicio Carranza Armendariz.

- Centro de procesamiento de caña guadua angustifolia para la incorporación como elemento de construcción masiva y de decoración en la ciudad de Manta, Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, Facultad de ciencias administrativas carrera de ingeniería comercial, Jessica Monserrate López Cevallos.
- Desarrollo de losas con caña guadua Angustifolia y comparación económica y estructural con los diferentes tipos de losas utilizados en nuestro medio, Escuela Politécnica del Ejército, carrera de ingeniería civil, Luis Sebastián Narváez Chamorro.
- Diseño de estructuras de Acero. Método LRFD. Jakc C. McCormac.
- Diseño y construcción de puentes.
- El Bambú como material de construcción en vivienda (Juan Carlos Rodríguez Romo 2009).
- El Otate o Bambú como material estructural / Agustín Hernández Hernández.
- Estudio de comportamiento de demanda para el uso de caña guadua y bambú gigante en Ecuador; Escuela Politécnica del Ejército; Departamento de ciencias económicas administrativas y de comercio; Carla Graciela García Pazmiño.
- Estudio del mercado mundial de pisos de bambú, Consultor: Jorge Eduardo Salamanca.
- Hormigón ligero de gadúa-cemento de Antonio L. Beraldo y Flávia V. Freitas.
- Los mil y un usos del Milenario Bambú.

- Manual de Construcción con Bambú guadúa; Arquitecto Oscar Hidalgo – Construcción rural-1; Universidad nacional de Colombia Centro de Investigaciones de Bambú y madera CIBAM.
- Metodología de diseño de estructuras en guadua Angustifolia como material estructural por el método de esfuerzos admisibles. Patricia Luna, Caori Takeuchi, Gustavo Granados, Fabian Lamus, Jorge Lozano, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá (Colombia).
- NEC2012 CAP.17; utilización de la Gadúa Angustifolia Kunth en la Construcción.
- Norma Ecuatoriana de la construcción - NEC; NEC-SE-DS; Cargas sísmicas; diseño sismo resistente.
- NSR-10 Capítulo F.4; Estructuras de acero con perfiles de lámina formada en frío.
- Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente; NSR-10; Título G – Estructuras de madera y estructuras de Guadua.
- Retos en el Análisis sismorresistente de puentes colgantes y atirantados; Escuela Politécnica del Ejército; Centro de Investigaciones Científicas CEINCI; Pablo Caiza Sánchez, ING. M.Sc; Agosto 2006.
- Proceso de industrialización de la caña guadua como material alternativo para la construcción y diseño de vivienda tipo de una y dos plantas, empleando caña guadua en sus elementos estructurales; Escuela politécnica del ejército; departamento de ciencias de la tierra y la construcción, carrera de ingeniería civil.
- Propiedades físicas mecánicas de la guadua Angustifolia Kunth y aplicación al diseño de baterías sanitarias del Iasa II; Escuela Politécnica del ejército; Jorge Alberto Cobos Fischer, Xavier Antonio León Rodríguez.

- Siete conceptos para hacer un Puente en Bambú, Jorg Stamm, Thailand 29 de Abril de 2009.
- Uso de la caña guadua como material de construcción: Evaluación medioambiental frente a sistemas constructivos tradicionales; Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica; trabajo fin de master; Verónica Rea Lozano.
- Uso de la caña guadua en la vivienda modular; Tesis de grado; Universidad de Cuenca, facultad de Arquitectura y urbanismo; José Andrés Mendoza Castro; José Napoleón Rosales Salcedo.
- www.agronet.com.mx Bambú guadua: excelente alternativa en el tutoraje de hortalizas.
- www.infoaserca.gob.mx El Bambú. Estudio del Mercado Mundial.
- www.inbar.int/index.htm Red internacional del Bambú y el Ratán.
- www.sefiplan.gob.mx Anuario Estadístico de Veracruz 2001-2003. Consulta de Indicadores de Forestales No maderables.
- www.tilz.tearfund.org/Espanol. Como cultivar bambú.
- XXII Congreso de centroamerica y panamá de Ingeniería Sanitaria y Ambiental “Superación Sanitaria y Ambiental: El Reto” El Bambú usado como material de construcción.