



UNIVERSIDAD TÉCNICA AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**PROYECTO TÉCNICO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

TEMA:

**“FACTIBILIDAD DE LA IMPLEMENTACIÓN DE ELEMENTOS
ESTRUCTURALES, CRUCES DE SAN ANDRÉS UTILIZANDO MADERA
DE LA ZONA COMO ALISO O CIPRÉS PARA LA NUEVA CASA
COMUNAL DEL BARRIO YUGSICHE ALTO, PARROQUIA TOACASO,
CANTÓN LATACUNGA, PROVINCIA DE COTOPAXI.”**

Autor: Silvio Stalin Herrera Herrera

Tutor: Ing. Mg. Diego Sebastián Chérrez Gavilanes

AMBATO - ECUADOR

Marzo – 2022

CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutor del Proyecto Técnico, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, con el tema: **“FACTIBILIDAD DE LA IMPLEMENTACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, CRUCES DE SAN ANDRÉS UTILIZANDO MADERA DE LA ZONA COMO ALISO O CIPRÉS PARA LA NUEVA CASA COMUNAL DEL BARRIO YUGSICHE ALTO, PARROQUIA TOACASO, CANTÓN LATACUNGA, PROVINCIA DE COTOPAXI.”**, elaborado por el Sr. Silvio Stalin Herrera Herrera, portador de la cédula de ciudadanía: C.I. 0503790438, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

- Que el presente proyecto técnico es original de su autor.
- Ha sido revisado cada uno de sus capítulos componentes.
- Está concluido en su totalidad.

Ambato, Marzo 2022

Ing. Mg. Diego Sebastián Chérrez Gavilanes

TUTOR

AUTORÍA DE LA INVESTIGACION

Yo, **Silvio Stalin Herrera Herrera**, con C.I 0503790438 declaro que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente proyecto técnico con el tema **“FACTIBILIDAD DE LA IMPLEMENTACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, CRUCES DE SAN ANDRÉS UTILIZANDO MADERA DE LA ZONA COMO ALISO O CIPRÉS PARA LA NUEVA CASA COMUNAL DEL BARRIO YUGSICHE ALTO, PARROQUIA TOACASO, CANTÓN LATACUNGA, PROVINCIA DE COTOPAXI.”**, así como también los análisis estadísticos, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, Marzo 2022



Silvio Stalin Herrera Herrera

C.I: 0503790438

AUTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Proyecto Técnico o parte de él, un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos en línea patrimoniales de mi Proyecto Técnico, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este documento dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, Marzo 2022



Silvio Stalin Herrera Herrera

C.I: 0503790438

AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Proyecto Técnico, realizado por el estudiante Silvio Stalin Herrera Herrera, de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“FACTIBILIDAD DE LA IMPLEMENTACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, CRUCES DE SAN ANDRÉS UTILIZANDO MADERA DE LA ZONA COMO ALISO O CIPRÉS PARA LA NUEVA CASA COMUNAL DEL BARRIO YUGSICHE ALTO, PARROQUIA TOACASO, CANTÓN LATACUNGA, PROVINCIA DE COTOPAXI.”**.

Ambato, Marzo 2022

Para constancia firman:

Ing. Mg. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla

Miembro Calificador

Ing. Mg. Waldimir José Ramírez Cabrera

Miembro Calificador

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de titulación a Dios por haber sido mi fortaleza y por la salud brindada para continuar con mis estudios hasta el día de hoy. A mis padres Silvio y Carmen quienes con su apoyo y amor incondicional nunca me han dejado solo en los momentos más duros de mi vida como estudiante.

A mis hermanas Silvia, Jessenia y Wendy que siempre estuvieron ahí para mí apoyándome y dándome sus palabras de ánimo para no rendirme durante todo este proceso, por eso gracias. A toda mi familia porque con su apoyo, consejos y palabras de aliento lograron de mí una mejor persona y de una u otra forma me acompañan en cada uno de mis sueños y metas.

A mis abuelitos Víctor y Eliseo que a pesar de no estar presentes físicamente conmigo desde muy pequeño siempre fueron el pilar fundamental para no rendirme en mi vida, a mis sobrinas Saraí y Emilia que a pesar de ser pequeñas siempre han estado sacándome sonrisas en los momentos más difíciles y duros de la vida.

Finalmente quiero dedicar este trabajo de titulación a todos mis amigos/as, compañeros y compañeras, por apoyarme cuando más los necesito, por estar ahí dándome su mano para cualquier circunstancia y por su amistad brindada cada momento, siempre los llevare en mi corazón.

Silvio Stalin Herrera Herrera

AGRADECIMIENTO

Quiero expresar mi gratitud a Dios, quien con su bendición, amor y bondad me ha guiado siempre por un buen camino para culminar esta carrera.

A mis padres por su paciencia, amor, comprensión, regañadas y apoyo incondicional en todo momento.

A mis hermanas y mi familia por siempre estar pendiente de mí y brindarme su ayuda en todo momento.

Mi más sinceros agradecimientos a la Universidad Técnica de Ambato en especial a la carrera de Ingeniería Civil a sus autoridades y personal docente quienes con mucha sabiduría, paciencia, dedicación y vocación han compartido cada uno de sus conocimientos logrando con ello formar profesionales capaces de contribuir en el desarrollo del país el ejercer esta profesión.

A la ingeniería Marisol Bayas quien con su cariño y su distinguida manera de enseñar me guio siempre a hacer las cosas de una buena manera y con responsabilidad.

Al ingeniero Diego Chérrez quien me guio durante el desarrollo de este proceso de titulación.

Agradezco también a cada uno de mis amigos por siempre estar ahí para mí, cuando más los necesitaba.

Silvio Stalin Herrera Herrera

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACION	iii
DERECHOS DE AUTOR.....	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
RESUMEN.....	xiv
ABSTRACT	xv
CAPITULO I.....	1
1.MARCO TEÓRICO.....	1
1.1. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS	1
1.1.1. Antecedentes	1
1.1.2. Justificación.....	2
1.2. OBJETIVOS	4
1.2.1 Objetivo General:	4
1.2.2. Objetivos Específicos:	5
CAPITULO II	6
2. METODOLOGÍA	6
2.1. MATERIALES	6
2.1.1. Madera.....	6
2.1.1.2. Grupo Estructural de la Madera.....	7
2.1.1.3. Uniones en la madera.....	13
2.1.2. Arriostramientos: Cruces de San Andrés.....	15
2.2 MÉTODOS	16
2.2.1. Método de diseño	16
2.2.1.1. Determinación de la carga sísmica y carga de viento.....	17
2.2.1.2. Selección del Tipo de Armadura y Cobertura.....	24
2.2.1.3. Diseño de correas	26
2.2.1.4. Diseño de los elementos de la armadura.....	31
2.2.1.5. Diseño de vigas	48
2.2.1.6. Diseño de columnas	53
2.2.1.7. Diseño de uniones de la Armadura	58
2.2.2. Implementación de Arriostramientos: Cruces de San Andrés.....	64

2.2.3. Diseño de la cimentación.....	68
CAPITULO III	75
3.1. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	75
3.1. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	75
3.1.1. Ensayos realizados a la madera: Compresión paralela a las fibras, Compresión perpendicular a las fibras y Flexión.	75
3.1.2. Cruces de San Andrés en la estructura.....	88
CAPITULO IV	92
4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	92
4.1. CONCLUSIONES	92
4.2. RECOMENDACIONES.....	93
REFERENCIAS	94
ANEXOS	97
ANEXO 1: REGISTRO FOTOGRÁFICO	98
ANEXO 2: CERTIFICADO DE HABER INGRESADO A LOS LABORATORIOS	101
ANEXO 3: VALIDACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYOS.....	103
ANEXO 4: PLANOS	109

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Direcciones ortogonales de la madera	9
Figura 2. Curvas esfuerzo – deformación para maderas.	11
Figura 3. Curva Típica carga deflexión – para flexión.....	12
Figura 4. Tipos de Uniones usando Clavos.....	14
Figura 5. Métodos típicos de anclajes de columnas.	15
Figura 6. Vista Frontal de los Elementos a diseñarse.....	16
Figura 7. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.....	18
Figura 8. Espectro de Diseño Elástico	20
Figura 9. Vista en planta de la estructura	24
Figura 10. Armadura Dientes de Sierra.....	24
Figura 11. Pendientes mínimas para la Kubiteja tradicional.....	25
Figura 12. Pendiente elegida	25
Figura 13. Dimensiones de la Armadura Dientes de Sierra	31
Figura 14. Vista Frontal de la Armadura Dientes de Sierra	32
Figura 15. Esquema de la Armadura	35
Figura 16. Coeficientes de Longitud y Carga.....	35
Figura 17. Dibujo de Armadura	37
Figura 18. Distribución de las cargas.	37
Figura 19. Segmentación de la estructura	38
Figura 20. Deformación de la armadura.....	38
Figura 21. Fuerzas axiales en las barras	38
Figura 22. Fuerzas actuantes en los elementos de la armadura.....	40
Figura 23. Luces para el cálculo de la Longitud del Momento.....	41
Figura 24. Deflexiones de la armadura	47
Figura 25. Viga eje B - C	48
Figura 26. Reacciones que genera la armadura	49
Figura 27. Reacción mayor que genera la armadura	49
Figura 28. Cargas que actúan en la viga.....	50
Figura 29. Reacciones que genera la armadura y la viga	54
Figura 30. Condición de apoyo	55
Figura 31. Momento en columna	57
Figura 32. Fuerzas actuantes en la unión	59
Figura 33. Longitud de la cartea y elemento de armadura	60

Figura 34. Longitudes mínimas de Penetración del clavo.....	60
Figura 35. Espaciamientos para la colocación de los clavos.....	62
Figura 36. Ángulo de inclinación.....	65
Figura 37. Cimentación.....	69
Figura 38. Esfuerzo y Deformación madera de Ciprés	82
Figura 39. Esfuerzo y Deformación madera de Aliso	85
Figura 40. Esfuerzo Limite proporcional de Flexión en la madera de Ciprés.....	86
Figura 41. Esfuerzo Limite proporcional de Flexión en la madera de Aliso	87
Figura 42. Cruces de San Andrés en las Esquinas de la estructura.....	88
Figura 43. Momento al colocar las cruces de San Andrés en las esquinas.	89
Figura 44. Cruces de San Andrés en la estructura.....	90
Figura 45. Momento en columna al colocar las cruces de San Andrés.....	91

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Propiedades Físicas del Ciprés	6
Tabla 2.	Propiedades Físicas del Aliso	7
Tabla 3.	Módulo de elasticidad para la madera (MPa)	8
Tabla 4.	Esfuerzos admisibles para la madera (MPa).....	13
Tabla 5.	Propiedades de la Madera del grupo C	13
Tabla 6.	Datos para el espectro.	18
Tabla 7.	Espectro de Diseño Elástico	19
Tabla 8.	Coefficiente de corrección \emptyset	21
Tabla 9.	Coefficiente de exposición a la presión de velocidad C_e	22
Tabla 10.	Coefficiente de forma C_f	23
Tabla 11.	Presión del viento para la estructura de la casa comunal	23
Tabla 12.	Limitación de Deflexiones	28
Tabla 13.	Peso de la Armadura de Dientes de Sierra.....	33
Tabla 14.	Peso de las Correas	34
Tabla 15.	Longitud Elementos según CL	36
Tabla 16.	Fuerzas axiales en las barras	39
Tabla 17.	Longitud efectiva para los elementos de una armadura.....	40
Tabla 18.	Diseño de elementos a compresión.....	45
Tabla 19.	Secciones Armadura	46
Tabla 20.	Clasificación de las columnas de madera en relación con su esbeltez....	53
Tabla 21.	Secciones de los elementos actuantes en la Unión.	59
Tabla 22.	Carga Admisible	60
Tabla 23.	Longitud de Penetración	61
Tabla 24.	Cantidad de Clavos	61
Tabla 25.	Espaciamientos para la ubicación de los clavos	62
Tabla 26.	Cantidad de clavos para las uniones de los elementos de la armadura....	63
Tabla 27.	Fuerza Horizontal.....	64
Tabla 28.	Probetas para los ensayos.....	75
Tabla 29.	Ensayo a Compresión Paralela a las Fibras	76
Tabla 30.	Ensayo a Compresión Perpendicular a las Fibras	76
Tabla 31.	Ensayo a Flexión.....	77
Tabla 32.	Compresión Paralela y Perpendicular - Ciprés	78
Tabla 33.	Compresión Paralela y Perpendicular – Aliso	78

Tabla 34. Flexión de la madera de Ciprés y Aliso	79
Tabla 35. Esfuerzo y Deformación madera de Ciprés	80
Tabla 36. Esfuerzo y Deformación madera de Aliso	83
Tabla 37. Esfuerzo Limite proporcional de Flexión en la madera de Ciprés.....	86
Tabla 38. Esfuerzo Limite proporcional de Flexión en la madera de Aliso	87
Tabla 39. Fuerzas – Cruces de San Andrés en las Esquinas.....	89
Tabla 40. Fuerzas – Cruces de San Andrés dan mejores resultados,.....	91

RESUMEN

Para el desarrollo de este proyecto se planteó el diseño de una Casa Comunal, utilizando madera óptima de la zona, mediante un sistema estructural con Cruces de San Andrés, con la finalidad de brindar una estructura segura para los moradores.

Para la realización de los ensayos de compresión: paralela, perpendicular y flexión se utilizó la máquina universal de los laboratorios de la Carrera de Ingeniería Civil donde se ensayaron 30 probetas, 15 de ciprés y 15 de aliso, posterior a ello se analizaron los resultados obtenidos en los ensayos y se compararon con lo especificado en el Manual de Diseño de la Junac, donde la madera con mayor resistencia a dichas fuerzas fue la madera de ciprés, con un esfuerzo máximo en compresión paralela de 297,993 kilogramos sobre centímetros cuadrados, en compresión perpendicular a las fibras de 379,791 kilogramos sobre centímetros cuadrados y en flexión de 45,579 kilogramos sobre centímetros cuadrados. Además también se comprobó que al colocar las Cruces de San Andrés en la estructura éstas si ayudan a disminuir las fuerzas y momentos presentes en la misma debido a las diferentes cargas a la cual está sometida.

Al finalizar con el diseño se obtuvo como proyecto final cuatro planos de detalle, en los cuales constan su planta de cimentación, las secciones de madera para los diferentes elementos de la estructura de la Casa Comunal para que en un futuro se pueda ejecutar este proyecto contribuyendo así con el desarrollo de la comunidad.

Palabras claves: Casa comunal, Madera, Cruces, San Andrés, Yugsiche Alto, Toacaso, Ensayos de madera, Ciprés, Aliso.

ABSTRACT

For the development of this project, the design of a Communal House was proposed, using optimal wood from the area, through a structural system with Cruces de San Andrés, in order to provide a safe structure for the residents.

To carry out the compression tests: parallel, perpendicular and bending, the universal machine of the Civil Engineering Career laboratories was used, where 30 specimens were tested, 15 cypress and 15 alder, after which the results obtained were analyzed. in the tests and were compared with that specified in the Junac Design Manual, where the wood with the greatest resistance to these forces was cypress wood, with a maximum stress in parallel compression of 297,993 kilograms over squarecentimeters, in perpendicular compression. to fibers of 379,791 kilograms on square centimeters and in flexion of 45,579 kilograms on square centimeters. In addition, it was also verified that by placing the Crosses of San Andrés in the structure, you are helping to reduce the forces and moments present in it due to the different loads to which it is subjected.

At the end of the design, four detailed plans were obtained as a final project, which include its foundation plan, the wooden sections for the different elements of the structure of the Communal House so that in the future this project can be executed contributing so with the development of the community.

Keywords: Communal house, Wood, Crosses, San Andrés, Yugsiche Alto, Toacaso, Wood trials, Ciprés, Aliso.

CAPITULO I

1. MARCO TEÓRICO

1.1. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

1.1.1. Antecedentes

La utilización de la madera como un material de construcción tiene un origen muy antiguo puesto que se utilizaba desde el neolítico período en el cual se mejoraron las herramientas de corte. La mayoría de la sociedad construía sus viviendas con madera porque era muy liviana y fácil de trabajar. Así hasta la actualidad se ha utilizado la madera como material de construcción. Países desarrollados como los Estados Unidos de América poseen una gran industria maderera y sigue construyendo con este material e innovando con tecnologías y diseños para estructuras de este tipo.[1]

En muchos países desarrollados se utiliza la madera, como componente básico de la construcción, pero en otros aun es considerado como un material constructivo de segunda clase, puesto que lamentablemente por lo general se tiene como concepto el uso del material en sitios habitacionales marginales. Aunque la imagen que tengamos de las civilizaciones antiguas (griegos, romanos, egipcios, persas) nos evoque suntuosos edificios de ladrillo, piedra o mármol, en realidad, en la arquitectura civil, las grandes ciudades de la antigüedad estaban formadas, sobre todo, por viviendas familiares de madera sin tratar. [2]

La madera ha sido aprovechada en la construcción, es por eso por lo que es uno de los materiales más valiosos para la construcción en general, debido a que se la puede cortar y dar forma fácilmente, siendo una materia prima muy popular desde hace miles de años. Sin embargo en nuestro país, ha ido sustituyéndose por el empleo de otros dejándolo en un segundo plano, siendo en la actualidad su empleo en el área central y centros urbanos puramente decorativos, empleándose mayormente para zócalos, recubrimientos, etc. En nuestra nación, la madera debido a sus tipos, sus propiedades características físico-mecánica-químicas y calidades que poseen; se le ha utilizado

como material constructivo bastante aceptable, pero su aprovechamiento como tal no ha sido el más adecuado y tecnificado hasta la actualidad. [3]

Según el Código Ecuatoriano de la Construcción en el año 2010 se incluyó un capítulo para el correcto uso de la madera en la construcción donde se determinan las implicaciones acerca de la forma, calidad, tamaño y tipo de la madera, así como los aspectos a considerar para preservar la madera.[1]

Según el Ministerio del Ambiente, el Ecuador posee un recurso que no solo debe ser visto como una riqueza turística y ambiental sino también como una riqueza que puede generar en la industria maderera un nicho para el desarrollo económico. Una visión de la madera como parte de la matriz productiva ha sido impulsada por el gobierno ecuatoriano, reconociendo la importancia del recurso forestal, creó en el año 2008 el programa Socio Bosque que tiene como finalidad incentivar económicamente la preservación de los bosques además de regular la explotación para que sea controlada y programada a fin de evitar la deforestación.[1]

Según El PADT-REFORT, los bosques tropicales de la Subregión Andina cubren aproximadamente el 47 por ciento de su superficie (220 millones de hectáreas) constituyendo un ingente recurso para la obtención de madera para construcción. Se estima que hay alrededor de 2.500 especies forestales en estos bosques, de las cuales unas 600 serían aptas para construir. La práctica limitada en el diseño y construcción con madera a estado basada en información proveniente de países consumidores de madera de coníferas, que por su distinta constitución anatómica a la de la madera latifoliada presenta propiedades y comportamiento diferentes.[4]

1.1.2. Justificación

El conocimiento sobre la naturaleza de la madera, características y comportamiento es necesario para establecer y efectuar un buen uso de este material. En este aspecto radica la importancia de que exista información adecuada y estructurada a los actuales requerimientos, ya que permite a los profesionales que intervienen en el diseño, cálculo

y ejecución de construcciones en madera, realizar una acertada gestión y correcta utilización del material, con el objeto de cumplir altos estándares de calidad y bienestar, a precios convenientes en el mercado de la vivienda.[5]

En la actualidad el barrio Yugsiche Alto de la Parroquia Toacaso del cantón Latacunga provincia de Cotopaxi, no dispone de una casa comunal propia para la realización de sus reuniones, por lo que se ha visto la necesidad de realizar un estudio para determinar cuál es la situación de la zona y así poder brindar a los miembros del consejo comunal del Barrio, a la comunidad y a sus habitantes, las herramientas necesarias para conocer cómo pueden desarrollar el potencial en ellos y los beneficios de su sector ya que en esta comunidad existen una diversidad de árboles para la madera como es: el aliso y el ciprés los cuales podrían ser utilizados para la construcción de la casa comunal logrando con ello mejorar sustancialmente su estilo y modo de vida, capacidades intelectuales, conocimientos, logros, metas, todo esto seguido de los entes de control de la construcción y terminando con la satisfacción de necesidades sociales que integran a las comunidades en espacios únicos y acordados, tomando en cuenta que esta casa comunal no solo será sismo resistente sino que también podrían utilizarla como un atractivo turístico.[6]

La importancia de un Centro de Desarrollo Comunitario de utilidad social a nivel de la comunidad es indiscutible. El trabajo práctico en estos espacios proporciona al ciudadano la experimentación y descubrimiento de nuevo conocimientos en áreas de oficios mixtos, que contribuyan a la productividad y crecimiento de la economía de la comunidad.[7]

El espacio público y comunitario son necesidades esenciales para mejorar la calidad de vida y, constituye uno de los componentes urbanos fundamentales para lograr la consolidación del barrio y su integración a la ciudad. Esto implica crear espacios que proporcionen a los pobladores ambientes de socialización, lugares de descanso y recreación, permitiendo el desarrollo, acondicionamiento y percepción del entorno, lo

cual depende en gran medida, de la organización y la capacidad desplegada por una comunidad.[8]

El Centro de Desarrollo Comunitario tiene relevancia Social, es un sitio que se pretende proyectar debido a la falta edificaciones para desarrollar las capacidades e inducir la integración de las personas, como sujetos de la colectividad, mediante su cooperación en eventos culturales, educativos y sociales, lo importante es contar con una participación de la Comuna para beneficio de la población. [9]

Es por ello por lo que el propósito fundamental del presente proyecto es realizar un diseño de una casa comunal en madera con elementos sismo resistentes (Cruces de San Andrés) con la finalidad de conocer la manera correcta de diseñar los elementos estructurales de una vivienda en madera, dado que la época en la que vivimos exige el mejoramiento de la calidad de vida, el cuidado del medio ambiente ,el disfrute, valorización, la común unidad y el rescate de la identidad local para los pobladores donde se impulse además el desarrollo social, cultural y económico para la comunidad. Teniendo en cuenta que al utilizar la madera como elemento de construcción estamos disminuyendo la contaminación ambiental ya que es un sistema de construcción amigable con el medio ambiente.[10]

1.2. OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo General:

Diseñar la Casa Comunal, utilizando madera óptima de la zona, mediante un sistema estructural de pórticos especiales sismo-resistentes con diagonales rigidizadoras (Cruces de San Andrés), con la finalidad de brindar una estructura segura para los moradores del barrio Yugsiche Alto, parroquia Toacaso, cantón Latacunga, provincia de Cotopaxi.

1.2.2. Objetivos Específicos:

- Evaluar el comportamiento estructural de la madera de aliso, ciprés, mediante ensayos en el laboratorio de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.
- Seleccionar la madera con mejor comportamiento sísmico y la ubicación adecuada de las diagonales rigidizadoras (Cruces de San Andrés), para el diseño definitivo de la Casa Comunal del barrio Yugsiche Alto, parroquia Toacaso, cantón Latacunga, provincia de Cotopaxi.
- Contrastar el comportamiento estructural, identificando lugares específicos de la estructura para la ubicación de las diagonales rigidizadoras (Cruces de San Andrés).

CAPITULO II

2. METODOLOGÍA

2.1. MATERIALES

2.1.1. Madera

Es un material de origen orgánico, específicamente es un tejido fibroso leñoso, constituido por células de estructura tubular huecas paralelas al eje del árbol, la unión de estas estructuras celulares forma los anillos que se pueden apreciar al realizar un corte transversal al tronco, su tamaño, su distribución, su aspecto anatómico y su constitución son aspectos que les otorgan las cualidades físicas y mecánicas a cada especie.[1]

Densidad de la madera

La densidad es una característica importante de la madera, pues determina el valor y utilidad de esta y está altamente correlacionada con otras propiedades como la resistencia mecánica, la rigidez, la conductividad térmica y el calor específico.[11]

Madera de Ciprés

Es un árbol de tronco característicamente cónico, con la corteza rugosa de color pardo en los árboles adultos y gris cenicienta en los jóvenes. Tiene ramas cortas, con ramitas en forma de abanico. Sus hojas son perennes, escuamiformes, diformas, imbricadas, planas, con notorias bandas estomáticas en el envés. Es un árbol de lento crecimiento, que alcanza una altura de 15 a 20 m en su ambiente natural. El follaje es denso y compacto formando una copa piramidal.[12]

Tabla 1. Propiedades Físicas del Ciprés

Densidad (g/cm ³)	En verde	Básica	Secado al aire	
	0.47	0.53	0.47	
Contracción (%)	R al aire	R al horno	T al aire	T al horno
Verde seca al aire	1.41	2.86	2.33	4.48

Fuente: Caracterización Tecnológica del Ciprés, F. de M. Muñoz,2010.[13]

Madera de Aliso

Es la única especie presente en la región alto-andina (hemisferio sur). Es un árbol relativamente extendido en el centro y norte de los Andes, y en Ecuador se lo encuentra entre los 1.200 y 3.400 m m.s.n.m. Se desarrolla bien en condiciones de humedad y en suelos bien drenados, son árboles rectos y en su madurez llegan a alcanzar alturas mayores a 20 metros con una corona relativamente estrecha y abierta.[14]

Tabla 2. Propiedades Físicas del Aliso

Densidad (g/cm³)	En verde	Básica	Anhídrica	Seca al aire
	0.47	0.37	0.45	0.47
Contracción (%)	Radial	Tangencial	Longitudinal	Volumétrica
Verde seca al aire	2.48	4.62	0.13	10.47

Fuente: Propiedades Anatómicas, Físicas y Mecánicas de 93 Especies Forestales – Ecuador, MAE Y FAO, 2014.[15]

2.1.1.2. Grupo Estructural de la Madera

Según la normativa ecuatoriana NEC-SE-MD-ESTRUCTURAS DE MADERA el agrupamiento estructural se da a partir de la densidad básica de la madera donde:

Se agruparon las 105 maderas tropicales estudiadas en 3 grupos estructurales:

- “A”. DB entre 0.71 y 0.90
- “B”. DB entre 0.56 y 0.70
- “C”. DB entre 0.40 y 0.55.[16]

Al principio se pretendía trabajar con las dos maderas, pero solo se eligió la madera de ciprés, ya que tiene una densidad básica de 0.53 gr/cm³ (Ver Tabla 1), en cambio la madera de aliso al tener una densidad básica inferior a 0.40 gr/cm³(ver Tabla 2), no estaría dentro de uno de los grupos de maderas estructurales que agrupa la Normativa NEC. La madera de ciprés está en el grupo C de acuerdo con la clasificación de la NEC-SE-MD-ESTRUCTURAS DE MADERA se obtiene cada una de sus características y propiedades resistentes y elásticas.

Propiedades Elásticas de la Madera

El módulo de elasticidad, el módulo de corte y el módulo de Poisson representan las características elásticas de un material. La madera como material ortotrópico tiene tres módulos de elasticidad, tres módulos de corte y seis módulos de Poisson, orientados y definidos según los tres ejes ortogonales.[4]

Módulo de Elasticidad (MOE)

El módulo de elasticidad de la madera puede ser obtenido de una curva esfuerzo – deformación, un ensayo de compresión paralela. Puede ser hallado también por métodos indirectos como en los ensayos a flexión.[4]

Los valores del módulo de elasticidad o módulo de Young E para los tres grupos estructurales, que constan en el Manual, serán los que se usarán para el dimensionamiento de elementos en flexión, y para elementos en compresión y tracción paralelos a las fibras.

Se incluyen dos valores para “ E ”:

- E_{min} ($E_{0.05}$): valor mínimo, que será válido para el cálculo de elementos individuales tales como vigas o columnas
- E promedio: valor promedio, adecuado para el diseño de elementos en los que exista una acción de conjunto, por ejemplo en viguetas para entablados y pies derechos en tabiques y/o entramados.[4]

Tabla 3. Módulo de elasticidad para la madera (MPa)

Módulo de Elasticidad (Mpa)		
Grupo	E_{min}	E promedio
A	9500	13000
B	7500	10000
C	5500	9000

Fuente: Guía Práctica para el Diseño de Estructuras de Madera, MIDUVI,2016.[17]

Módulo de Poisson

Se conoce como módulo de Poisson a la relación que existe entre la deformación lateral y la deformación longitudinal. Para el caso de la madera existen en general 6 módulos de Poisson ya que se relacionan las deformaciones en las direcciones longitudinal,

radial y tangencial. La madera presenta diferentes valores según las direcciones que se consideren, se han reportado para maderas coníferas valores del orden de 0.325 a 0.40 para densidades de 0.5 gr/cm³. [4]

Propiedades Resistentes de la Madera

En la madera se pueden reconocer tres direcciones principales que pueden considerarse ortogonales entre sí, estas direcciones son la longitudinal, tangencial y radial. La dirección longitudinal y radial son perpendiculares al grano. En la práctica se considera dos direcciones: la dirección longitudinal o paralela a la fibra y la dirección transversal o perpendicular al grano. [4]

Las principales propiedades resistentes de la madera son: resistencia a la compresión paralela al grano, la compresión perpendicular al grano, la flexión, tracción y corte paralelo al grano. [4]

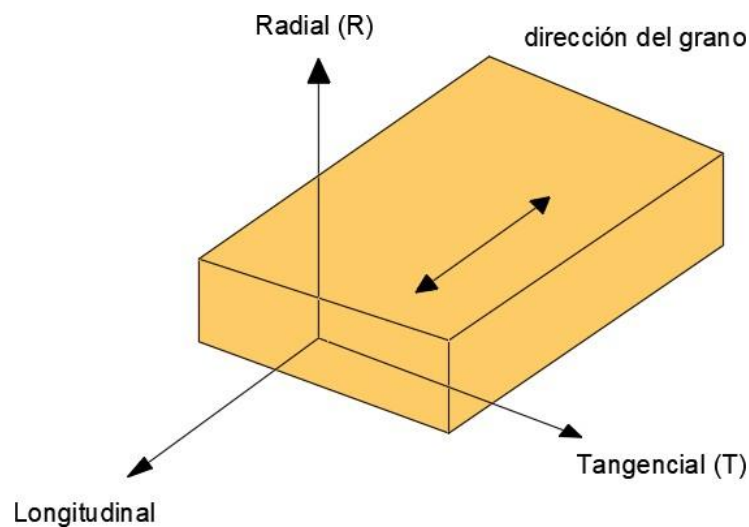


Figura 1. Direcciones ortogonales de la madera

Fuente: Manual de diseño para maderas del Grupo Andino, J. del acuerdo de Cartagena y P.- REFORT, 1984. [4]

Resistencia a la Compresión Paralela

La madera presenta gran resistencia a los esfuerzos de compresión paralela a sus fibras. Debido a que las fibras están orientadas con su eje longitudinal en esa dirección y que a su vez coincide, o está muy cerca de la orientación de la microfibrillas que constituyen la capa media de la pared celular. [4]

La capacidad está limitada por el pandeo de las fibras más que por su propia resistencia al aplastamiento. Cuando se trata de elementos a escala real como columnas, solamente aquellas de una relación de esbeltez (longitud/ancho) menor que 10 desarrollan toda su resistencia al esforzar la sección a su máxima capacidad. La resistencia a la compresión paralela a las fibras en la madera es aproximadamente la mitad que su resistencia a tracción.[4]

Resistencia a la Compresión Perpendicular

Bajo este tipo de cargas las fibras están sometidas a un esfuerzo perpendicular a su eje y que tiende a comprimir las pequeñas cavidades contenidas en ellas. Esto permite que se pueda cargar la madera sin que se presente una falla claramente distinguible.[4]

La resistencia está caracterizada por el esfuerzo al límite proporcional. Este varía entre $1/4$ a $1/5$ del esfuerzo al límite proporcional 3.8×10^2 kg/cm (Ver Figura 2) en compresión paralela.[4]

Resistencia a la Tracción

La resistencia a la tracción paralela en especímenes pequeños libres de defectos es aproximadamente 2 veces la resistencia a la compresión paralela. En la siguiente figura se puede observar el comportamiento lineal y elástico de la curva esfuerzo – deformación, se observa también la naturaleza explosiva y violenta con la que se produce la falla. El valor típico que caracteriza este ensayo es el esfuerzo de rotura que varía entre 500 y 1500 kg/cm². La resistencia a tracción paralela es afectada significativamente por la inclinación del grano.[4]

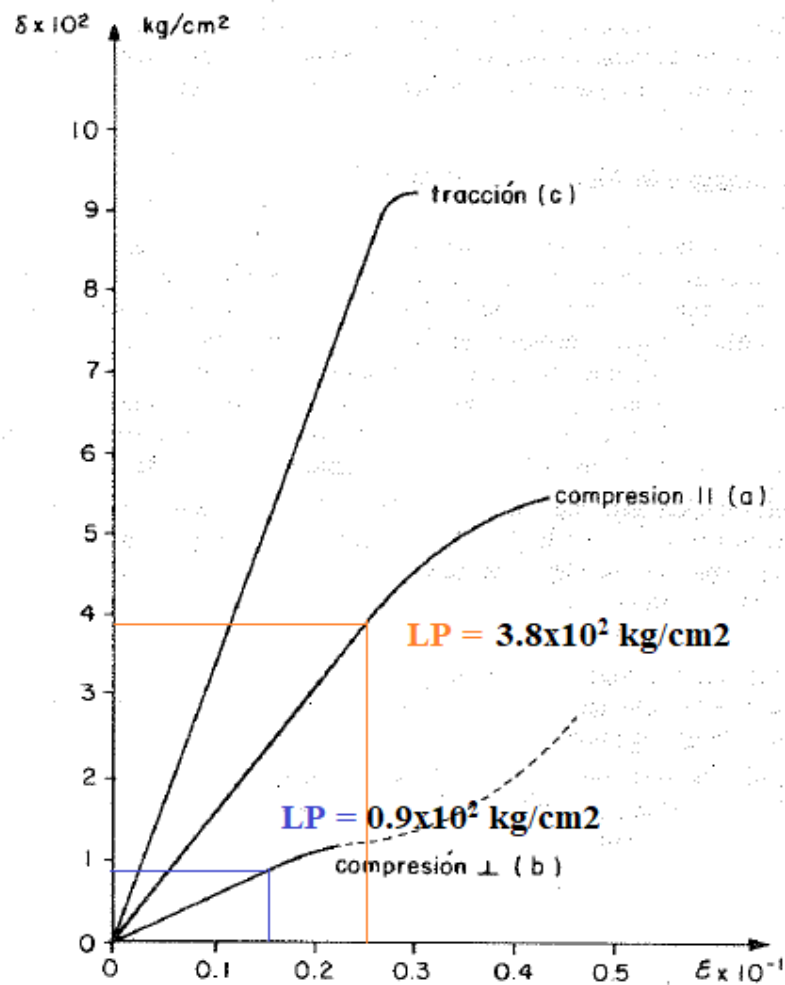


Figura 2. Curvas esfuerzo – deformación para maderas.

Fuente: Manual de diseño para maderas del Grupo Andino, J. del acuerdo de Cartagena y P.- REFORT, 1984.[4]

Resistencia a la Flexión Paralela al Grano

La diferencia entre la resistencia a la tracción y a la compresión paralela resulta en un comportamiento característico de las vigas de madera en flexión. Como la resistencia a la compresión es menor que a la tracción, la madera falla primero en la zona de compresión. Con ello se incrementan las deformaciones en la zona comprimida, el eje neutro se desplaza hacia la zona de tracción, lo que a su vez hace aumentar rápidamente las deformaciones totales; finalmente la pieza se rompe por tracción. En vigas secas, sin embargo, no se presenta primeramente una falla visible de la zona comprimida sino que ocurre directamente la falla por tracción.[4]

En la siguiente figura se presenta una curva típica carga-deformación para maderas tropicales, en ella se puede apreciar que la carga en el límite proporcional es aproximadamente el 60% de la carga máxima.[4]

En ensayos de probetas pequeñas libres de defectos los valores promedios de la resistencia a la flexión varían entre 200 y 1700 kg/cm² dependiendo de la densidad de la especie y del contenido de humedad.[4]

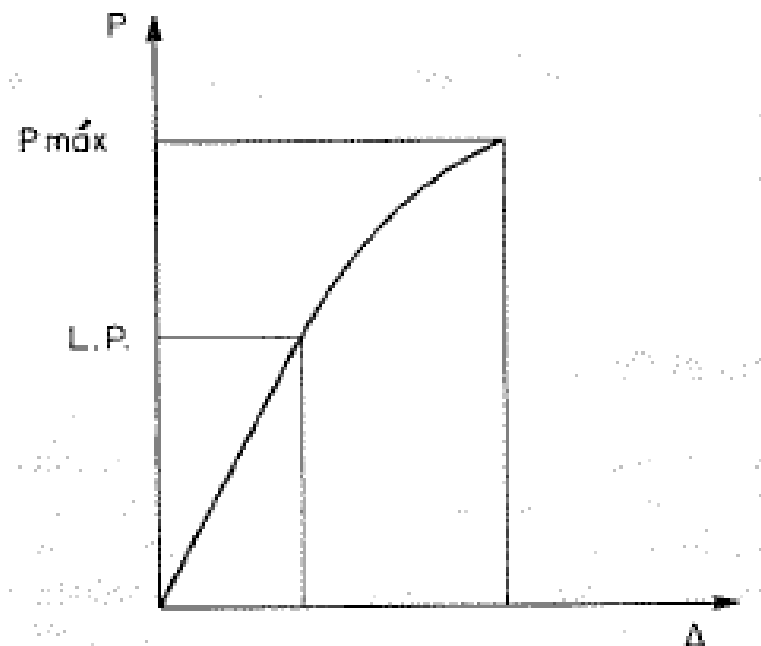


Figura 3. Curva Típica carga deflexión – para flexión

Fuente: Manual de diseño para maderas del Grupo Andino, J. del acuerdo de Cartagena y P.- REFORT, 1984.[4]

Cada una de estas resistencias son las que determinan los esfuerzos admisibles que va a tener la madera.

Esfuerzos Admisibles

Los esfuerzos admisibles se seleccionan a partir de su agrupación estructural, en este caso para la madera de ciprés perteneciente a un grupo estructural C, tiene los siguientes esfuerzos admisibles.

Tabla 4. Esfuerzos admisibles para la madera (MPa)

Esfuerzos Admisibles (Mpa)					
Grupo	Flexión	Tracción Paralela	Compresión Paralela	Compresión Perpendicular	Corte Paralelo
	Fm	Ft	Fc	Fc1	Fv
A	21	14.5	14.5	4	1.5
B	15	10.5	11	2.8	1.2
C	10	7.5	8	1.5	0.8

Fuente: Guía Práctica para el Diseño de Estructuras de Madera, MIDUVI, 2016.[17]

Tabla 5. Propiedades de la Madera del grupo C

Madera Grupo C Kg/cm2	
Emin	55000
E promedio	90000
Fm	100
Ft	75
Fc	80
Fc1	15
Fv	8

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

2.1.1.3. Uniones en la madera

De acuerdo con el manual de Diseño de la Junac existen dos tipos de uniones, según el medio de unión empleado en su ejecución. De este modo en primer lugar están las uniones clavadas y en segundo lugar están las uniones empernadas, En el proyecto se usarán ambas uniones, las uniones clavadas para unir las piezas de madera entre sí y la unión empernada para unir las columnas de madera con sus cimentaciones.[4]

Uniones Clavadas.

Los elementos de fijación de tipo clavija son medios de unión mecánico, es decir, transmiten los esfuerzos mediante herrajes metálicos a través de tensiones de aplastamiento sobre las piezas de madera.[18]

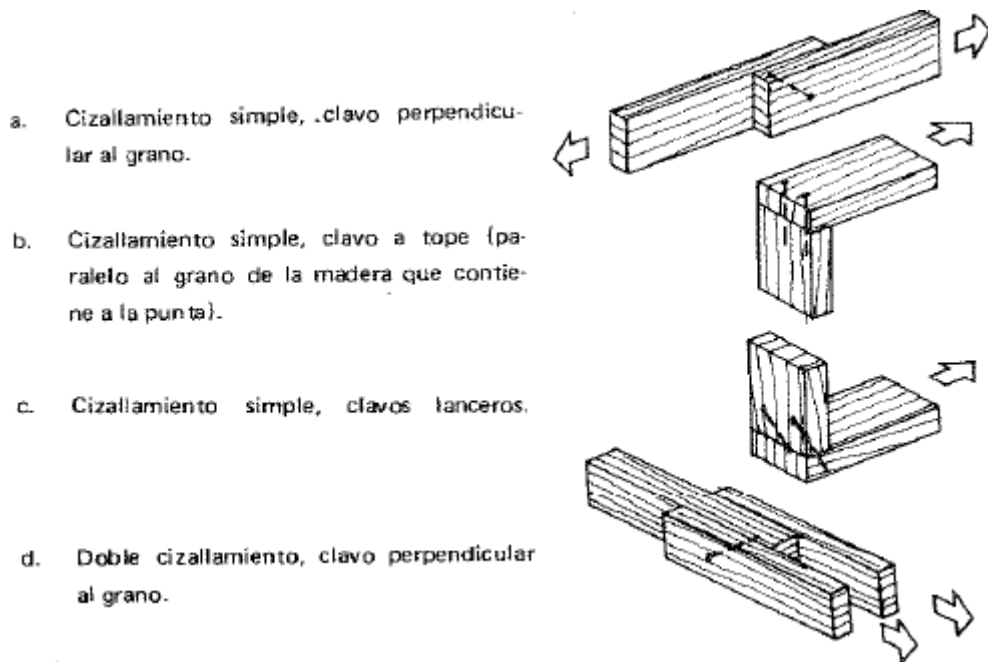


Figura 4. Tipos de Uniones usando Clavos.

Fuente: Manual de diseño para maderas del Grupo Andino, J. del acuerdo de Cartagena y P.- REFORT, 1984.[4]

Uniones Empernadas.

Las uniones empernadas son particularmente eficientes con maderas de los grupos estructurales A y B, pero pueden utilizarse también con maderas del grupo C.

Los pernos y pletinas metálicas deben ser de acero de grado estructural, con esfuerzo de fluencia no menor que 2300 kg/cm³. Deben colocarse arandelas o pletinas metálicas entre la cabeza del perno y la madera y entre la tuerca de la madera; para evitar esfuerzos de aplastamiento excesivos.[4]

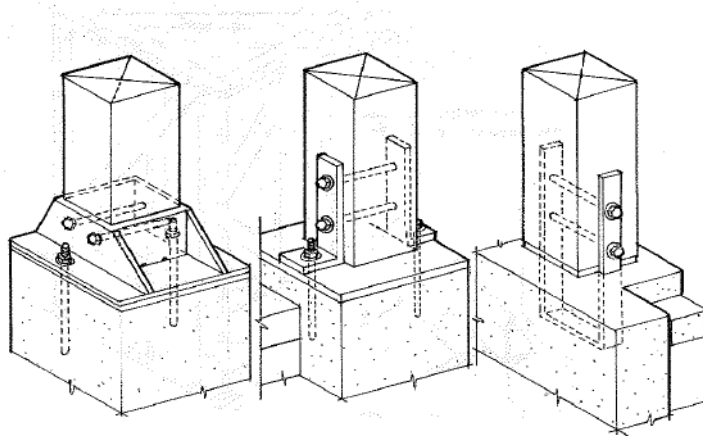


Figura 5. Métodos típicos de anclajes de columnas.

Fuente: Manual de diseño para maderas del Grupo Andino, J. del acuerdo de Cartagena y P.- REFORT, 1984.[4]

2.1.2. Arriostramientos: Cruces de San Andrés.

Cuando un modelo de sólido indeformable no es estable, para convertirlo en una estructura estable se puede recurrir a elementos específicos llamados **Arriostramientos**, que ante cambios de la configuración teórica de la estructura generan fuerzas que tienden a restituirla.[19]

Una estructura está adecuadamente arriestrada cuando cualquier cambio arbitrario de su configuración implica la deformación de elementos que generan fuerzas suficientes como para restituir la configuración original.[19]

La estabilidad que tenga o llegue a tener el edificio depende de que en el caso de cualquier alteración de las cargas o de la geometría se generen fuerzas suficientes para restituir la posición primitiva (en el caso de un edificio perfecto o para limitar el crecimiento de la deformación en el caso de un edificio real). Cuando la rigidez de la unión viga – columna no está garantizada debe recurrirse al **arriostramiento**.[19]

Las Cruces de San Andrés es uno de los arriostramientos más simples que se utiliza para dar mayor estabilidad y resistencia a la estructura puesto que consiste en 2 tirantes que pueden trabajar de manera alternativa a tracción aunque hay otras opciones que precisan barras que pueden trabajar alternativamente a compresión también pueden usarse pantallas de hormigón armado o recuadros macizados de ladrillo (que produce bielas comprimidas alternativas), los arriostramientos impiden el paso o lo dificultan (caso de la K) por lo que suelen colocarse en las fachadas o aprovechando las cajas de escalera.[19]

2.2 MÉTODOS

A continuación se establecerá el método de diseño y los parámetros que deben cumplir los elementos que forman parte del sistema estructural de la casa comunal en madera tales como: correas, armaduras, vigas, columnas, entre otros, dicho método y parámetros se mostraran a continuación.

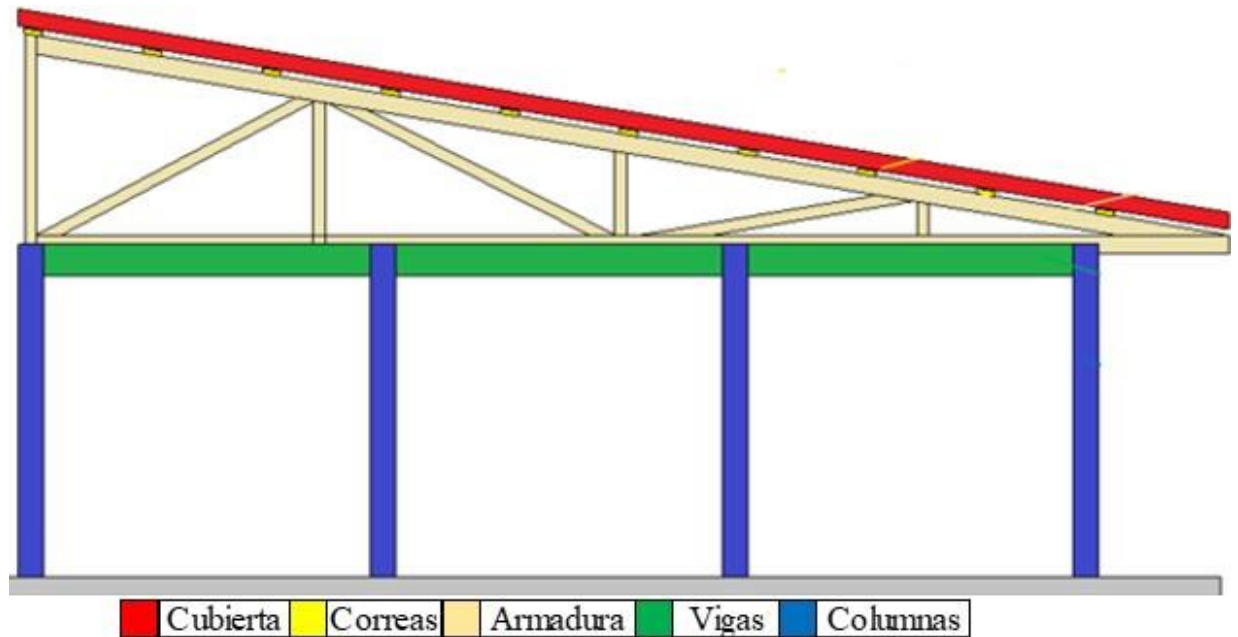


Figura 6. Vista Frontal de los Elementos a diseñarse.

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

2.2.1. Método de diseño

Según el JUNAC para el diseño de los elementos en madera se debe tomar en consideración las cargas de servicio según el Método de Esfuerzos Admisibles. Para la aplicación de este método es necesario tomar en cuenta algunos parámetros como:

Resistencia

Los elementos estructurales deben diseñarse para que los esfuerzos aplicados, producidos por las cargas de servicio, sean iguales o menores que los esfuerzos admisibles del material.[4]

$$\text{Esfuerzos Aplicados} < \text{Esfuerzos Admisibles}$$

Rigidez

Las deformaciones deben evaluarse para las cargas de servicio. Es necesario considerar los incrementos de deformación con el tiempo (deformaciones diferidas) por acción de cargas aplicadas en forma continua.[4]

Las deformaciones de los elementos y sistemas estructurales deben ser menores o iguales que las admisibles.[4]

$$\text{Deformaciones} < \text{Deformaciones Admisibles}$$

Carga Muerta

Peso propio y otras cargas permanentes o cargas muertas, considerando apropiado de la densidad del material, e incluyendo las cargas provenientes del peso de otros componentes de la edificación, estructurales o no.[4]

Carga Viva

Sobrecargas de servicio o cargas vivas, es decir, todas aquellas cargas que no forman parte del peso propio de la edificación pero que la estructura está destinada a resistir.[4]

Cargas de Sismo, Viento, Nieve y temperatura.

Sobrecargas de sismos, vientos, nieve y temperatura. Estas deben considerarse de acuerdo con los reglamentos y códigos vigentes en la zona de ubicación de la construcción.[4]

Cuando las sobrecargas de servicio o cargas vivas sean de aplicación continua o de larga duración con relación a la vida útil de la estructura (sobrecargas en bibliotecas o almacenes por ejemplo); estas deben considerarse como cargas muertas para efectos de la determinación de esfuerzos.[4]

2.2.1.1. Determinación de la carga sísmica y carga de viento.

Carga Sísmica (Espectro de Diseño)

Para determinar el espectro de diseño se utilizó la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), esta normativa nos proporcionó cada uno de los datos necesarios para la obtención del espectro de diseño como: Tipo de suelo, Factor de zona (z), Relación espectral (n), Coeficiente de Amplificación (Fa), Coeficiente de

Desplazamiento (F_d), Coeficiente de Comportamiento No Lineal (F_s), Factor de Ubicación Geográfica del Suelo (r), Factor de Importancia (I), Factor de Reducción (R), Coeficiente de planta y elevación (ϕ_p y ϕ_e), los valores de cada uno de los datos se muestran a continuación:

Tabla 6. Datos para el espectro.

Datos	
I	1.3
ϕ_p	1
ϕ_e	1
R	2.5
SUELO	D
n	2.48
Z	0.4
Fa	1.2
Fd	1.19
Fs	1.28
R	1

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

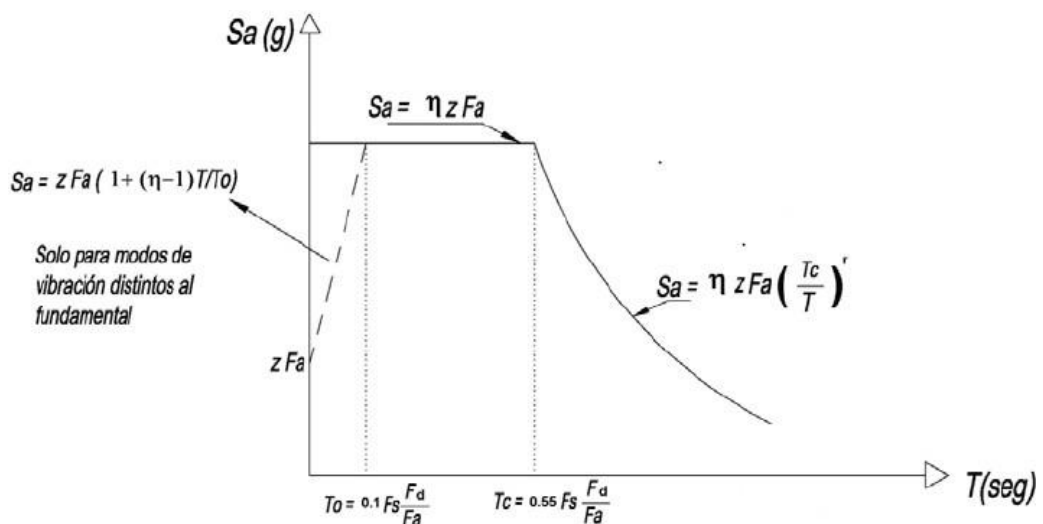


Figura 7. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

Fuente: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente, NEC – SE – DS, MIDUVI, 2014.[20]

Tabla 7. Espectro de Diseño Elástico

ESPECTRO ELÁSTICO	
T	Sa
0	1.190
0.05	1.190
0.10	1.190
0.15	1.190
0.20	1.190
0.25	1.190
0.30	1.190
0.35	1.190
0.40	1.190
0.45	1.190
0.50	1.190
0.55	1.190
0.60	1.190
0.65	1.190
0.698	1.190
Tc = 0.55*Fs (Fd/Fa)	
0.72	1.157
0.75	1.111
0.80	1.042
0.85	0.980
0.90	0.926
0.95	0.877
1.00	0.833
1.05	0.794
1.10	0.758
1.15	0.725
1.20	0.694
1.25	0.667
1.30	0.641
1.35	0.617
1.40	0.595
1.45	0.575
1.50	0.556
1.55	0.538
1.60	0.521
1.65	0.505
1.70	0.490
1.75	0.476
1.80	0.463

1.85	0.450		
1.90	0.439		
1.95	0.427		
2.00	0.417		
2.05	0.406		
2.10	0.397		
2.15	0.388		
2.20	0.379		
2.25	0.370		
2.30	0.362		
2.35	0.355		
2.40	0.347		
2.45	0.340		
2.50	0.333		
2.55	0.327		
2.60	0.320		
2.65	0.314		
2.70	0.309		
2.75	0.303		
2.80	0.298		
2.856	0.292	TI =	2.4 Fd

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

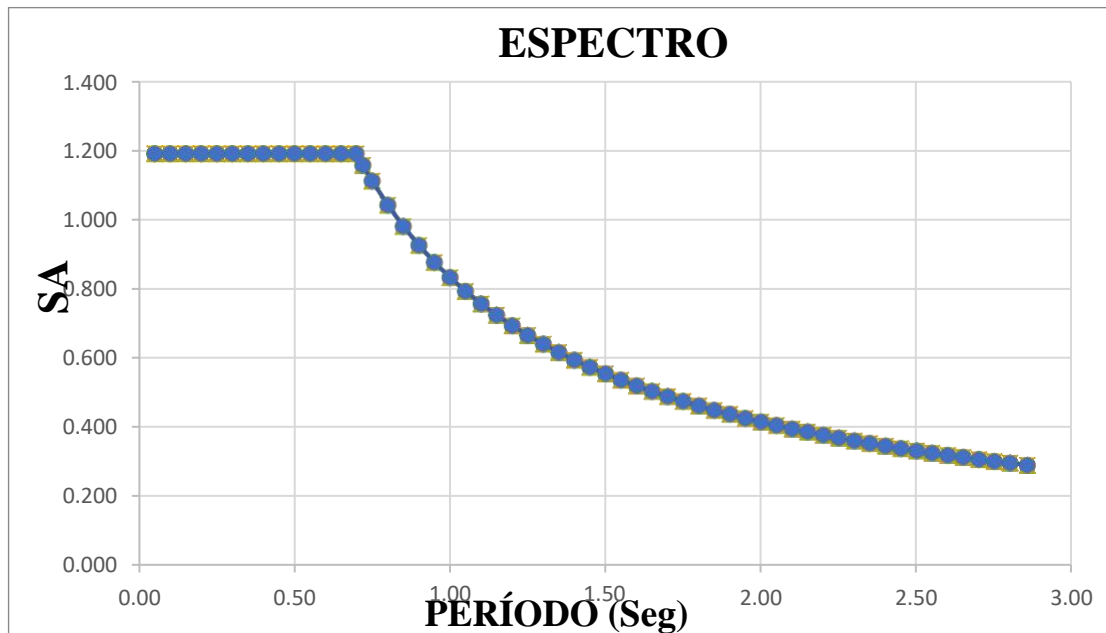


Figura 8. Espectro de Diseño Elástico

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Determinación de la carga de viento

La velocidad de diseño para viento hasta 10 m de altura será la adecuada a la velocidad máxima para la zona de ubicación de la edificación, pero no será menor a 21m/s (75 km/h).[21]

Velocidad Corregida del Viento

$$V_b = V * \emptyset \quad \text{Ec. 1}$$

Donde:

V_b: Velocidad corregida del viento.

V: Velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10 m de altura sobre el terreno.

∅: Coeficiente de corrección. Ver Tabla 8.

Este coeficiente de corrección se reparte en 3 categorías:

- Categoría A (sin obstrucción): edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos topográficos.
- Categoría B (obstrucción baja): edificios en zonas suburbanas con edificación de baja altura promedio hasta 10 m.
- Categoría C (zona edificada): zonas urbanas con edificios de altura.[21]

Tabla 8. Coeficiente de corrección ∅

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción baja Categoría B)	Zona edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.29	1.22	1.15

Fuente: Cargas No Sísmicas, NEC – SE – CG, MIDUVI, 2014.[21]

$$V_b = 21 * 0.91$$

$$V_b = 19.11 \text{ m/s}$$

Al ser la velocidad corregida del viento menor que la velocidad máxima de 21 m/s, para los siguientes cálculos se utilizó la velocidad instantánea máxima del viento de 21 m/s establecida en la NEC – SE – CG.

Presión del Viento

$$P = 1/2 * p * Vb^2 * Ce * Cf \quad \text{Ec. 2}$$

Donde:

P: Presión de cálculo expresada en (N/m²).

p: Densidad del aire expresada en Kg/m³ (En general, se puede adoptar 1.25 Kg/m³).

Ce: Coeficiente Entorno/Altura. Ver Tabla 9.

Cf: Coeficiente de forma. Ver Tabla 10.

Tabla 9. Coeficiente de exposición a la presión de velocidad Ce.

Table 26.10-1 Velocity Pressure Exposure Coefficients, K_n and K_z				
Height above Ground Level, z		Exposure		
n	m	B	C	D
0-15	0-4.6	0.57 (0.70) ²	0.85	1.03
20	6.1	0.62(0.70) ²	0.90	1.08
25	7.6	0.66(0.70) ²	0.94	1.12
30	9.1	0.70	0.98	1.16
40	12.2	0.76	1.04	1.22
50	15.2	0.81	1.09	1.27
60	18.0	0.85	1.13	1.31
70	21.3	0.89	1.17	1.34
80	24.4	0.93	1.21	1.38
90	27.4	0.96	1.24	1.40
100	30.5	0.99	1.26	1.43
120	36.6	1.04	1.31	1.48
140	42.7	1.09	1.36	1.52
160	48.8	1.13	1.39	1.55
180	54.9	1.17	1.43	1.58
200	61.0	1.20	1.46	1.61
250	76.2	1.28	1.53	1.68
300	91.4	1.35	1.59	1.73
350	106.7	1.41	1.64	1.78
400	121.9	1.47	1.69	1.82
450	137.2	1.52	1.73	1.86
500	152.4	1.56	1.77	1.89

Fuente: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE 7 - 16, American Society of Civil Engineers, 2016.[22]

Tabla 10. Coeficiente de forma Cf.

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficie verticales de edificios	±0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	±1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	±0.7	
Taques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular	±2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45 °	±0.8	- 0.5
Superficie inclinada a 15° o menos	± 0.3 a 0	- 0.6
Superficie inclinada entre 15° y 60°	±0.3 a ±0.7	- 0.6
Superficie inclinada entre 60° y la vertical	±0.8	-0.6

Fuente: Cargas No Sísmicas, NEC – SE – CG, MIDUVI, 2014.[21]

$$P = 1/2 * 1.25 * 21^2 * 0.9 * 0.8$$

$$P = 198.45 \text{ N/m}^2$$

$$P = 20.25 \text{ Kg/m}^2$$

Tabla 11. Presión del viento para la estructura de la casa comunal.

Columnas centrales		Área (m2)	Presión (kg)	Carga de viento (kg/m)
2.98	Longitud colaborante	7.45	150.86	41.91
2.62	Longitud colaborante	6.55	132.64	36.84
Columnas de borde		Área (m2)	Presión (kg)	Carga de viento (kg/m)
1.49	Longitud colaborante	3.725	75.43	20.95
1.31	Longitud colaborante	3.275	66.32	18.42
Altura	2.5		m	

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

2.2.1.2. Selección del Tipo de Armadura y Cobertura

La selección del tipo de Armadura a utilizarse depende de la longitud de la estructura, para la elección del tipo de armadura se debe considerar la menor longitud, ya que si establecemos la mayor longitud existirá un incremento de secciones de los elementos, peso y costo, mientras que con una longitud menor se reduce secciones de los elementos, peso y costo. La estructura tiene una dimensión de 9 x 18 m. Si la implantación de la casa comunal se realiza esta quedará adosada a un lado, debido a ello se escogió la armadura tipo Dientes de Sierra que es a una sola agua y estructuralmente es muy eficiente, como se muestra en la Figura 9 y 10.

Además de ello se considera la colocación de la cubierta Kubiteja Tradicional misma que por sus características es ideal para zonas lluviosas y son muy usadas en viviendas y ambientes públicos, porque impide la proliferación de hongos, helechos, musgos entre otros y el peso no se altera porque no absorbe humedad.[23]

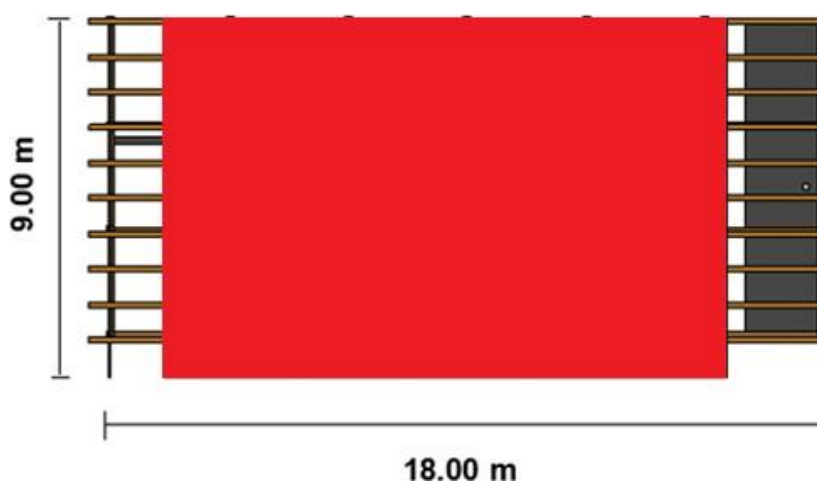


Figura 9. Vista en planta de la estructura.

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

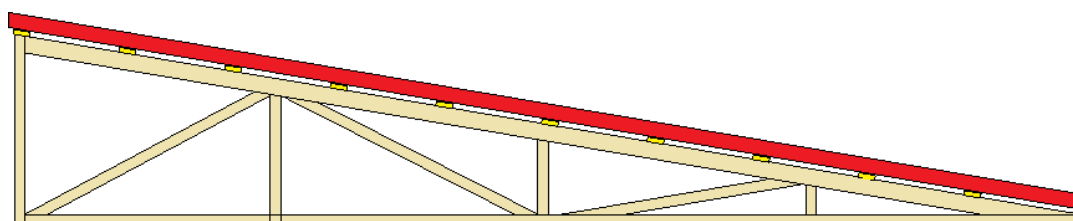


Figura 10. Armadura Dientes de Sierra

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Determinación de la pendiente de la armadura

Para la consideración de la pendiente que va a tener la armadura se tomó como base la pendiente de la cobertura seleccionada (Kubiteja tradicional), la cual debe tener una pendiente min del 12 % para su colocación, ver figura 11. Debido a ello se optó por una pendiente del 17 %, ver Figura 12, ya que al estar en el sector de Latacunga estamos bajo la amenaza del volcán Cotopaxi y las cenizas que este pueda emanar al sufrir una erupción, necesitan una mayor demanda de pendiente, para que en caso de que exista una erupción los materiales pétreos que caigan sobre el techo tengan la capacidad para deslizarse y no aportar mayor carga de la estimada.



Figura 11. Pendientes mínimas para la Kubiteja tradicional

Fuente: Kubiteja Tradicional, KUBIEC, 2016.[23]



Figura 12. Pendiente elegida

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

2.2.1.3. Diseño de correas

Determinación de la sección para las correas

Peso propio de la correa adoptada:

$$P_{pc} = b \cdot h \cdot L \cdot d / 1000 \quad \text{Ec. 3}$$

Donde:

P_{pc} : Peso propio de la correa adoptada.

b: Base de la sección.

h: Altura de la sección.

L: Longitud libre de la sección.

d: Densidad de la madera de ciprés.

Dimensiones asumidas:

$$b = 14.00 \text{ cm} \quad h = 4.00 \text{ cm}$$

$$L = 300.00 \text{ cm}$$

$$P_{pc} = b \cdot h \cdot L \cdot d / 1000 = 8.90 \text{ kg}$$

$$P_{pc} = 2.97 \text{ kg/m}$$

Condiciones de la correa

Longitud libre de la vigueta simplemente apoyada $L = 3.00 \text{ m}$

Espaciamiento entre correas $Sc = 0.90 \text{ m}$

Carga muerta y carga viva

Carga muerta

Peso por cobertura de la Kubiteja Tradicional $W_k = 4.15 \text{ kg/m}^2$

Espaciamiento entre correas $Sc = 0.90 \text{ m}$

Peso Kubiteja Tradicional

$$W_{kt} = W_k \cdot Sc \quad \text{Ec. 4}$$

Donde:

Wkt: Peso Kubiteja Tradicional.

Wk: Peso por cobertura de la Kubiteja Tradicional.

Sc: Espaciamiento entre correas.

$$W_{kt} = W_k * S_c = 3.74 \text{ kg/m}$$

Carga Muerta Total

$$W_m = W_{kt} + P_{pc} \quad \text{Ec. 5}$$

Donde:

Wkt: Peso Kubiteja Tradicional.

Wm: Carga Muerta Total.

Ppc: Peso propio de la correa.

$$W_m = W_{kt} + P_{pc} = 3.74 + 2.97 = 6.71 \text{ kg/ m}$$

Carga viva

Cubiertas planas, inclinadas y curvas 0.70 KN/m² NEC-SE-CG-Cargas Sísmicas

$$W_v = 71.38 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = W_v * S_c = 64.24 \text{ kg/ m}$$

Peso total en la vigueta

$$W = W_m + W_v \quad \text{Ec. 6}$$

Donde:

W: Peso total en la vigueta.

Wm: Carga Muerta Total.

Wv: Carga Viva (Sobrecarga).

$$W = W_m + W_v = 6.71 + 64.24 = 70.95 \text{ kg/ m}$$

Carga de Servicio = Peso total en la vigueta: $W_s = 70.95 \text{ kg / m}$

Combinaciones de Carga solo para deflexiones

Deflexiones máximas admisibles

Estas deflexiones están dadas de acuerdo con el tipo de cobertura que va a tener la parte inferior de la armadura.

Tabla 12. Limitación de Deflexiones

Carga actuante	(a) Con cielo raso de yeso	(b) Sin cielo raso de yeso
Carga permanente + sobrecarga (Wt)	L/300	L/250
Sobrecarga (Wv)	L/350	L/350

Fuente: Guía Práctica para el Diseño de Estructuras de Madera, MIDUVI, 2016.[17]

Para el chequeo de deflexiones se realiza una combinación de carga la cual es: 1.8 CM + 1 CV.[17]

1.8 CM + 1 CV:

$$1.8 (Ppc + Wkt) + 1 Wv$$

$$\text{Combinación} = 76.31 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Momento máximo} = WL^2 / 8 = 85.85 \text{ Kg. m}$$

$$\text{Cortante máximo} = WL / 2 = 114.47 \text{ kg}$$

Chequeos

Chequeo a deflexión

Momento de Inercia

Limitación Deflexiones: Viga simplemente apoyada.

$$\Delta_c < \Delta_{\text{máx}}$$

$$\frac{5 \cdot WL^4}{384 \cdot EI} < \frac{L}{K} \quad \text{Ec. 7}$$

Donde:

Δ_c : Deflexión calculada.

$\Delta_{\text{máx}}$: Deflexión máxima en función a la Tabla 6.

W: Carga actuante.

L: Luz entre caras de apoyos o la distancia de la cara del apoyo al extremo.

E: Módulo de elasticidad mínimo o promedio

K: Factor de limitación de deflexiones.

I: Inercia de la sección del elemento

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$Z = \frac{bh^2}{6}$$

$$c = \frac{h}{2}$$

DESPEJO I

$$I > \frac{5 \cdot WL^3 K}{384 \cdot E}$$

I Con la Combinación de carga (Carga permanente + sobrecarga) sin cielo raso L/250 solo para deflexiones

$$I > \frac{5 \cdot 76.31 \cdot 300^3 \cdot 250}{384 \cdot 90000 \cdot 100}$$

$$I > 745.22 \text{ cm}^4$$

I Con la sobrecarga L / 350

$$I > \frac{5 \cdot 64.24 \cdot 300^3 \cdot 350}{384 \cdot 100 \cdot 90000}$$

$$I > 878.28 \text{ cm}^4$$

Escogemos el I mayor en este caso I debe ser mayor a 878.28 cm⁴

Chequeo a flexión

$$\frac{|M|}{Z} < F_m \quad \text{Ec. 8}$$

Donde:

M: Momento aplicado.

Z: Módulo de la sección transversal.

Fm: Esfuerzo admisible a flexión

Módulo de sección Z necesario por resistencia

Despejo Z

$$Z > \frac{|M|}{F_m}$$

$$Z > \frac{8585}{110}$$

$$Z > 78.05 \text{ cm}^3$$

Sección que cumpla con I y Z requeridas

$$b = 14 \text{ cm}$$

$$h = 4 \text{ cm}$$

$$I = 914.67 \text{ cm}^4$$

$$Z = 130.67 \text{ cm}^3$$

Comprobación del Chequeo a deflexión

Carga permanente + sobrecarga L / 250 sin cielo raso

$$\frac{5 * 76.31 * 300^4}{90000 * 384 * 100 * 914.67} < \frac{300}{250}$$

$$0.98 < 1.20 \text{ OK CUMPLE}$$

Sobrecarga L / 350

$$0.82 < 0.86 \text{ OK CUMPLE}$$

Comprobación del Chequeo a flexión

$$\frac{8585}{130.67} < 110$$

$$65.70 \text{ kg/cm}^2 < 110 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK CUMPLE}$$

Verificación del esfuerzo a corte a una distancia h del apoyo

Los esfuerzos cortantes T, deben ser menores que el esfuerzo máximo admisible para el corte paralelo a las fibras Fv

$$\frac{3|V|}{2bh} < Fv \quad \text{Ec. 9}$$

Donde:

V: Cortante aplicado.

b: Base de la sección transversal.

h: Altura de la sección transversal.

Fv: Esfuerzo admisible a corte.

$$\frac{3 * 114.47}{2 * 4 * 14} < 8.80$$

$$3.07 \text{ kg/cm}^2 < 8.80 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK CUMPLE}$$

2.2.1.4. Diseño de los elementos de la armadura

Para el diseño de los elementos que componen la armadura dientes de sierra se debe considerar la fuerza a la que están sujetos estos, como; compresión, tracción, flexo-compresión o flexo-tracción.

Determinación de las secciones para los elementos de la Armadura

Las dimensiones asumidas de la armadura tipo Dientes de sierra son las siguientes:

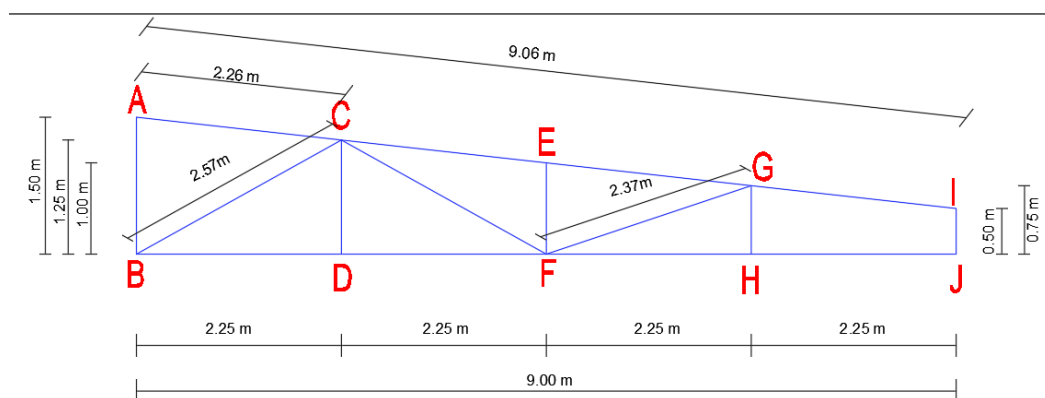


Figura 13. Dimensiones de la Armadura Dientes de Sierra

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Longitud de los elementos asumidos para la armadura

En estudio la armadura del eje B entre los ejes 1 y 4, ver Figura 14:

$$AB = 1.50 \text{ m}$$

$$CD = 1.13 \text{ m}$$

$$EF = 0.75 \text{ m}$$

$$GH = 0.38 \text{ m}$$

$$AC = 2.28 \text{ m}$$

$$CE = 2.28 \text{ m} \quad EG = 2.28 \text{ m}$$

$$GI = 2.28 \text{ m} \quad BD = 2.25 \text{ m}$$

$$DF = 2.25 \text{ m} \quad FH = 2.25 \text{ m}$$

$$HI = 2.25 \text{ m} \quad BC = 2.52 \text{ m}$$

$$CF = 2.52 \text{ m} \quad FG = 2.28 \text{ m}$$

$$\text{CORDON SUPERIOR} = 9.12 \text{ m}$$

$$\text{CORDON INFERIOR} = 9.00 \text{ m}$$

Determinación del Ángulo

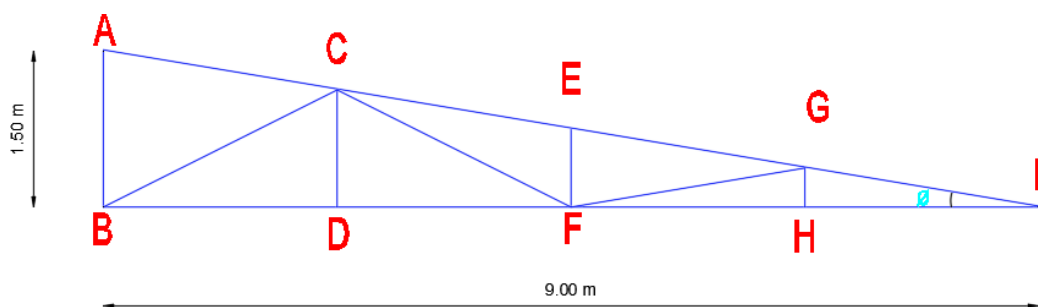


Figura 14. Vista Frontal de la Armadura Dientes de Sierra

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Pendiente $m = \text{Distancia vertical} / \text{Distancia Horizontal}$

$$m = 1.5 / 9$$

$$m = 0.1667$$

$$m = 1/6$$

Ángulo de Inclinación \emptyset

$$\emptyset = \text{Tan}^{-1} (m)$$

$$\emptyset = \text{Tan}^{-1} (1/6)$$

$$\emptyset = 9.46^\circ$$

Carga muerta y carga viva de los elementos de la armadura

Carga muerta

Peso de la Armadura: Ancho cooperante sobre armadura eje B entre ejes 1 y 4.

Distancia entre el Eje B y C = 3.00 m

Tabla 13. Peso de la Armadura de Dientes de Sierra

ELEMENTO	#	LONGITUD (cm)	BASE (cm)	ALTURA (cm)	PESO (Kg)
AB	1	150.00	4.00	9.00	2.86
CD	1	113.00	4.00	9.00	2.16
EF	1	75.00	4.00	9.00	1.43
GH	1	38.00	4.00	9.00	0.73
AC	1	228.00	4.00	14.00	6.77
CE	1	228.00	4.00	14.00	6.77
EG	1	228.00	4.00	14.00	6.77
GI	1	228.00	4.00	14.00	6.77
BD	1	225.00	4.00	14.00	6.68
DF	1	225.00	4.00	14.00	6.68
FH	1	225.00	4.00	14.00	6.68
HJ	1	225.00	4.00	14.00	6.68
BC	1	252.00	4.00	9.00	4.81
CF	1	252.00	4.00	9.00	4.81
FG	1	228.00	4.00	9.00	4.35
TOTAL (Kg)					74.92

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Área Cooperante sobre la Armadura:

$$\text{Longitud } L = 9.00 \text{ m}$$

$$\text{Ancho } A_c = 3.00 \text{ m}$$

$$\text{Área } A = 9.00 * 3.00 = 27.00 \text{ m}^2$$

Peso Propio de la Armadura:

$$\text{Ppa} / \text{m}^2 = 74.92 \text{ kg} / 27.00 \text{ m}^2$$

$$Ppa / m^2 = 2.78 \text{ kg/m}^2$$

$$Ppa / m = 2.78 \text{ kg/m}^2 * 3.00$$

$$Ppa / m = 8.34 \text{ kg / m ARMADURA}$$

Carga viva

Cubiertas planas, inclinadas y curvas 0.70 KN/m² NEC-SE-CG-Cargas Sísmicas

$$Wv = 71.38 \text{ kg/m}^2$$

Tabla 14. Peso de las Correas

ELEMENTO	#	LONGITUD (cm)	LONGITUD TOTAL (cm)	BASE (cm)	ALTURA (cm)	PESO (Kg)
CORREAS	10.00	300.00	3000.00	14.00	4.00	89.04
TOTAL (Kg)						89.04

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

$$Ppc/m^2 = 3.30 \text{ kg/m}^2$$

$$Ppc/m = 9.90 \text{ kg/m CORREAS}$$

Peso que actúa en la armadura

Carga Muerta

$$\text{Peso propio armadura (Ppa)} = 2.78 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso por cobertura de la Kubiteja Tradicional } Wk = 4.15 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso propio correas (Ppc)} = 3.30 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total de carga Muerta por m}^2 \text{ de cobertura} = 7.45 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Pendiente } 1.5/9 = 0.1667$$

$$\text{Ángulo de inclinación} = 9.46^\circ$$

$$\text{Carga proyectada al plano horizontal } 7.45 / \cos 9.46^\circ = 7.55 \text{ kg/m}^2$$

Carga Viva

Cubiertas planas, inclinadas y curvas 0.70 KN/m² NEC-SE-CG-Cargas Sísmicas

$$Wv = 71.38 \text{ kg/m}^2$$

Cargas uniformemente repartidas

Carga repartida sobre cuerdas superiores

$$W_p (71.38 + 2.78 + 7.55) = 81.71 * 0.90 = 73.54 \text{ kg/m}$$

En las cuerdas inferiores no hay presencia de cielo raso o algún otro elemento que aporte cargas a las mismas.

Longitudes y cargas determinadas mediante los coeficientes de longitud y cargas del JUNAC

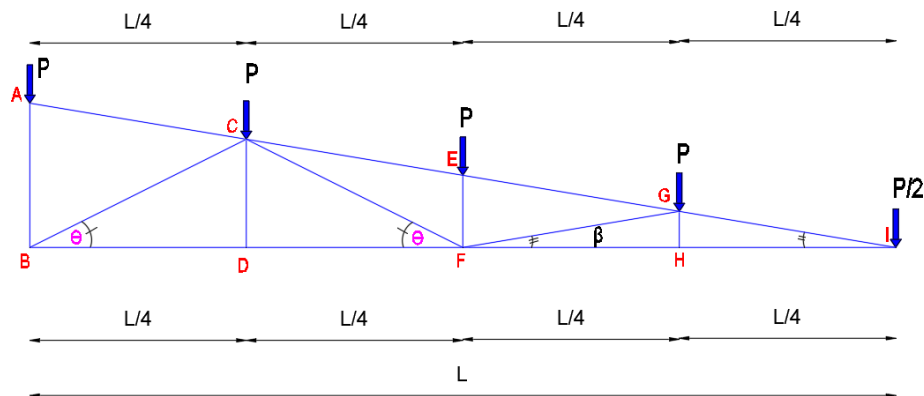


Figura 15. Esquema de la Armadura

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Coefficientes de Longitud y Carga

TIPO DE ARMADURA	COEF. DE	ELEM- ENTO	FORMULA GENERAL	PENDIENTE			
				1/2	5/12	1/3	1/4
	C_L	AB	$0.50 \sec \alpha$	0.559	0.542	0.527	0.521
		C	$0.50 \operatorname{tg} \alpha$	0.250	0.208	0.167	0.125
		D	$0.50 \sec \alpha$	0.559	0.542	0.527	0.521
		E	$1.00 \operatorname{tg} \alpha$	0.500	0.416	0.334	0.250
		FG	0.50	0.500	0.500	0.500	0.500
	C_P	AD	$0.50 \operatorname{cosec} \alpha$	+ 1.12	+ 1.30	+ 1.58	+ 2.06
		BC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		E	0.50	+ 0.50	+ 0.50	+ 0.50	+ 0.50
		FG	$- 0.50 \operatorname{ctg} \alpha$	- 1.00	- 1.20	- 1.50	- 2.00
	C_Q δ	BE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		C	- 1.00	- 1.00	- 1.00	- 1.00	- 1.00
	C_1	AD	$0.50 \operatorname{cosec} \alpha$	+ 1.12	+ 1.30	+ 1.58	+ 2.06
FG		$- 0.50 \operatorname{ctg} \alpha$	- 1.00	- 1.20	- 1.50	- 2.00	

Figura 16. Coeficientes de Longitud y Carga

Fuente: Manual de diseño para maderas del Grupo Andino, J. del acuerdo de Cartagena y P.- REFORT, 1984.[4]

Longitudes de los Elementos de la Armadura

Para la obtención de las longitudes de los elementos de la armadura se utilizó los coeficientes CL mencionados en la Figura 17, estos coeficientes dependen de la ubicación de los elementos de la armadura, es decir si están en las cuerdas superiores, inferiores o en las diagonales.

Tabla 15. Longitud Elementos según CL

Elemento	CL	Longitud (m)
AB	0.167	1.50
CD	0.125	1.125
EF	0.083	0.75
GH	0.042	0.37
AC	0.253	2.28
CE	0.253	2.28
EG	0.253	2.28
GI	0.253	2.28
BD	0.250	2.25
DF	0.250	2.25
FH	0.250	2.25
HI	0.250	2.25
BC	0.280	2.52
CF	0.280	2.52
FG	0.253	2.28

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Concentración de cargas equivalentes

$$W_p = 73.54 \text{ kg/m}$$

$$L = 9 \text{ m}$$

$$P = W_p * (L/4)$$

$$P = 73.54 * (9/4)$$

$$P = 165.47 \text{ Kg}$$

Análisis Estructural de la armadura

Para conocer las fuerzas internas y la deformación de la armadura, se utilizó el software de análisis estructural y modelamiento de edificios, para ello se dibujó la armadura de dientes de sierra con sus respectivas dimensiones que fueron detalladas en la Tabla 10, cargas actuantes de esta de acuerdo a la Figura 16, la armadura tendrá un apoyo fijo y un apoyo móvil esto a fin que se liberen los esfuerzos de la misma. Para que una armadura trabaje como tal y no como un pórtico se debe aplicar la propiedad de segmentación ver Figura 23.

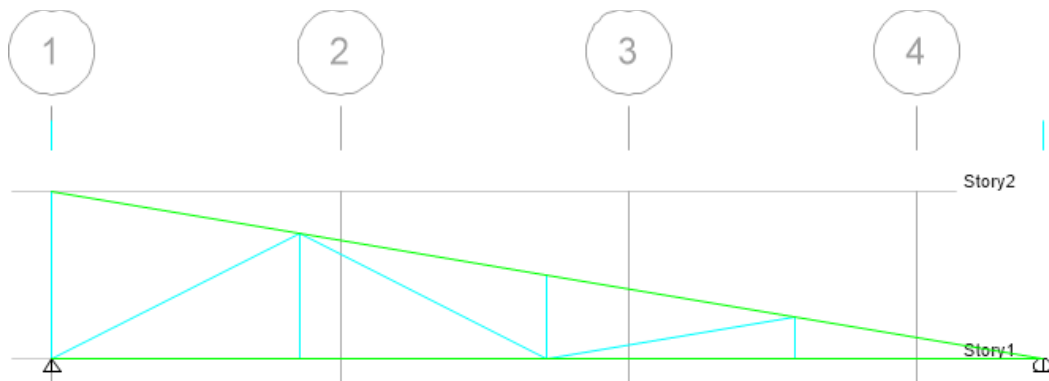


Figura 17. Dibujo de Armadura

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

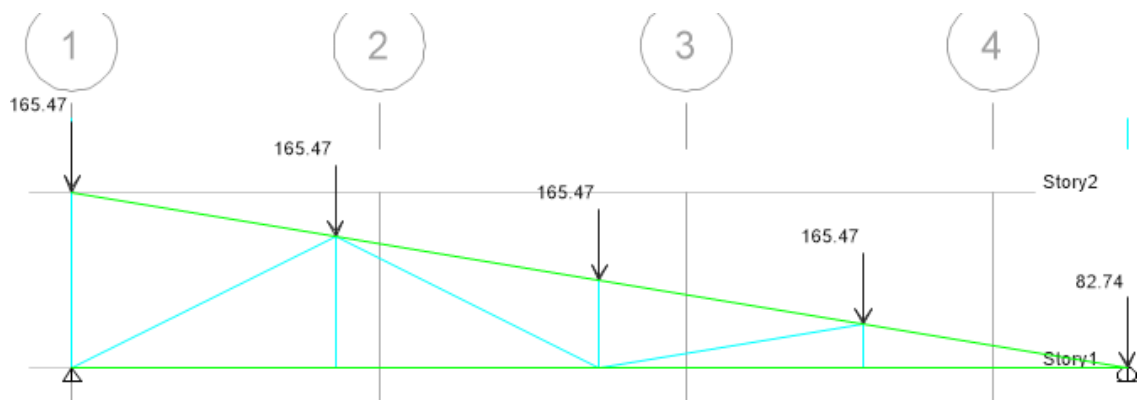


Figura 18. Distribución de las cargas.

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

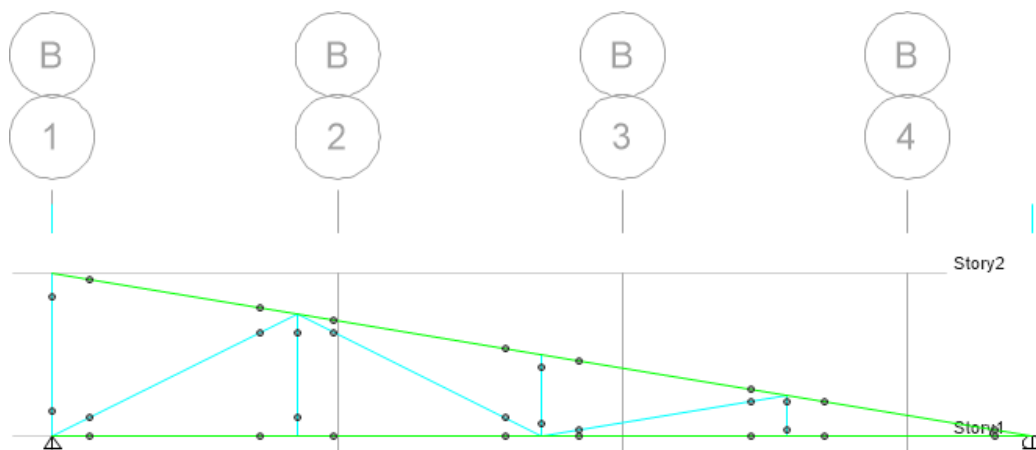


Figura 19. Segmentación de la estructura.

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

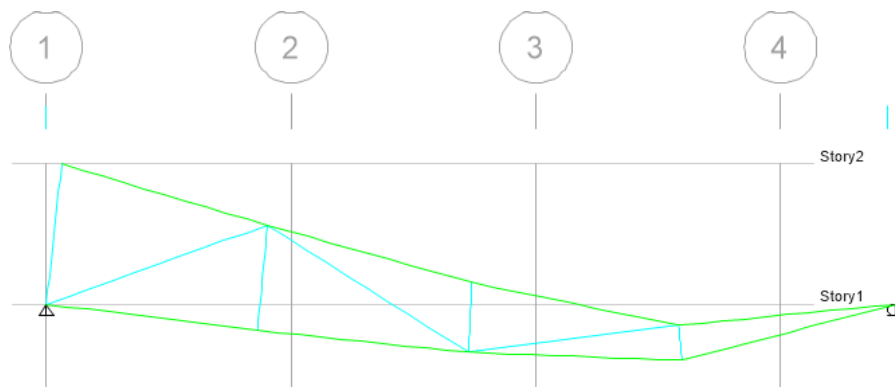


Figura 20. Deformación de la armadura

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Fuerzas Axiales en las barras obtenidas mediante el software de analisis estructural y modelamiento de edificios.

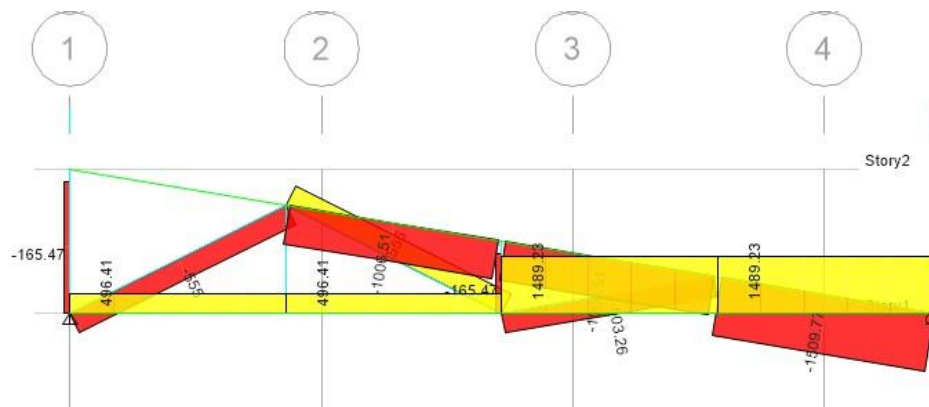


Figura 21. Fuerzas axiales en las barras

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Una vez determinadas las fuerzas que actúan en cada una de las barras de la armadura se procedió al análisis de estas para saber si estas están en compresión o tracción mediante el signo de las fuerzas: (-) Compresión, (+) Tracción.

Tabla 16. Fuerzas axiales en las barras

ELEMENTO	N = NP + NQ (Kg)	FUERZA
AB	-165.47	Compresión
CD	0	“”””
EF	-165.47	Compresión
GH	0	“”””
AC	0	“”””
CE	-1006.51	Compresión
EG	-1006.51	Compresión
GI	-1509.77	Compresión
BD	496.41	Tracción
DF	496.41	Tracción
FH	1489.23	Tracción
HI	1489.23	Tracción
BC	-555.00	Compresión
CF	555.00	Tracción
FG	-503.26	Compresión

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

En algunos elementos o barras de la armadura el valor de las fuerzas internas es nulo, por lo que se pueden eliminar estos elementos pero por diseño de la armadura se ha considerado todos los elementos y barras para la armadura Dientes de Sierra.

Diseño de los elementos de la armadura

Para el diseño de los elementos de la armadura de la cuerda superior y de la cuerda inferior se asumió una sección de 4 x 14 cm, para los elementos de las diagonales se asumió una sección de 4 x 9 cm. Por lo que solo se tomará un solo elemento para realizar el diseño de los que tengan las mismas longitudes y cargas.

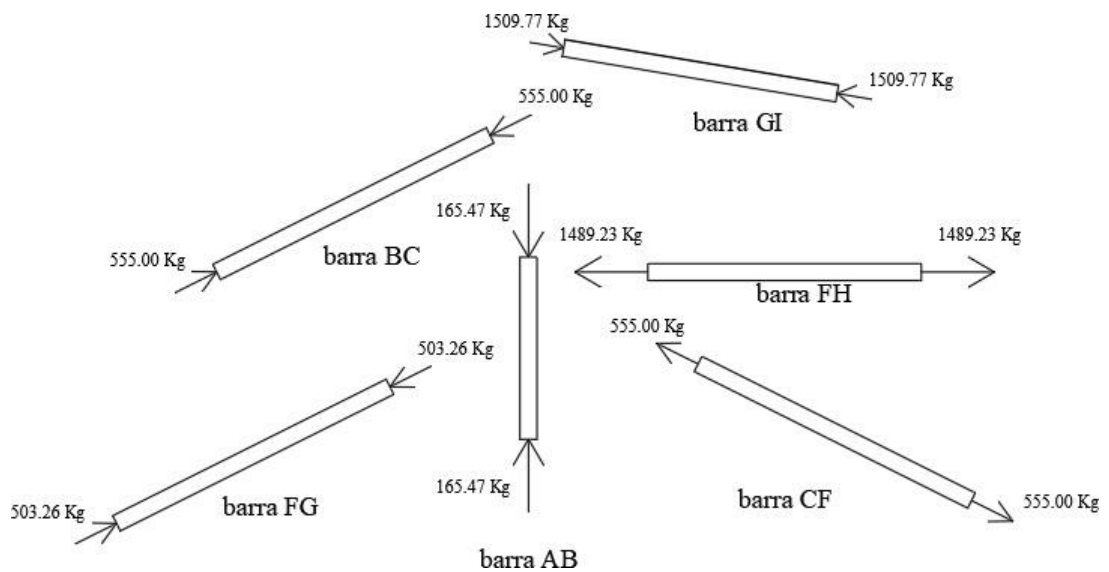


Figura 22. Fuerzas actuantes en los elementos de la armadura.

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

▪ **Barra GI – sometida a flexo-compresión**

Cuerda Superior

$W_p = 73.54 \text{ kg/m}$

$N = 1509.77 \text{ Kg}$ Fuerza Axial

Determinación de la Longitud Efectiva

Tabla 17. Longitud efectiva para los elementos de una armadura.

Longitud Efectiva		
Elemento	d	Lef
Cuerda (en el plano de la armadura)	h	0.4 (11 + 12) o 0.4 (12 + 13)
Sector de cuerda entre correas (fuera del plano de la armadura)	b	lc
Montante o diagonal	b	0.8 ld

Fuente: Manual de diseño para maderas del Grupo Andino, J. del acuerdo de Cartagena y P.- REFORT, 1984.[4]

$$Lef = 0.4 * (11 + 12)$$

$$Lef = 0.4 * (2.28 + 2.28)$$

$$Lef = 1.824 \text{ m}$$

Determinación longitud para momento

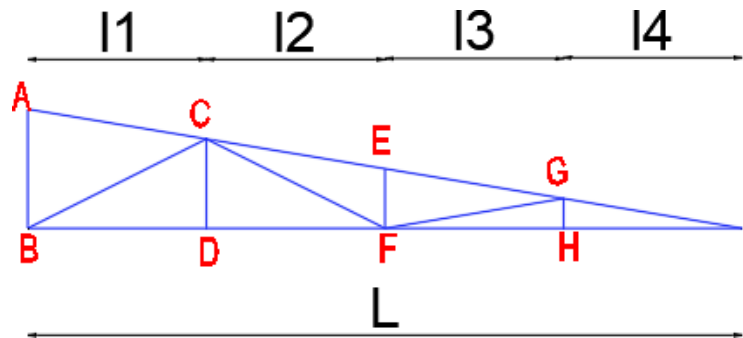


Figura 23. Luces para el cálculo de la Longitud del Momento

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Longitud para momento en cuerda de 4 tramos

$$L = (I1 + I2)/2$$

$$L = 2.25 \text{ m}$$

$$M = wL^2 / 12$$

$$M = 73.54 \text{ kg/m} * 2.25^2 / 12$$

$$M = 31.03 \text{ kg.m}$$

Se ha prediseñado la armadura con una sección de 4 x 14 cm.

$$\text{Base } b = 4 \text{ cm}$$

$$\text{Altura } h = 14 \text{ cm}$$

$$\text{Área} = 56 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 914.6 \text{ cm}^4 \quad I_y = 74.7 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 130.7 \text{ cm}^3 \quad Z_y = 37.3 \text{ cm}^3$$

Chequeo a flexo-compresión:

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{km * |M|}{Z * F_m} < 1 \quad \text{Ec. 10}$$

Donde:

M: Momento aplicado.

Z: Módulo de la sección.

F_m: Esfuerzo admisible a flexión.

N_{adm}: Carga máxima admisible.

N: Carga axial aplicada.

km: Factor de magnificación de momentos debido a la presencia de la carga axial.

N_{adm} = Carga admisible en función de la esbeltez

$$\lambda = L_{ef} / b > C_k$$

$$\lambda = 182.4 / 9$$

$$\lambda = 20.26$$

$$C_k = 0.7025 (E / f_c)^{0.5}$$

$$C_k = 18.42$$

$C_k < \lambda < 50$ Columnas largas. Ver Tabla 7.

$\lambda > C_k$ SE OBTIENE COLUMNA LARGA

$$N_{adm} = 0.329 \frac{E_{min} * A}{(\lambda)^2} \quad \text{Ec. 11}$$

Donde:

E_{min} : Módulo de elasticidad mínimo del grupo de la madera.

λ : Relación de esbeltez.

A: Área de la sección transversal.

N_{adm} : Carga máxima admisible.

N: Carga axial aplicada.

$$N_{adm} = 0.329 \frac{55000 * 56}{(20.26)^2}$$

$$N_{adm} = 2468.70 \text{ Kg (A)}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E_{min} * I}{(l_{ef})^2} \quad \text{Ec. 12}$$

Donde:

N_{cr} : Carga crítica de Euler.

E_{min} : Módulo de elasticidad mínimo.

I: Inercia de la sección transversal.

L_{ef} : Longitud efectiva.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * 55000 * 914.6}{(182.4)^2} = 14922.58 \text{ Kg}$$

$$K_m = \frac{1}{1 - 1.5 \frac{N}{N_{cr}}} \quad \text{Ec. 13}$$

Donde:

Km: Factor de magnificación de momentos debido a la presencia de la carga axial

Ncr: Carga crítica de Euler.

N: Carga axial aplicada.

$$K_m = \frac{1}{1 - 1.5 \frac{1509.77}{14922.58}} = 1.18$$

$$K_m = 1.18 \text{ (B)}$$

Reemplazo A y B en Ec. 9.8.

$$\frac{1509.77}{2468.70} + \frac{1.18 * |3103|}{130.7 * 100} < 1$$

$$0.89 < 1 \text{ OK CUMPLE}$$

Se utilizara elementos en la cuerda superior de 4 x 14 cm

▪ **Barra BD – sometida a flexo-tracción**

Cuerda Inferior

N = 1489.23 Kg Fuerza Axial

$$M = wL^2 / 8$$

M = 0 No existe ningun tipo de cobertura para el tumbado por lo que la carga W = 0

Se ha prediseñado la armadura con una sección de 4 x 14 cm.

Base b = 4 cm

Altura h = 14 cm

Área = 56 cm²

I_x = 914.6 cm⁴ I_y = 74.7 cm⁴

Z_x = 130.7 cm³ Z_y = 37.3 cm³

Chequeo flexo-tracción se debe satisfacer la siguiente expresión:

$$\frac{N}{Ft * A} + \frac{M}{Z * Fm} < 1 \quad \text{Ec. 14}$$

Donde:

M: Momento aplicado.

Z: Módulo de la sección.

Fm: Esfuerzo admisible a flexión.

A: Área de la sección transversal.

N: Carga axial aplicada.

Fm: Esfuerzo admisible a flexión.

Ft: Esfuerzo admisible en tracción.

$$\frac{1489.23}{75 * 56} + \frac{0}{130.7 * 100} < 1$$

$$0.35 < 1 \text{ OK CUMPLE}$$

Se utilizara elementos en la cuerda inferior de 4 x 14 cm

▪ **Barra AB – sometida a compresión**

N = 165.47 Kg Fuerza Axial

Se ha prediseñado la armadura con una sección de 4 x 9 cm.

Base b = 4 cm

Altura h = 9 cm

Área = 36 cm²

I_x = 243 cm⁴ I_y = 48 cm⁴

Z_x = 54 cm³ Z_y = 24 cm³

Determinación de la longitud efectiva

L_{ef} = 0.8 l_d

L_{ef} = 0.8 * 150

L_{ef} = 120 cm

N_{adm} = Carga admisible en función de la esbeltez

$\lambda = L_{ef} / b > C_k$

$\lambda = 120 / 4$

$\lambda = 30$

$C_k = 0.7025 (E / f_c)^{0.5}$

$$Ck = 18.42$$

$Ck < \lambda < 50$ Columnas largas. Ver Tabla 7.

$\lambda > Ck$ Se obtiene columna larga

$$Nadm = 0.329 \frac{N < N adm \quad E_{min} * A}{(\lambda)^2} \quad \text{Ec. 11}$$

$$Nadm = 0.329 \frac{55000 * 36}{(30)^2}$$

$$Nadm = 723.8 \text{ Kg}$$

$$Nadm > N \text{ OK CUMPLE}$$

Se utilizara elementos en la barra AB de 4 x 9 cm

Para las demás barras sometidas a compresión es el mismo método de la barra AB para lo cual se lo realizó con la ayuda de excel.

Tabla 18. Diseño de elementos a compresión

ELEMENTO	LONGITUD (m)	N (Kg)	Lef = 0.5 ld cm	$\lambda = Lef / b$	Ck = 0.7025 (E/ fc) ^ 0.5	Tipo de Columna	Nadm	CHEQUEO
CD	1.125	0.00	56.24	14.06	18.42	Intermedia	3295.73	CUMPLE
EF	0.75	-165.47	37.49	9.37	18.42	Corta	7415.38	CUMPLE
GH	0.37	0.00	18.75	4.69	18.42	Corta	29661.53	CUMPLE
BC	2.52	-555.00	125.89	31.47	18.42	Larga	657.61	CUMPLE
FG	2.28	-503.26	114.05	28.51	18.42	Larga	801.28	CUMPLE

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

▪ **Barra FG – sometida a tracción**

$$N = 555.00 \text{ Kg} \quad \text{Fuerza Axial}$$

Se ha predseñado la armadura con una sección de 4 x 9 cm.

$$\text{Base } b = 4 \text{ cm}$$

$$\text{Altura } h = 9 \text{ cm}$$

$$\text{Área} = 36 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 243 \text{ cm}^4 \quad I_y = 48 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 54 \text{ cm}^3 \quad Z_y = 24 \text{ cm}^3$$

Nadm = Carga admisible en función del esfuerzo admisible a tracción

$$N < N_{adm}$$

$$N_{adm} = F_t * A \quad \text{Ec. 15}$$

Donde:

Ft: Esfuerzo admisible en tracción.

A: Área de la sección transversal.

N adm: Carga máxima admisible.

N: Carga axial aplicada.

$$N_{adm} = 75 * 36$$

$$N_{adm} = 2700 \text{ kg}$$

$$N = 555.00 \text{ Kg}$$

$$N_{adm} > N \text{ OK CUMPLE}$$

Secciones de los elementos de la Armadura Dientes de sierra:

Tabla 19. Secciones Armadura

ELEMENTO	BASE (cm)	ALTURA (cm)
AB	4	9
CD	4	9
EF	4	9
GH	4	9
AC	4	14
CE	4	14
EG	4	14
GI	4	14
BD	4	14
DF	4	14
FH	4	14
HJ	4	14
BC	4	9
CF	4	9
FG	4	9

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Cálculo de deflexiones

Para la determinación de la deflexión máxima en la armadura tipo Dientes de Sierra de igual manera se utilizó el software de análisis y modelamiento de edificios, en el cual la deflexión máxima de la misma estará ubicada en la mitad de la armadura.

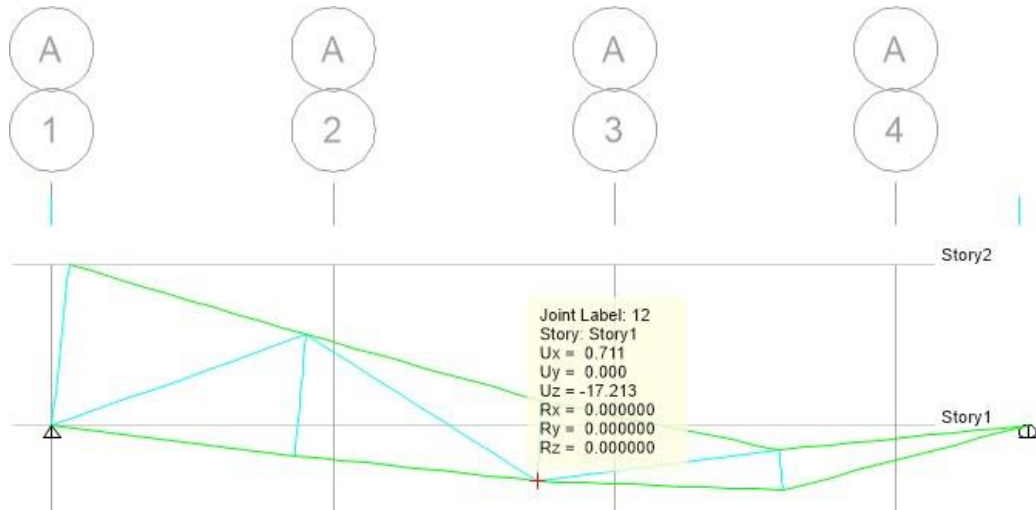


Figura 24. Deflexiones de la armadura

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

$$\Delta_c = 17.21 \text{ mm}$$

$$\Delta_c < \Delta_{\text{máx}}$$

$$17.21 < \frac{L}{K}$$

$$17.21 < \frac{9000}{250}$$

$$17.21 \text{ mm} < 36 \text{ mm}$$

OK CUMPLE

2.2.1.5. Diseño de vigas

La viga donde se sentarán las armaduras tiene las siguientes dimensiones longitudinales, que para este caso solo se muestra la viga del eje B - C la cual es la viga de análisis como se muestra a continuación en la Figura 25.

En la figura se muestra que estarán sentadas 2 armaduras en la viga, es importante tomar nota de esto para el metrado de cargas y análisis respectivo.

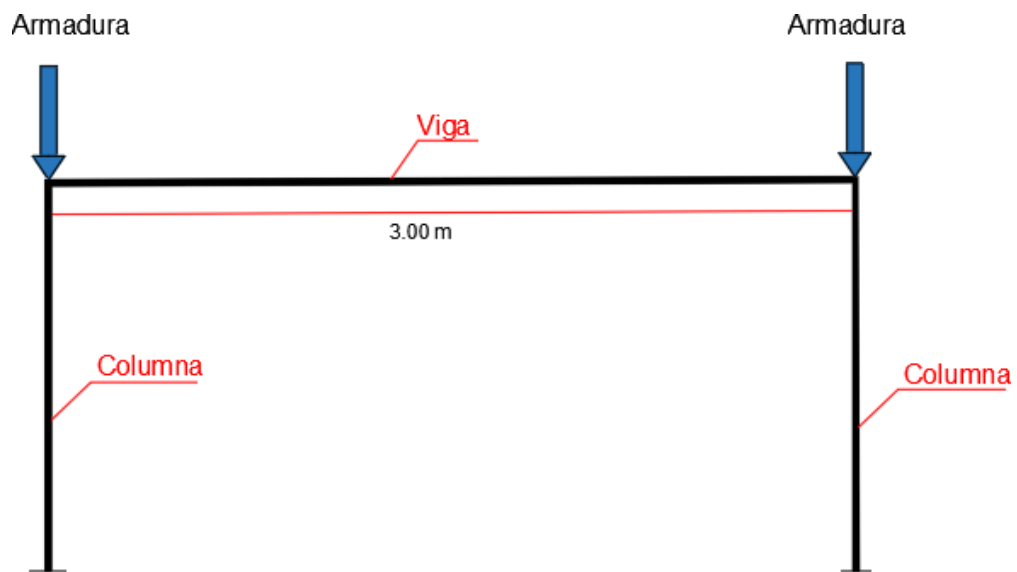


Figura 25. Viga eje B - C

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Determinación de la sección para las vigas

Carga Muerta y Carga viva

Carga muerta

Peso propio de la viga

Dimensiones:

$$b = 14.00 \text{ cm}$$

$$h = 24.00 \text{ cm}$$

Condiciones de la Viga

Luz libre de la vigueta simplemente apoyada $L = 3.00 \text{ m}$

$$P_{pv} = b \cdot h \cdot d$$

$$P_{pv} = 17.80 \text{ kg/m}$$

Peso que transmite la armadura

Son las cargas que transmite la armadura a la viga, estas cargas están dadas por las reacciones que genera el apoyo que es de 413.67 kg (reacción mayor en el apoyo).

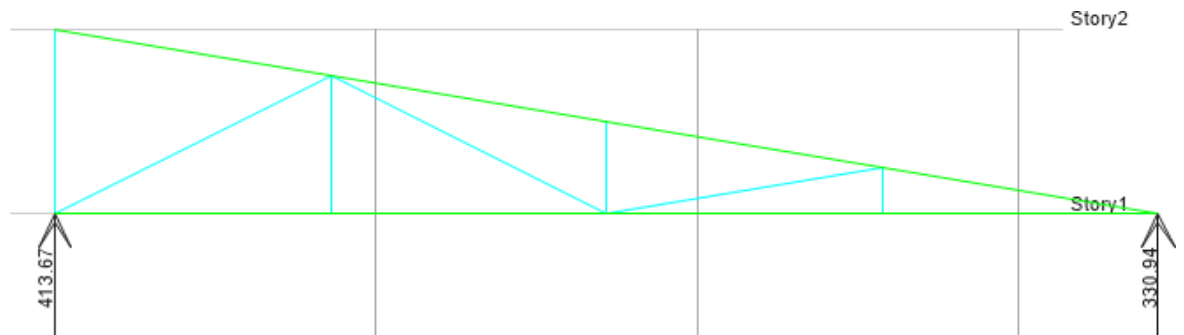


Figura 26. Reacciones que genera la armadura

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

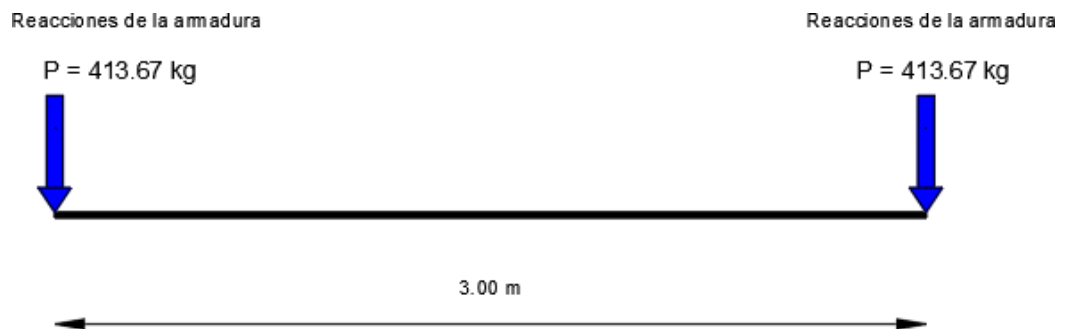


Figura 27. Reacción mayor que genera la armadura

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Carga viva

Cubiertas planas, inclinadas y curvas 0.70 KN/m² NEC-SE-CG-Cargas Sísmicas

$$W_v = 71.38 \text{ kg/m}^2$$

$$A_t = 3.93 \text{ m}$$

$$CV = W_v \cdot A_t = 280.52 \text{ kg/m}$$

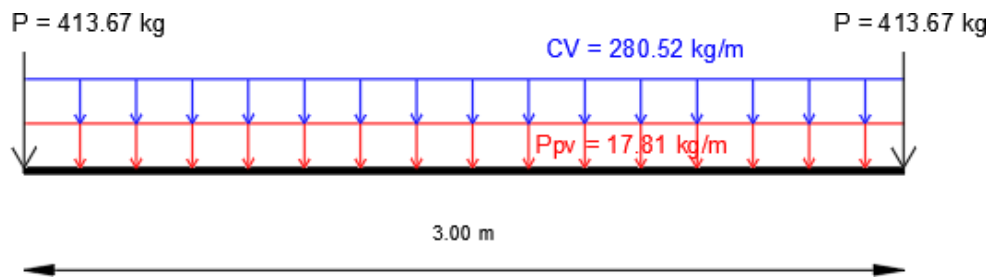


Figura 28. Cargas que actúan en la viga

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Carga puntual de la armadura a carga distribuida

$$W_a = 413.67 \text{ kg} / 2.98 \text{ m} = 138.815 \text{ kg/m}$$

Carga Muerta total

$$CM = 138.815 + 17.81 = 155.96 \text{ Kg/m}$$

Carga de Servicio (CM + CV)

$$WS = 436.48 \text{ Kg/ m}$$

Combinación de carga solo para deflexiones

1.8 CM + 1 CV

$$\text{Combinación} = 561.25 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Momento máximo} = WL^2 / 8 = 631.41 \text{ Kg. m}$$

$$\text{Cortante máximo} = WL / 2 = 841.88 \text{ kg}$$

Chequeos

Chequeo a deflexión

Momento de Inercia

Limitación Deflexiones: Viga simplemente apoyada.

$$\Delta_c < \Delta_{\text{máx}}$$

$$\frac{5 \cdot WL^4}{384 \cdot EI} < \frac{L}{K} \quad \text{Ec. 7}$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$Z = \frac{bh^2}{6}$$

$$c = \frac{h}{2}$$

DESPEJO I

$$I > \frac{5 \cdot WL^3K}{384 \cdot E}$$

I Con la Combinación de carga (Carga permanente + sobrecarga) sin cielo raso L/250 solo para deflexiones

$$I > \frac{5 \cdot 561.25 \cdot 300^3 \cdot 250}{384 \cdot 55000 \cdot 100}$$

$$I > 8968.84 \text{ cm}^4$$

I Con la sobrecarga L / 350

$$I > \frac{5 \cdot 280.52 \cdot 300^3 \cdot 350}{384 \cdot 100 \cdot 55000}$$

$$I > 6341.90 \text{ cm}^4$$

Escogemos el I mayor en este caso I debe ser mayor a 8968.84 cm⁴

Chequeo a flexión

$$\frac{|M|}{Z} < F_m \quad \text{Ec. 8}$$

Módulo de sección Z necesario por resistencia

Despejo Z

$$Z > \frac{|M|}{F_m}$$

$$Z > \frac{63141}{100}$$

$$Z > 631.41 \text{ cm}^3$$

Sección que cumpla con I y Z requeridas

$$b = 14 \text{ cm}$$

$$h = 24 \text{ cm}$$

$$I = 16128.00 \text{ cm}^4$$

$$Z = 1344.00 \text{ cm}^3$$

Comprobación de los chequeos

Chequeo a deflexión

Carga permanente + sobrecarga L / 250 sin cielo raso

$$\frac{5 * 561.25 * 300^4}{55000 * 384 * 100 * 16128} < \frac{300}{250}$$

$$0.67 < 1.20 \text{ OK CUMPLE}$$

Sobrecarga L / 350

$$\frac{5 * 280.52 * 300^4}{55000 * 384 * 100 * 16128} < \frac{300}{350}$$

$$0.33 < 0.86 \text{ OK CUMPLE}$$

Chequeo a flexión

$$\frac{63141}{1344} < 110$$

$$46.98 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK CUMPLE}$$

Verificación del esfuerzo a corte a una distancia h del apoyo

Los esfuerzos cortantes T, deben ser menores que el esfuerzo máximo admisible para el corte paralelo a las fibras F_v

$$\frac{3|V|}{2bh} < F_v \quad \text{Ec. 9}$$

$$\frac{3 * 841.88}{2 * 14 * 24} < 8.0$$

3.76 kg/cm² < 8.00 kg/cm² OK CUMPLE

2.2.1.6. Diseño de columnas

El diseño de los elementos de madera sometidos a compresión o flexo-compresión está controlado por condiciones de resistencia, una combinación de resistencia y estabilidad, o puramente condiciones de estabilidad. Estas corresponden a columnas cortas, intermedias y largas respectivamente.[4]

Tabla 20. Clasificación de las columnas de madera en relación con su esbeltez

Clasificación de las columnas	
Columna cortas	$\lambda < 10$
Columna Intermedias	$10 < \lambda < C_k$
Columnas Largas	$C_k < \lambda < 50$

Fuente: Manual de diseño para maderas del Grupo Andino, J. del acuerdo de Cartagena y P.- REFORT, 1984.[4]

El diseño de estos elementos debe hacerse tomando en cuenta su longitud efectiva L_{ef} . Longitud efectiva es la longitud teórica de una columna equivalente con articulaciones en sus extremos. Esta longitud de la columna doblemente articulada es la que interviene en la determinación de la carga máxima de pandeo que puede soportar una columna.[4]

$$L_{ef} = K * L \quad \text{Ec. 16}$$

Donde:

L_{ef} : Longitud Efectiva.

K: Factor de longitud efectiva respecto al apoyo.

L: Longitud real del elemento.

Para que un diseño de un elemento a compresión o flexo-compresión sea óptimo y brinde seguridad a la vivienda debe cumplir con los chequeos de flexo-compresión, compresión y flexo-tracción. Para la realización de estos chequeos se determina su relación de esbeltez para saber a qué tipo de columna pertenece.[4]

$$\lambda = L_{ef}/b \quad \text{Ec. 17}$$

Donde:

L_{ef} : Longitud Efectiva.

d : Dimensión de la sección transversal en la sección considerada.

λ : Relación de esbeltez

Determinación de la sección para las Columnas

Cargas actuantes sobre la columna

Peso que trasmite la armadura y la viga

Son las cargas que transmite la armadura y la viga, estas cargas están dadas por las reacciones que genera el apoyo que es de 413.67 kg. Además la viga también va a transmitir una carga muerta dada por su peso propio que es de 17.81 kg/m y la carga viva de 280.52 kg/m. Ver Figura 28.

Una vez colocada las cargas, se procede a tomar las reacciones que van a generar estas cargas en los apoyos la cual es de 1084.54 kg

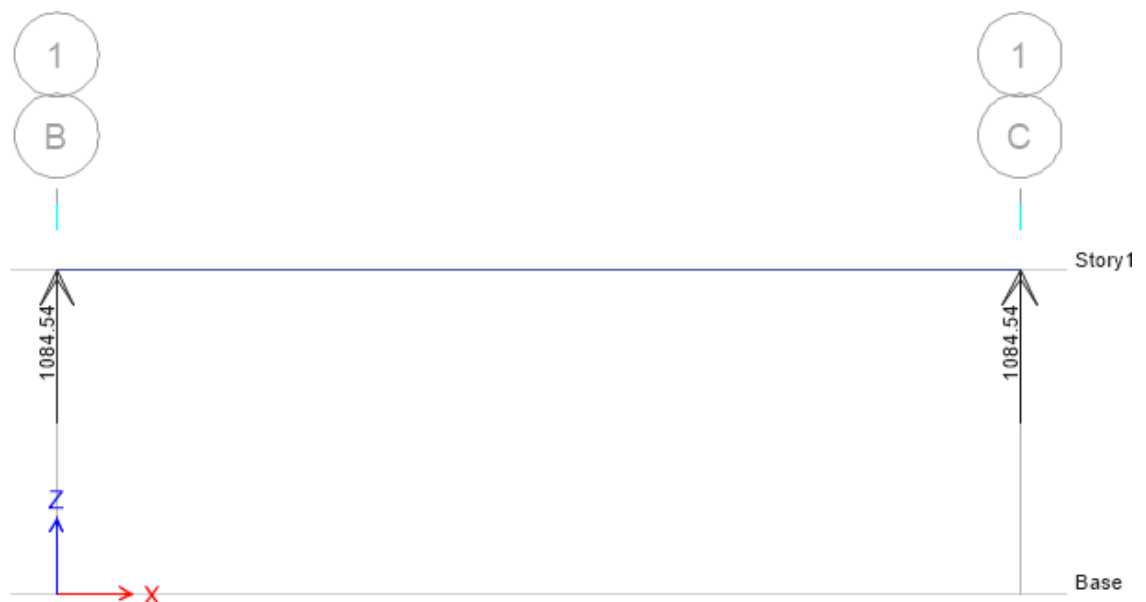


Figura 29. Reacciones que genera la armadura y la viga

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Peso propio de la columna

$$b = 0.19 \text{ m}$$

$$h = 0.19 \text{ m}$$

$$P_c = 0.19 * 0.19 * 530 * 2.50$$

$$P_c = 47.83 \text{ kg}$$

Carga final para cálculo

$$P = 1132.37 \text{ kg}$$

N = Fuerza axial

$$N = 1132.37 \text{ kg}$$

Condiciones de apoyo

- Empotrado en la base.
- En la parte superior parcial rotación y libre desplazamiento.

Longitud Efectiva

$$L_{ef} = K * L \quad \text{Ec. 16}$$

$$K = 1.5$$

$$L_{ef} = 1.5 L$$

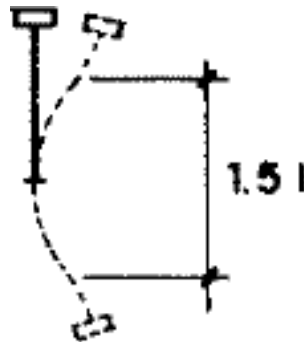


Figura 30. Condición de apoyo

Fuente: Manual de diseño para maderas del Grupo Andino, J. del acuerdo de Cartagena y P.- REFORT, 1984.[4]

$$L_{ef} = 1.5 L$$

$$L = 2.50$$

$$L_{ef} = 1.5 * 2.50$$

$$L_{ef} = 3.75 \text{ m}$$

Sección asumida de la columna a diseño

Columna cuadrada:

$$b = 19 \text{ cm}$$

$$h = 19 \text{ cm}$$

$$A = 361 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la esbeltez

$$\lambda = L_{ef}/b \quad \text{Ec. 17}$$

$$\lambda = L_{ef} / b > Ck$$

$$\lambda = 375 / 19$$

$$\lambda = 19.74$$

$$Ck = 0.7025 (E / f_c)^{0.5}$$

$$Ck = 18.42$$

$Ck < \lambda < 50$ Columnas largas

$\lambda > Ck$ SE OBTIENE COLUMNA LARGA

Chequeo a compresión

Carga Admisible para columna larga

$$N < N_{adm}$$

$$N_{adm} = 0.329 \frac{E_{min} * A}{(\lambda)^2} \quad \text{Ec. 11}$$

$$N_{adm} = 0.329 \frac{55000 * 361}{(19.74)^2}$$

$$N_{adm} = 1676.76 \text{ kg}$$

$$N < N_{adm}$$

OK CUMPLE

Se utilizó columnas de 19 x 19 cm

El mayor momento fue de -120.48 Kg.m

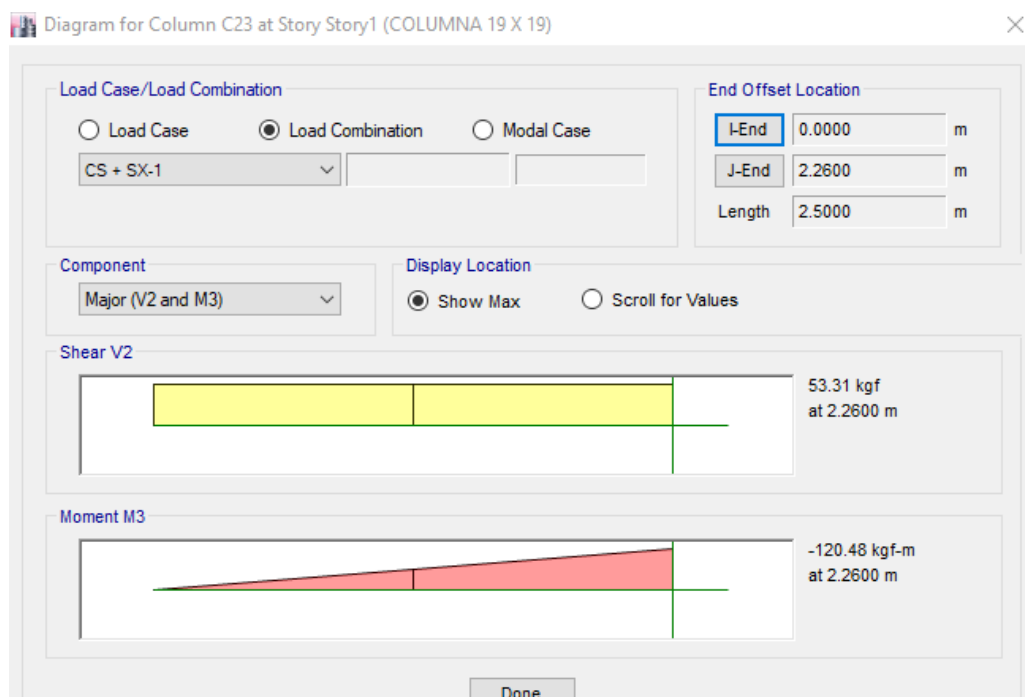


Figura 31. Momento en columna

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Chequeo por flexo - compresión

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{km * |M|}{Z * F_m} < 1 \quad \text{Ec. 10}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E_{min} * I}{(lef)^2} \quad \text{Ec. 12}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * 55000 * 10860.1}{(540)^2} = 23580.68 \text{ Kg}$$

$$km = \frac{1}{1 - 1.5 \frac{N}{N_{cr}}} \quad \text{Ec. 13}$$

$$km = \frac{1}{1 - 1.5 \frac{1153.42}{23580.68}} = 1.09$$

$$km = 1.08$$

$$\frac{1132.37}{9429.61} + \frac{1.08 * |12048|}{1143.2 * 100} < 1$$

$$0.24 < 1$$

OK CUMPLE

Chequeo por flexo – tracción

$$\frac{N}{F_t * A} + \frac{M}{Z * F_m} < 1 \quad \text{Ec. 14}$$

$$\frac{1153.42}{361 * 75} + \frac{|12048|}{1143.2 * 100} < 1$$

$$0.15 < 1$$

OK CUMPLE

2.2.1.7. Diseño de uniones de la Armadura

El diseño de las uniones en madera se debe realizar de acuerdo con las cargas que presentan cada uno de los elementos. Las uniones para los elementos de la armadura deben realizarse para cada fuerza presente en las intersecciones de estos, ya que es imposible uniformizar, es decir tomar la fuerza más crítica y diseñar con ella todas las uniones, debido a que en cada uno de los elementos actúan diferentes fuerzas.

Para un diseño óptimo de las uniones mecánicas en madera se debe tener en cuenta algunas consideraciones que especifica el JUNAC y la GUIA 4 PARA MADERA DE LA NEC para la utilización del elemento como es el espesor mínimo, cantidad del elemento y separaciones mínimas de los mismos.

Determinación de las uniones para la armadura

El proceso matemático para el diseño de las uniones es repetitivo por lo que solo se presentara uno como ejemplo en esta sección de cómo se realizó dicha unión, los resultados de las demás uniones estarán en la tabla 26, para el desarrollo de dicho proceso se utilizó el programa Excel.

Unión del Punto I

Espesor de la cartela

Se asumió un espesor 2.5 cm, la cartela es una madera que va pegada en cada unión de los elementos de la armadura, esta cartela permite una unión mejor entre los elementos de la armadura.

Fuerzas y secciones de los elementos actuantes en la unión

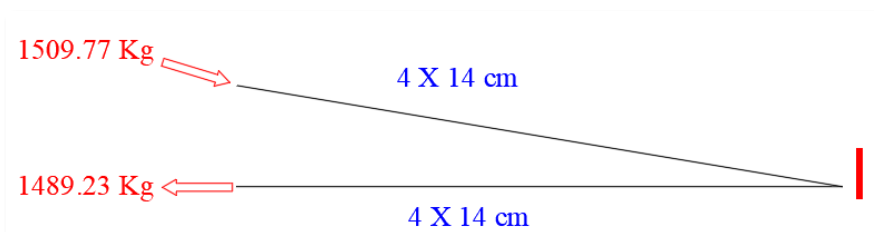


Figura 32. Fuerzas actuantes en la unión

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Tabla 21. Secciones de los elementos actuantes en la Unión.

Cuerda superior		
Base	4	cm
altura	14	cm
Cuerda inferior		
Base	4	cm
altura	14	cm
Cargas Actuantes		
GI	1509.77	kg
HI	1489.23	kg

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Cálculo de la carga admisible por clavo – simple cizallamiento

Para la determinación de la carga admisible se debe tener en cuenta la longitud que van a tener la cartela y el elemento de la armadura al unirse los mismos, ver Figura 33. En base a ello se selecciona el diámetro de clavo, carga admisible y factor de cizallamiento de acuerdo con el anexo.

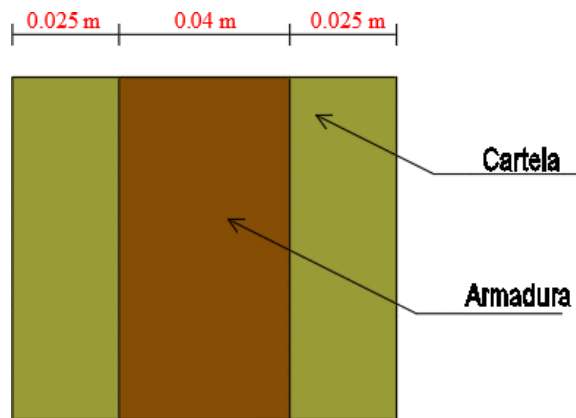


Figura 33. Longitud de la cartela y elemento de armadura

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Tabla 22. Carga Admisible

Carga Admisible por Doble Cizallamiento		
Longitud Clavo	89	mm
Diámetro clavo	3.7	mm
Carga Admisible	39	kg
Factor de cizallamiento	1.8	
Carga Admisible por doble cizallamiento	70.2	kg

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

La carga admisible por doble cizallamiento se la obtiene al multiplicar su respectivo factor por la carga admisible.

Verificación de las Longitudes de Penetración

De acuerdo con el JUNAC las longitudes de penetración mínimas del clavo deben ser las siguientes:



Figura 34. Longitudes mínimas de Penetración del clavo

Fuente: Manual de diseño para maderas del Grupo Andino, J. del acuerdo de Cartagena y P.- REFORT, 1984.[4]

Tabla 23. Longitud de Penetración

Longitud de Penetración del clavo de 3.7 mm de Diámetro				
Espesor del elemento central	40	mm		CUMPLE
10 d	37	<	40	mm
Espesor del elemento adyacente a la cabeza		25	mm	CUMPLE
5d	18.5	<	25	mm
Penetración en la madera que contiene la punta del clavo				CUMPLE
5d	18.5	<	25	mm

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Determinación del número de clavos

Se determina dividiendo la fuerza axial de cada elemento para la carga admisible por doble cizallamiento.

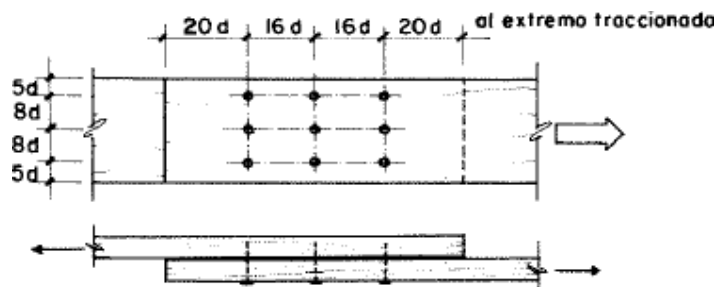
Tabla 24. Cantidad de Clavos

Número de clavos			
Cuerda Superior elemento (GI)	1509.77	kg	
Número de clavos	21.51	22.00	und
Cuerda Inferior elemento (HI)	1489.23	kg	
Número de clavos	21.2	22.00	und

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Espaciamientos para la ubicación de los clavos

De acuerdo con el JUNAC los espaciamientos que debe tener el clavo a lo largo y perpendicular al grano, para su colocación deben ser las siguientes:



(a) elementos cargados paralelamente al grano

Figura 35. Espaciamientos para la colocación de los clavos

Fuente: Manual de diseño para maderas del Grupo Andino, J. del acuerdo de Cartagena y P.- REFORT, 1984.[4]

Tabla 25. Espaciamientos para la ubicación de los clavos

Espaciamientos entre clavos			
A lo largo del grano			
Espaciamento entre clavos			
16 d	59.2	60	mm
Distancia al extremo			
20 d	74	74	mm
Perpendicular al grano			
Espaciamento entre clavos			
8 d	29.6	30	mm
Distancia al extremo			
5 d	18.5	19	mm

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Tabla 26. Cantidad de clavos para las uniones de los elementos de la armadura

Uniones en cada uno de los puntos de los elementos de la Armadura															
Puntos de Unión	Cantidad de clavos (und)														
	AB	AC	BC	BD	CD	CE	CF	DF	EF	EG	FH	FG	GH	GI	HI
A	3.00	15.00													
B	3.00		8.00	8.00											
C		15.00	8.00		0.00	15.00	8.00								
D				8.00	0.00			8.00							
E						15.00			3.00	15.00					
F							8.00	8.00	3.00		22.00	8.00			
G										15.00		8.00	0.00	22.00	
H											22.00		0.00		22.00

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Para las uniones de los elementos CD y GH por diseño se asumió la misma cantidad de clavos del elemento AB ya que al no tener estos elementos una fuerza interna no necesitarían clavos para la unión pero por seguridad y diseño se asumió la cantidad de 3 clavos.

2.2.2. Implementación de Arriostramientos: Cruces de San Andrés.

Para la colocación de los arriostramientos laterales en este caso las Cruces de San Andrés se tomó en cuenta lo establecido en el JUNAC que dice que para el diseño de elementos sometidos a compresión o flexo compresión debe hacerse tomando en cuenta la longitud efectiva de los mismos. El concepto de longitud efectiva permite aplicar esta misma expresión para calcular la carga de pandeo de columnas con extremos que en general no son articulaciones.[4]

La longitud efectiva es por lo general distinta de la longitud real no arriostrada. Si los extremos pueden desplazarse lateralmente, la longitud efectiva es mayor que la real. Si en cambio se impiden estos desplazamientos pueden tenerse longitudes efectivas menores o iguales que la longitud real. En cualquier caso, la longitud efectiva depende también de las restricciones que otros elementos impongan a los giros de los extremos. Es siempre conveniente restringir los desplazamientos laterales de los extremos de las columnas o pie – derechos para reducir su longitud efectiva. Esto puede lograrse utilizando arriostramientos laterales. Aun cuando se impidan los desplazamientos laterales de los extremos, la longitud efectiva a considerarse no debe ser menor que la real, dada la incertidumbre en el grado de restricción al giro que las uniones puedan proporcionar.[4]

Diseño de Cruz de San Andrés

Fuerza Horizontal

Para determinar la fuerza horizontal que se genera en la estructura debido a las cargas de viento, sismo, peso propio y carga viva se utilizó el software de análisis estructural, donde la mayor fuerza horizontal en dirección del eje z fue de 1343.5 Kg = H

Tabla 27. Fuerza Horizontal

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX Kgf	FY kgf	FZ kgf
Story 1	69	133	CARGA DE SE	6.98	0	957.23
Story 1	69	133	1.8 CM + 1 CV	12.36	0	1054.07
Story 1	69	133	CS + SX	-74.91	0	1340.8
Story 1	69	133	CS - SX	219.98	0	1343.5
Story 1	69	133	CS + SY	72.54	-55.98	1342.15
Story 1	69	133	CS + -SY	72.54	55.91	1342.15
Story 1	69	133	CS + SX-1	-74.91	-93.58	1340.8
Story 1	69	133	CS + SY-1	72.54	-149.56	1342.15

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Fuerza en los elementos de la Cruz de San Andrés

Para el cálculo y diseño de la Cruz de San Andrés se tomó en cuenta los ejes A-B donde la separación entre los vanos es de 3.00 m y la altura es de 2.50 m.

Ángulo de inclinación

Para el cálculo del ángulo de inclinación que van a tener los elementos de la Cruz de San Andrés se utilizó el teorema de Pitágoras para determinar primero la longitud del elemento y luego con ello el ángulo de inclinación.

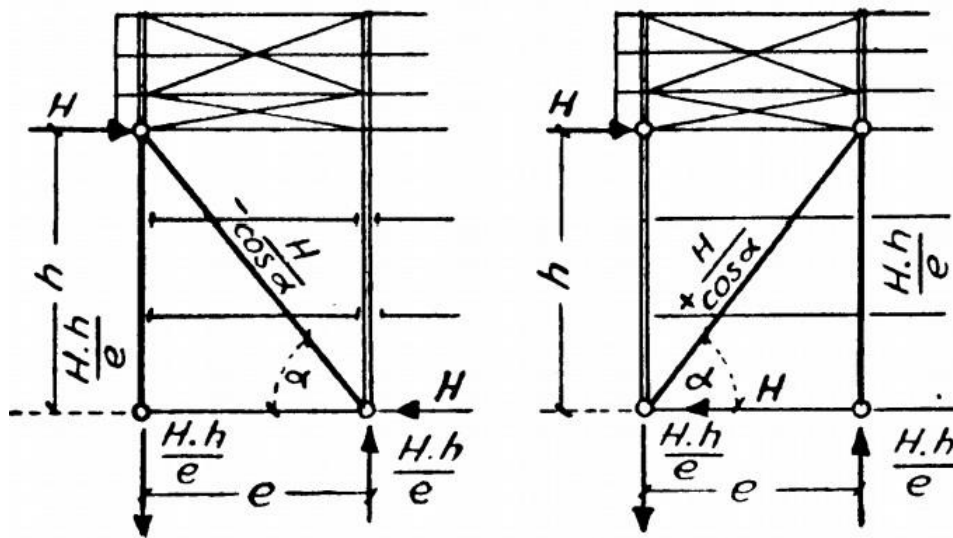


Figura 36. Ángulo de inclinación

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

$$c^2 = a^2 + b^2 \quad \text{Ec. 18}$$

$$c^2 = 2.98^2 + 2.50^2$$

$$c = 3.91 \text{ m}$$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{\text{Cateto adyacente}}{\text{hipotenusa}} \quad \text{Ec. 19}$$

$$\text{Cos } \alpha = 3.00/3.91$$

$$\text{Cos } \alpha = 0.77$$

$$\alpha = 39.67^\circ$$

$$\alpha = 40^\circ$$

Fuerzas

Compresión

$$F_c = - \frac{H}{\cos} \quad \text{Ec. 20}$$

$$F_c = - \frac{1343.5}{0.77}$$

$$F_c = -1744.81 \text{ Kg}$$

Tracción

$$F_c = \frac{H}{\cos} \quad \text{Ec. 21}$$

$$F_t = \frac{1343.5}{0.77}$$

$$F_t = 1744.81 \text{ Kg}$$

Diseño de elementos de la cruz de San Andrés

Elemento sometido a compresión

$N = 1744.81 \text{ Kg}$ Fuerza Axial

Se ha prediseñado la armadura con una sección de $9 \times 9 \text{ cm}$.

Base $b = 9 \text{ cm}$

Altura $h = 9 \text{ cm}$

Área = 81 cm^2

$I = 546.7 \text{ cm}^4$

$Z = 121.5 \text{ cm}^3$

Determinación de la longitud efectiva

$L_{ef} = 0.8 l_d$

$L_{ef} = 0.8 * 389$

$L_{ef} = 311.20 \text{ cm}$

N_{adm} = Carga admisible en función de la esbeltez

$$\lambda = L_{ef}/b \quad \text{Ec. 17}$$

$\lambda = L_{ef} / b > C_k$

$\lambda = 311.20 / 9$

$$\lambda = 34.58$$

$$Ck = 0.7025 (E / fc)^{0.5}$$

$$Ck = 18.42$$

$Ck < \lambda < 50$ Columnas largas

$\lambda > Ck$ Se obtiene columna larga

$$Nadm = 0.329 \frac{N < N adm \quad E_{min} * A}{(\lambda)^2} \quad \text{Ec. 9}$$

$$Nadm = 0.329 \frac{55000 * 81}{(34.58)^2}$$

$$Nadm = 1225.73 Kg$$

$$Nadm < N \text{ NO CUMPLE}$$

Cambiar a Sección de 14 x 14

$$\text{Base } b = 14 \text{ cm}$$

$$\text{Altura } h = 14 \text{ cm}$$

$$\text{Área} = 196 \text{ cm}^2$$

$$I = 3201.03 \text{ cm}^4$$

$$Z = 457.3 \text{ cm}^3$$

Determinación de la longitud efectiva

$$Lef = 0.8 ld$$

$$Lef = 0.8 * 389$$

$$Lef = 311.20 \text{ cm}$$

$Nadm =$ Carga admisible en función de la esbeltez

$$\lambda = Lef/b \quad \text{Ec. 17}$$

$$\lambda = Lef / b > Ck$$

$$\lambda = 311.20 / 14$$

$$\lambda = 22.23$$

$$Ck = 0.7025 (E / fc)^{0.5}$$

$$Ck = 18.42$$

$Ck < \lambda < 50$ Columnas largas

$\lambda > Ck$ Se obtiene columna larga

$$N < N adm$$

$$N_{adm} = 0.329 \frac{E_{min} * A}{(\lambda)^2} \quad \text{Ec. 11}$$

$$N_{adm} = 0.329 \frac{55000 * 196}{(22.23)^2}$$

$$N_{adm} = 7176.88 \text{ Kg}$$

$$N_{adm} < N \text{ OK CUMPLE}$$

Se utilizara elementos en la diagonal a compresión de la cruz de San Andres de 14 x 14 cm.

Elemento sometido a tracción

N = 1743.05 Kg Fuerza Axial

Se ha predseñado la armadura con una sección de 4 x 9 cm.

Base b = 14 cm

Altura h = 14 cm

Área = 196 cm²

I = 3201.03 cm⁴

Z = 457.3 cm³

Nadm = Carga admisible en función del esfuerzo admisible a tracción

$$N < N_{adm}$$

$$N_{adm} = F_t * A \quad \text{Ec. 15}$$

$$N_{adm} = 75 * 196$$

$$N_{adm} = 14700 \text{ kg}$$

$$N = 1743.05 \text{ Kg}$$

$$N_{adm} > N \text{ OK CUMPLE}$$

2.2.3. Diseño de la cimentación

El diseño de la cimentación debe satisfacer adecuadamente varios requisitos, derivados de su definición, como elementos estructurales que sirve de transición entre la superestructura y la base, una cimentación debe garantizar la transmisión de las cargas de manera adecuada, evitando con ello que se produzca la rotura de la base, daño de los elementos de la superestructura soportados, y tener una profundidad de cimentación adecuada para que no se produzcan fenómenos indeseable como la

socavación, supresiones y otros que dañen la base o la propia cimentación, siendo finalmente el mismo un elemento autoportante desde el punto de vista estructural.[24]

Determinación de la sección para las cimentaciones.

El diseño de la cimentación será de una zapata cuadrada que deberá soportar las siguientes características:

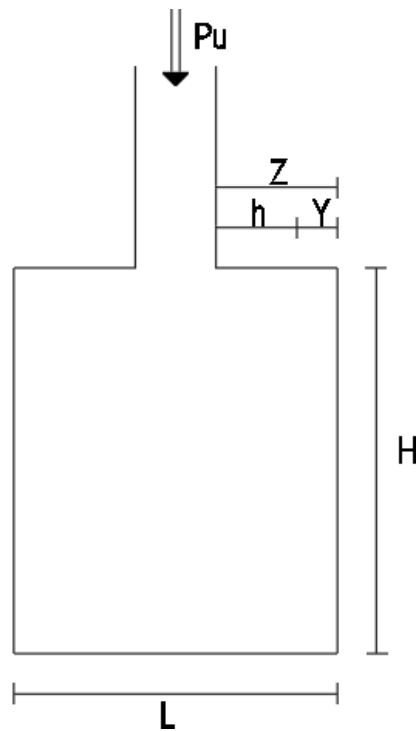


Figura 37. Cimentación

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Cargas actuantes

Peso propio de la columna

$$b = 0.19 \text{ m}$$

$$h = 0.19 \text{ m}$$

$$P_c = 0.19 * 0.19 * 530 * 2.50$$

$$P_c = 47.83 \text{ kg}$$

Peso de la armadura y de la viga

Este peso está dado por las reacciones que provocan estos dos elementos en el apoyo para lo cual se tomó la reacción anteriormente utilizada para el diseño de la columna que fue de 1084.54 kg

Peso total o carga total

$$P_u = 1084.54 + 47.83$$

$$P_u = 1132.37 \text{ kg}$$

DATOS:

$$P_u = 1.132 \text{ Tn}$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 10 \text{ Tn/m}^2 \text{ Asumido}$$

$$f_s = 1.5$$

$$a = 0.19 \text{ m}$$

$$b = 0.19 \text{ m}$$

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

Calculos en la cimentación

Carga / Momento de servicio

$$P_s = \frac{P_u}{f_s} \quad \text{Ec. 22}$$

$$P_s = 0.75 \text{ Tn}$$

Área de fundación

$$A_f = \frac{P_s}{q_{adm}} \quad \text{Ec. 23}$$

$$A_f = 0.08 \text{ m}^2$$

Longitud

$$L = \sqrt{A_f * 1.5} \quad \text{Ec. 24}$$

$$L = 0.34 \text{ m}$$

Columna cuadrada = Cimentación cuadrada

$$B = L$$

Longitud asumida

$$L = 0.50 \text{ m}$$

Esfuerzo real

$$q_{adm} > q_{real}$$

$$q_{real} = \frac{P_s}{A_f} \quad \text{Ec. 25}$$

Donde:

q real: Capacidad de carga real de la sección de la cimentación.

q adm: Capacidad admisible de carga del suelo.

P_s: Carga de servicio

A_f: Área de fundación.

$$q_{real} = 3.02 \text{ Tn} / \text{m}^2$$

$$q_{adm} > q_{real}$$

OK CUMPLE

Sección correcta

Altura de cimentación

$$\left(\frac{U_{adm} + q_u}{4}\right) * H^2 + \left(\frac{U_{adm} + q_u}{2}\right) * w * H = (A_f - w^2) * \frac{q_{adm}}{4} \quad \text{Ec. 26}$$

$$U_{adm} = 0.53 * \sqrt{f_c}$$

$$U_{adm} = 7.68 \text{ kg/cm}^2 \quad (1)$$

$$q_u = \frac{P_u}{A_f}$$

$$q_u = 0.45 \text{ kg} / \text{cm}^2 \quad (2)$$

w = lado largo de la columna

$$w = 30 \text{ cm} \quad (3)$$

$$A_f = B * L$$

$$A_f = 25000 \text{ cm}^2 \quad (4)$$

Reemplazo 1, 2, 3 y 4 en A

$$7.86 H^2 + 152.65 H - 219.22 = 0$$

$$H = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$H = 0.75 \text{ cm}$$

$$H = d + r$$

$$H = 8.35 \text{ cm}$$

$$H \text{ asumido} = 70.00 \text{ cm}$$

$$d = H - r$$

$$d = 62.50 \text{ cm}$$

Cheque a corte

Como la seccion es cuadrada solo se realizó el chequeo en la dirección X-X.

$$y \leq 0$$

$$y = z - h \quad \text{Ec. 27}$$

$$z = \frac{L - a}{2}$$

Donde:

y: Longitud menor

z: Longitud resultante de $y + h$

h: longitud resultante de $z - y$

$$z = 0.155 \text{ m}$$

$$= z - h$$

$$y = -0.55 \text{ m}$$

No falla a corte

Chequeo a punzonamiento

$$U_{adm} > U_{up}$$

$$2 * 0.53 * \sqrt{F'c} > \frac{V_{up}}{\phi * b_o * d} \quad \text{Ec. 28}$$

Donde:

U_{adm} : Capacidad admisible de carga de punzonamiento.

U_{up} : Capacidad de carga de punzonamiento.

$F'c$: Resistencia a la compresión del hormigón.

V_{up} : Corte último de punzonamiento.

b_o : Perímetro crítico por punzonamiento.

d : distancia crítica de punzonamiento.

ϕ : Factor de punzonamiento

$$V_p = P_s - \frac{P_s}{4} * B * L$$

$$(a + d)(b + d)$$

—

$$V_p = -1.25 \text{ Tn}$$

$$V_{up} = V_p * f_s$$

$$V_{up} = -1.88 \text{ Tn}$$

$$U_{up} = \frac{V_{up}}{\emptyset * b_o * d}$$

$$b_o = 2(d + a) + 2(d + b)$$

$$b_o = 3.26 \text{ m}$$

$$\emptyset = 0.75$$

$$U_{up} = -1.23 \text{ Tn} / \text{m}^2$$

$$U_{adm} = 2 * 0.53 * \sqrt{f_c}$$

$$U_{adm} = 15.361 \text{ kg/cm}^2$$

$$U_{adm} = 153.61 \text{ Tn} / \text{m}^2$$

$$U_{adm} > U_{up} \text{ OK}$$

No falla a punzonamiento

Chequeo a flexión

Como la seccion es cuadrada solo se realizó el chequeo en la dirección X-X.

Determinación del Momento

$$M_{u} > M$$
$$M * f_s > \left(\frac{q_{real} * L^2}{2} \right) * B \quad \text{Ec. 29}$$

Donde:

B: Espesor de la cimentación.

L: Base de la cimentación.

q real: Capacidad de carga real de la sección de la cimentación.

f_s: Factor de seguridad

M: Momento de flexión.

M_u: Momento último de flexión.

$$M = \left(\frac{q_{real} * L^2}{2} \right) * B$$

$$M = 0.02 Tn$$

Momento Ultimo

$$M_u = M * f_s$$

$$M_u = 0.03 T_n$$

Determinación del A_s

$$A_s = \frac{k}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi K d}}\right) \quad \text{Ec. 30}$$

$$k = 0.85 * f'_c * B * d$$

$$k = 557812.50 \text{ kg}$$

$$A_s = 0.01 \text{ cm}^2$$

Cuantía Mínima

$$p_{\min} = \frac{14}{F_y} \quad \text{Ec. 31}$$

$$p_{\min} = 0.0033$$

$$A_{s\min} = p_{\min} * b * d$$

$$A_{s\min} = 10.42 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{s\min}$$

Número de varillas

$$N_v = \frac{A_{s\min}}{A_{\phi 12}}$$

$$N_v = \frac{10.42}{1.131}$$

$$N_v = 9.21 = 10$$

El armado de la zapata será con 10 $\phi 12 @ 5 \text{ cm}$ en ambas direcciones. Ver Anexo 4

CAPITULO III

3.1. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En el presente capítulo se analizará los resultados obtenidos en los ensayos a compresión (paralela y perpendicular a las fibras) y flexión de la madera realizados en los laboratorios de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Carrera de Ingeniería Civil. Y se verificará si las Cruces de San Andrés colocadas en la estructura, disminuyen o no las fuerzas presentes en la misma.

3.1.1. Ensayos realizados a la madera: Compresión paralela a las fibras, Compresión perpendicular a las fibras y Flexión.

En ese trabajo se analizaron dos tipos de maderas: la madera de ciprés y la madera de aliso, para la realización de los ensayos se aplicó la normativa ASTM D 143 – 94 (2000) y se usaron un total de 30 probetas ver Tabla 28.

Tabla 28. Probetas para los ensayos.

Madera	Ciprés	Aliso
Ensayo	# Probetas	# Probetas
Compresión Paralela	5	5
Compresión Perpendicular	5	5
Flexión	5	5
Total	15	15

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Las dimensiones de las probetas para cada uno de los ensayos fueron las siguientes:

Tabla 29. Ensayo a Compresión Paralela a las Fibras

MEDIDAS DE LAS PROBETAS PARA EL ENSAYO A COMPRESIÓN PARALELA A LA FIBRA				
TIPO DE MADERA:		Ciprés		
N° Probeta	Ancho (cm)	Largo (cm)	Espesor (cm)	Área (cm ²)
CC1	5.15	19.95	4.92	25.34
CC2	5.00	20.00	4.90	24.50
CC3	5.05	19.96	4.86	24.54
CC4	5.00	20.00	4.95	24.75
CC5	5.10	19.90	4.98	25.40
TIPO DE MADERA:		Aliso		
CA1	5.20	19.90	4.92	25.58
CA2	5.00	20.00	4.86	24.30
CA3	5.10	20.00	4.84	24.68
CA4	5.00	20.00	4.89	24.45
CA5	5.15	19.92	4.99	25.70

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Tabla 30. Ensayo a Compresión Perpendicular a las Fibras

MEDIDAS DE LAS PROBETAS PARA EL ENSAYO A COMPRESIÓN PERPENDICLAR A LA FIBRA				
TIPO DE MADERA:		Ciprés		
N° Probeta	Ancho (cm)	Largo (cm)	Espesor (cm)	Área (cm ²)
C1	5.10	15.05	5.00	25.50
C2	5.00	15.00	5.10	25.50
C3	5.15	14.95	4.99	25.70
C4	5.10	15.10	5.00	25.50
C5	5.20	15.00	5.15	26.78
TIPO DE MADERA:		Aliso		
A1	5.10	15.00	5.12	26.11
A2	5.12	14.90	4.98	25.50
A3	5.00	14.90	5.00	25.00
A4	5.20	15.00	5.16	26.83
A5	5.16	15.10	5.17	26.68

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Tabla 31. Ensayo a Flexión

MEDIDAS DE LAS PROBETAS PARA EL ENSAYO A FLEXIÓN				
TIPO DE MADERA:		Ciprés		
N° Probeta	Ancho (cm)	Largo (cm)	Espesor (cm)	Área (cm ²)
1C	2.54	41.10	2.50	6.35
2C	2.48	40.95	2.52	6.25
3C	2.51	41.05	2.49	6.25
4C	2.55	41.15	2.51	6.40
5C	2.50	40.98	2.50	6.25
TIPO DE MADERA:		Aliso		
1A	2.52	41.00	2.48	6.25
2A	2.50	41.15	2.52	6.30
3A	2.51	40.97	2.50	6.28
4A	2.50	41.06	2.53	6.33
5A	2.48	41.03	2.49	6.18

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Luego de haber realizado los ensayos de compresión paralela, compresión perpendicular y flexión de la madera de aliso y ciprés. La madera de ciprés presentó un mejor comportamiento y por ende una a mayor resistencia a las cargas sometidas: con un valor de Fuerza Máxima en Compresión paralela de 71.7147 KN y Compresión perpendicular de 93.2840 KN y en Flexión de 2.8607 KN, en cambio la madera de aliso presento n valor de Fuerza Máxima en Compresión paralela de 64.4299 KN y Compresión Perpendicular de 53.1197 KN y en Flexión de 2.1779 KN como se muestran en las siguientes tablas: Ver Tabla 32, 33 y 34.

Tabla 32. Compresión Paralela y Perpendicular - Ciprés

CIPRÉS		Velocidad Ensayo:	0.24 Mpa/sec
PROBETA	Fuerza Máxima (KN)	Tensión Máxima(N/mm2)	Deformación Máxima (%)
COMPRESIÓN PARALELA A LAS FIBRAS			
CC1	45.2986	17.0462	0.5178
CC2	64.2090	23.7473	0.8230
CC3	71.7147	27.0924	1.8931
CC4	59.7909	22.7197	1.2643
CC5	69.7966	26.3161	2.3221
COMPRESIÓN PERPENDICULAR A LAS FIBRAS			
C1	55.5309	21.7053	1.4304
C2	87.0263	35.8133	2.0974
C3	86.2157	34.9278	2.6229
C4	84.1522	34.4181	1.6578
C5	93.2840	36.2994	1.5499
MAYOR	93.2840	36.2994	2.6229
MEDIA	71.7019	28.0086	1.6178

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Tabla 33. Compresión Paralela y Perpendicular – Aliso

ALISO		Velocidad Ensayo:	0.24 Mpa/sec
PROBETA	Fuerza Máxima (KN)	Tensión Máxima(N/mm2)	Deformación Maxima (%)
COMPRESIÓN PARALELA A LAS FIBRAS			
CA1	52.8521	6.9219	10.0540
CA2	50.9860	6.6834	9.9199
CA3	49.9614	22.7197	1.2643
CA4	50.3181	6.4510	8.5317
CA5	64.7650	8.2692	11.7984
COMPRESIÓN PERPENDICULAR A LAS FIBRAS			
A1	52.1676	6.6625	9.9762
A2	53.1197	6.7467	11.2482
A3	50.5899	6.3453	9.9012
A4	50.3546	6.4807	11.1888
A5	44.0848	5.7704	9.9461
MAYOR	64.7650	22.7197	11.7984
MEDIA	53.0267	8.3018	9.6025

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Tabla 34. Flexión de la madera de Ciprés y Aliso

FLEXIÓN DE LA MADERA				
CIPRÉS		Velocidad Ensayo:	0.24 Mpa/sec	
PROBETA	Fuerza Máxima (KN)	Tensión Máxima (MPa)	Desplazamiento Máximo (mm)	Deformación Máxima (%)
1C	1.7503	60.4906	6.1568	0.7126
2C	2.0797	71.8724	10.6704	1.2350
3C	2.4716	85.4185	14.5696	1.6863
4C	2.8607	98.8657	12.3971	1.4349
5C	2.3356	80.7163	13.1500	1.5220
MAYOR	2.8607	98.8657	14.5696	1.6863
MEDIA	2.2996	79.4727	11.3888	1.3181
ALISO				
1A	2.1264	73.4873	11.1010	1.2848
2A	1.2856	44.4286	7.0181	0.8123
3A	0.8313	28.7292	5.2458	0.6072
4A	1.9751	68.2579	10.8619	1.2572
5A	2.1779	75.2671	11.0228	1.2758
MAYOR	2.1779	75.2671	11.1010	1.2848
MEDIA	1.6792	58.0340	9.0499	1.0474

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Esfuerzo Limite Proporcional

El cálculo del Esfuerzo Limite Proporcional para los tres ensayos de los dos tipos de madera solo se realizará para las probetas que poseen la mayor Fuerza Máxima.

Determinación del Esfuerzo y Deformación de la Probeta CC3 – Ciprés en Compresión Paralela a las Fibras

Tabla 35. Esfuerzo y Deformación madera de Ciprés

Desplazamiento	DEFORMACIÓN	Fuerza	Fuerza	Área	ESFUERZO
mm		kN	KG	cm2	kg/cm2
0.00	0.0.E+0	3.573	364.339	24.540	14.847
0.085	4.3.E-4	5.348	545.292	24.540	22.221
0.112	5.6.E-4	5.954	607.173	24.540	24.742
0.140	7.0.E-4	6.611	674.143	24.540	27.471
0.167	8.4.E-4	7.261	740.368	24.540	30.170
0.193	9.7.E-4	7.929	808.505	24.540	32.946
0.219	1.1.E-3	8.573	874.146	24.540	35.621
0.245	1.2.E-3	9.226	940.759	24.540	38.336
0.270	1.4.E-3	9.901	1009.610	24.540	41.141
0.296	1.5.E-3	10.562	1077.001	24.540	43.888
0.321	1.6.E-3	11.205	1142.545	24.540	46.558
0.346	1.7.E-3	11.878	1211.233	24.540	49.358
0.372	1.9.E-3	12.555	1280.213	24.540	52.168
0.397	2.0.E-3	13.233	1349.387	24.540	54.987
0.424	2.1.E-3	13.977	1425.240	24.540	58.078
0.448	2.2.E-3	14.686	1497.526	24.540	61.024
0.470	2.4.E-3	15.351	1565.339	24.540	63.787
0.492	2.5.E-3	16.026	1634.124	24.540	66.590
0.513	2.6.E-3	16.689	1701.775	24.540	69.347
0.533	2.7.E-3	17.334	1767.514	24.540	72.026
0.553	2.8.E-3	17.996	1835.003	24.540	74.776
0.573	2.9.E-3	18.656	1902.394	24.540	77.522
0.593	3.0.E-3	19.319	1969.948	24.540	80.275
0.612	3.1.E-3	19.962	2035.557	24.540	82.949
0.631	3.2.E-3	20.639	2104.602	24.540	85.762
0.650	3.3.E-3	21.296	2171.507	24.540	88.488
0.668	3.3.E-3	21.971	2240.357	24.540	91.294
0.685	3.4.E-3	22.629	2307.457	24.540	94.028
0.702	3.5.E-3	23.293	2375.140	24.540	96.786
0.718	3.6.E-3	23.936	2440.749	24.540	99.460
0.735	3.7.E-3	24.602	2508.627	24.540	102.226
0.751	3.8.E-3	25.265	2576.311	24.540	104.984
0.767	3.8.E-3	25.929	2643.993	24.540	107.742
0.783	3.9.E-3	26.591	2711.482	24.540	110.492
0.799	4.0.E-3	27.239	2777.546	24.540	113.184
0.815	4.1.E-3	27.908	2845.812	24.540	115.966
0.830	4.2.E-3	28.567	2913.009	24.540	118.705
0.845	4.2.E-3	29.233	2980.854	24.540	121.469
0.861	4.3.E-3	29.891	3047.986	24.540	124.205
0.876	4.4.E-3	30.539	3114.017	24.540	126.896
0.892	4.5.E-3	31.210	3182.446	24.540	129.684
0.908	4.5.E-3	31.880	3250.777	24.540	132.469
0.923	4.6.E-3	32.527	3316.775	24.540	135.158
0.939	4.7.E-3	33.201	3385.496	24.540	137.958

0.954	4.8.E-3	33.850	3451.720	24.540	140.657
0.970	4.9.E-3	34.532	3521.186	24.540	143.488
0.985	4.9.E-3	35.190	3588.287	24.540	146.222
1.001	5.0.E-3	35.837	3654.252	24.540	148.910
1.016	5.1.E-3	36.506	3722.551	24.540	151.693
1.032	5.2.E-3	37.169	3790.170	24.540	154.449
1.047	5.2.E-3	37.844	3858.955	24.540	157.252
1.063	5.3.E-3	38.480	3923.850	24.540	159.896
1.078	5.4.E-3	39.145	3991.664	24.540	162.659
1.094	5.5.E-3	39.819	4060.384	24.540	165.460
1.110	5.6.E-3	40.478	4127.516	24.540	168.195
1.125	5.6.E-3	41.142	4195.297	24.540	170.957
1.141	5.7.E-3	41.795	4261.814	24.540	173.668
1.157	5.8.E-3	42.456	4329.270	24.540	176.417
1.173	5.9.E-3	43.119	4396.856	24.540	179.171
1.190	6.0.E-3	43.774	4463.599	24.540	181.891
1.207	6.0.E-3	44.451	4532.709	24.540	184.707
1.224	6.1.E-3	45.114	4600.230	24.540	187.458
1.258	6.3.E-3	46.431	4734.527	24.540	192.931
1.276	6.4.E-3	47.086	4801.368	24.540	195.655
1.294	6.5.E-3	47.753	4869.375	24.540	198.426
1.312	6.6.E-3	48.412	4936.573	24.540	201.164
1.331	6.7.E-3	49.079	5004.580	24.540	203.936
1.350	6.8.E-3	49.734	5071.388	24.540	206.658
1.369	6.9.E-3	50.402	5139.525	24.540	209.435
1.389	7.0.E-3	51.051	5205.717	24.540	212.132
1.409	7.1.E-3	51.730	5274.956	24.540	214.953
1.430	7.2.E-3	52.386	5341.765	24.540	217.676
1.451	7.3.E-3	53.053	5409.773	24.540	220.447
1.472	7.4.E-3	53.712	5477.001	24.540	223.187
1.494	7.5.E-3	54.353	5542.384	24.540	225.851
1.516	7.6.E-3	55.017	5610.066	24.540	228.609
1.540	7.7.E-3	55.676	5677.263	24.540	231.347
1.564	7.8.E-3	56.332	5744.169	24.540	234.074
1.590	8.0.E-3	56.987	5810.978	24.540	236.796
1.617	8.1.E-3	57.617	5875.160	24.540	239.412
1.643	8.2.E-3	58.225	5937.236	24.540	241.941
1.670	8.4.E-3	58.859	6001.872	24.540	244.575
1.700	8.5.E-3	59.513	6068.582	24.540	247.293
1.732	8.7.E-3	60.172	6135.780	24.540	250.032
1.766	8.8.E-3	60.824	6202.231	24.540	252.740
1.802	9.0.E-3	61.495	6270.692	24.540	255.529
1.841	9.2.E-3	62.154	6337.825	24.540	258.265
1.883	9.4.E-3	62.818	6405.540	24.540	261.024
1.928	9.7.E-3	63.482	6473.256	24.540	263.784
1.978	9.9.E-3	64.144	6540.810	24.540	266.537
2.033	1.0.E-2	64.804	6608.072	24.540	269.278

2.092	1.0.E-2	65.485	6677.473	24.540	272.106
2.159	1.1.E-2	66.118	6742.044	24.540	274.737
2.236	1.1.E-2	66.750	6806.454	24.540	277.362
2.320	1.2.E-2	67.373	6869.988	24.540	279.951
2.413	1.2.E-2	67.966	6930.476	24.540	282.415
2.525	1.3.E-2	68.643	6999.552	24.540	285.230
2.658	1.3.E-2	69.298	7066.360	24.540	287.953
2.822	1.4.E-2	69.943	7132.099	24.540	290.632
3.042	1.5.E-2	70.597	7198.778	24.540	293.349
3.341	1.7.E-2	71.258	7266.169	24.540	296.095
3.345	1.7.E-2	71.265	7266.882	24.540	296.124
3.776	1.9.E-2	71.649	7306.008	24.540	297.718
3.710	1.9.E-2	71.715	7312.750	24.540	297.993
4.288	2.1.E-2	70.585	7197.545	24.540	293.299
4.803	2.4.E-2	69.502	7087.074	24.540	288.797
5.316	2.7.E-2	68.501	6985.095	24.540	284.641
5.828	2.9.E-2	66.854	6817.151	24.540	277.798
6.085	3.0.E-2	66.166	6746.906	24.540	274.935

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

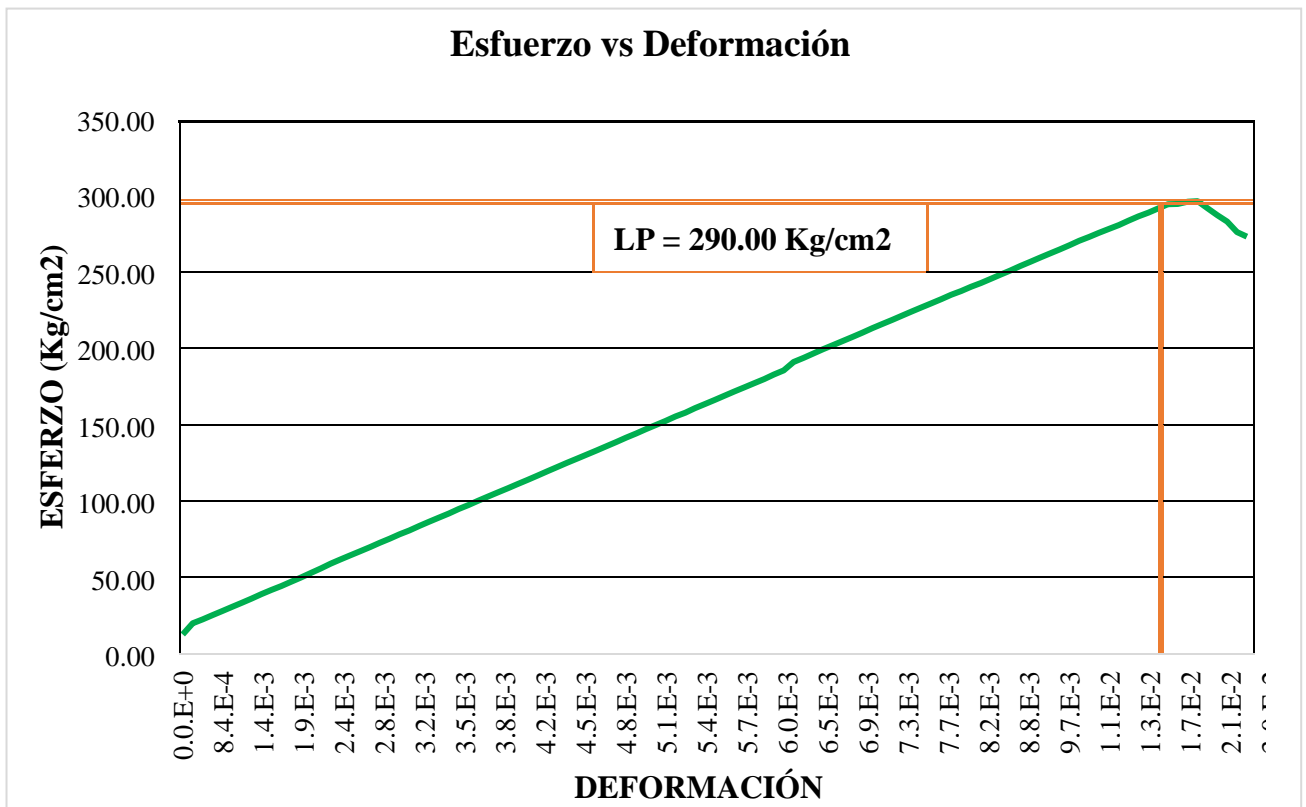


Figura 38. Esfuerzo y Deformación madera de Ciprés

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

El esfuerzo Límite Proporcional obtenido al realizar el ensayo de compresión paralela a la madera de ciprés fue de 290.00 Kg/cm², para determinar el esfuerzo limite proporcional en compresión perpendicular se tomó en cuenta lo mencionado por el Manual de Diseño de la JUNAC donde nos dice que el Esfuerzo del límite proporcional irá de 1/4 a 1/5 del esfuerzo limite en compresión paralela es decir de 72.50 kg/cm² a 58 kg/cm².

Determinación del Esfuerzo y Deformación de la Probeta CA5 – Aliso en Compresión Paralela a las Fibras

Tabla 36. Esfuerzo y Deformación madera de Aliso

Desplazamiento	Deformación	Fuerza	Ferza	Área	ESFERZO
mm		kN	Kg	cm²	Kg/cm²
0.000	0.0. E+0	4.796	489.048	25.700	19.029
0.009	4.7.E-5	5.021	512.033	25.700	19.923
0.011	5.5.E-5	5.049	514.886	25.700	20.034
0.013	6.3.E-5	5.092	519.230	25.700	20.203
0.014	7.2.E-5	5.132	523.346	25.700	20.364
0.016	8.0.E-5	5.165	526.718	25.700	20.495
0.018	8.8.E-5	5.196	529.862	25.700	20.617
0.019	9.6.E-5	5.224	532.682	25.700	20.727
0.021	1.0.E-4	5.260	536.313	25.700	20.868
0.022	1.1.E-4	5.308	541.272	25.700	21.061
0.024	1.2.E-4	5.331	543.606	25.700	21.152
0.032	1.6.E-4	5.511	561.921	25.700	21.865
0.056	2.8.E-4	6.061	618.064	25.700	24.049
0.082	4.1.E-4	6.637	676.769	25.700	26.333
0.110	5.5.E-4	7.214	735.635	25.700	28.624
0.209	1.0.E-3	9.231	941.311	25.700	36.627
0.240	1.2.E-3	9.910	1010.517	25.700	39.320
0.270	1.4.E-3	10.583	1079.109	25.700	41.989
0.300	1.5.E-3	11.235	1145.625	25.700	44.577
0.329	1.6.E-3	11.901	1213.535	25.700	47.219
0.357	1.8.E-3	12.566	1281.348	25.700	49.858
0.384	1.9.E-3	13.214	1347.475	25.700	52.431
0.410	2.1.E-3	13.891	1416.422	25.700	55.114
0.436	2.2.E-3	14.576	1486.278	25.700	57.832
0.462	2.3.E-3	15.327	1562.940	25.700	60.815
0.485	2.4.E-3	16.015	1633.055	25.700	63.543
0.507	2.5.E-3	16.690	1701.905	25.700	66.222
0.529	2.7.E-3	17.338	1767.968	25.700	68.793
0.550	2.8.E-3	18.005	1835.975	25.700	71.439
0.571	2.9.E-3	18.666	1903.334	25.700	74.060
0.591	3.0.E-3	19.324	1970.499	25.700	76.673

0.610	3.1.E-3	19.986	2037.955	25.700	79.298
0.631	3.2.E-3	20.646	2105.250	25.700	81.916
0.650	3.3.E-3	21.317	2173.679	25.700	84.579
0.670	3.4.E-3	21.974	2240.649	25.700	87.185
0.689	3.5.E-3	22.640	2308.559	25.700	89.827
0.707	3.6.E-3	23.294	2375.238	25.700	92.422
0.726	3.6.E-3	23.969	2444.153	25.700	95.103
0.743	3.7.E-3	24.624	2510.896	25.700	97.700
0.760	3.8.E-3	25.302	2580.038	25.700	100.391
0.778	3.9.E-3	25.944	2645.517	25.700	102.938
0.795	4.0.E-3	26.612	2713.590	25.700	105.587
0.813	4.1.E-3	27.271	2780.819	25.700	108.203
0.831	4.2.E-3	27.938	2848.859	25.700	110.851
0.849	4.3.E-3	28.595	2915.829	25.700	113.456
0.865	4.3.E-3	29.262	2983.804	25.700	116.101
0.882	4.4.E-3	29.930	3051.942	25.700	118.753
0.898	4.5.E-3	30.601	3120.338	25.700	121.414
0.914	4.6.E-3	31.247	3186.238	25.700	123.978
0.930	4.7.E-3	31.900	3252.820	25.700	126.569
0.946	4.7.E-3	32.559	3320.049	25.700	129.185
0.962	4.8.E-3	33.237	3389.191	25.700	131.875
0.977	4.9.E-3	33.893	3456.031	25.700	134.476
0.993	5.0.E-3	34.537	3521.705	25.700	137.031
1.010	5.1.E-3	35.231	3592.468	25.700	139.785
1.026	5.2.E-3	35.889	3659.568	25.700	142.396
1.043	5.2.E-3	36.546	3726.635	25.700	145.005
1.059	5.3.E-3	37.214	3794.708	25.700	147.654
1.075	5.4.E-3	37.866	3861.225	25.700	150.242
1.091	5.5.E-3	38.542	3930.106	25.700	152.922
1.107	5.6.E-3	39.194	3996.591	25.700	155.509
1.123	5.6.E-3	39.852	4063.723	25.700	158.122
1.140	5.7.E-3	40.536	4133.416	25.700	160.833
1.156	5.8.E-3	41.174	4198.474	25.700	163.365
1.173	5.9.E-3	41.851	4267.583	25.700	166.054
1.189	6.0.E-3	42.510	4334.716	25.700	168.666
1.206	6.1.E-3	43.178	4402.853	25.700	171.317
1.223	6.1.E-3	43.832	4469.563	25.700	173.913
1.239	6.2.E-3	44.506	4538.317	25.700	176.588
1.256	6.3.E-3	45.163	4605.319	25.700	179.195
1.273	6.4.E-3	45.818	4672.095	25.700	181.794
1.290	6.5.E-3	46.491	4740.686	25.700	184.463
1.307	6.6.E-3	47.158	4808.660	25.700	187.107
1.325	6.7.E-3	47.811	4875.307	25.700	189.701
1.343	6.7.E-3	48.475	4943.023	25.700	192.336
1.361	6.8.E-3	49.121	5008.891	25.700	194.898
1.379	6.9.E-3	49.809	5079.038	25.700	197.628
1.397	7.0.E-3	50.477	5147.143	25.700	200.278

1.415	7.1.E-3	51.131	5213.821	25.700	202.872
1.434	7.2.E-3	51.793	5281.375	25.700	205.501
1.453	7.3.E-3	52.453	5348.669	25.700	208.119
1.472	7.4.E-3	53.117	5416.385	25.700	210.754
1.492	7.5.E-3	53.781	5484.068	25.700	213.388
1.513	7.6.E-3	54.438	5551.006	25.700	215.992
1.533	7.7.E-3	55.114	5619.986	25.700	218.676
1.554	7.8.E-3	55.751	5684.946	25.700	221.204
1.576	7.9.E-3	56.431	5754.282	25.700	223.902
1.598	8.0.E-3	57.079	5820.378	25.700	226.474
1.622	8.1.E-3	57.741	5887.834	25.700	229.099
1.647	8.3.E-3	58.393	5954.351	25.700	231.687
1.673	8.4.E-3	59.052	6021.548	25.700	234.301
1.700	8.5.E-3	59.699	6087.513	25.700	236.868
1.726	8.7.E-3	60.337	6152.538	25.700	239.398
1.753	8.8.E-3	60.915	6211.502	25.700	241.693
1.781	8.9.E-3	61.572	6278.504	25.700	244.300
1.812	9.1.E-3	62.264	6349.105	25.700	247.047
1.844	9.3.E-3	62.906	6414.552	25.700	249.593
1.878	9.4.E-3	63.560	6481.263	25.700	252.189
1.915	9.6.E-3	64.765	6604.087	25.700	256.968
1.994	1.0.E-2	26.939	2746.977	25.700	106.886
2.366	1.2.E-2	37.395	3813.152	25.700	148.372
2.873	1.4.E-2	49.931	5091.420	25.700	198.110
3.381	1.7.E-2	59.287	6045.470	25.700	235.232

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

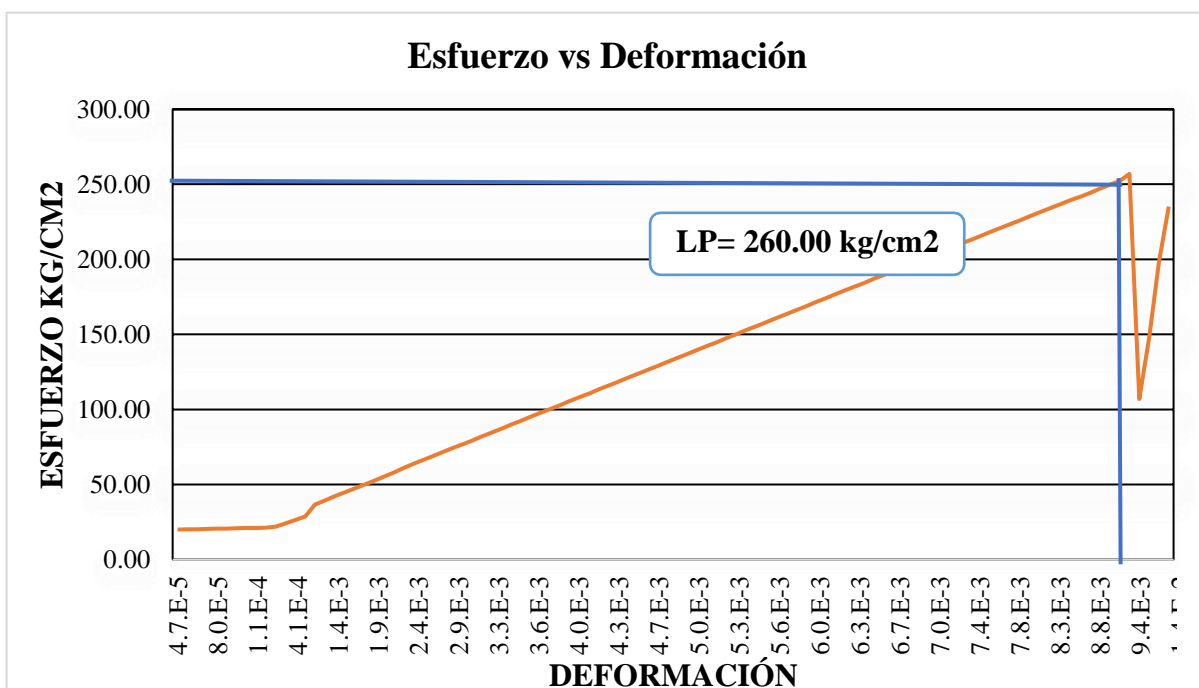


Figura 39. Esfuerzo y Deformación madera de Aliso

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

El esfuerzo Límite Proporcional obtenido al realizar el ensayo de compresión paralela a la madera de aliso fue de 260.00 Kg/cm² y el esfuerzo limite proporcional en compresión perpendicular va desde los 65 kg/cm² a los 52 kg/cm².

Determinación del Esfuerzo Límite Proporcional en Flexión

Madera de Ciprés

Tabla 37. Esfuerzo Limite proporcional de Flexión en la madera de Ciprés

Desplazamiento mm	Deformación	Fuerza kN	Fuerza Kg	Área cm ²	ESFUERZO Kg/cm ²	Tensión MPa
0.000	-31E-8	0.344	35.041	6.400	5.475	11.876
0.605	15E-4	0.557	56.824	6.400	8.879	19.259
1.207	29E-4	0.762	77.700	6.400	12.141	26.334
1.855	45E-4	0.981	100.001	6.400	15.625	33.893
2.511	61E-4	1.186	120.942	6.400	18.897	40.990
3.224	79E-4	1.391	141.817	6.400	22.159	48.065
4.015	98E-4	1.607	163.827	6.400	25.598	55.525
4.781	1E-2	1.811	184.638	6.400	28.850	62.578
5.640	1E-2	2.022	206.162	6.400	32.213	69.873
6.695	2E-2	2.232	227.556	6.400	35.556	77.124
7.936	2E-2	2.432	248.010	6.400	38.752	84.056
9.627	2E-2	2.646	269.858	6.400	42.165	91.461
12.397	3E-2	2.861	291.706	6.400	45.579	98.866
12.615	3E-2	2.369	241.559	6.400	37.744	81.870
13.087	3E-2	2.544	259.453	6.400	40.539	87.934
13.604	3E-2	2.724	277.735	6.400	43.396	94.131
13.888	3E-2	2.812	286.779	6.400	44.809	97.196

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

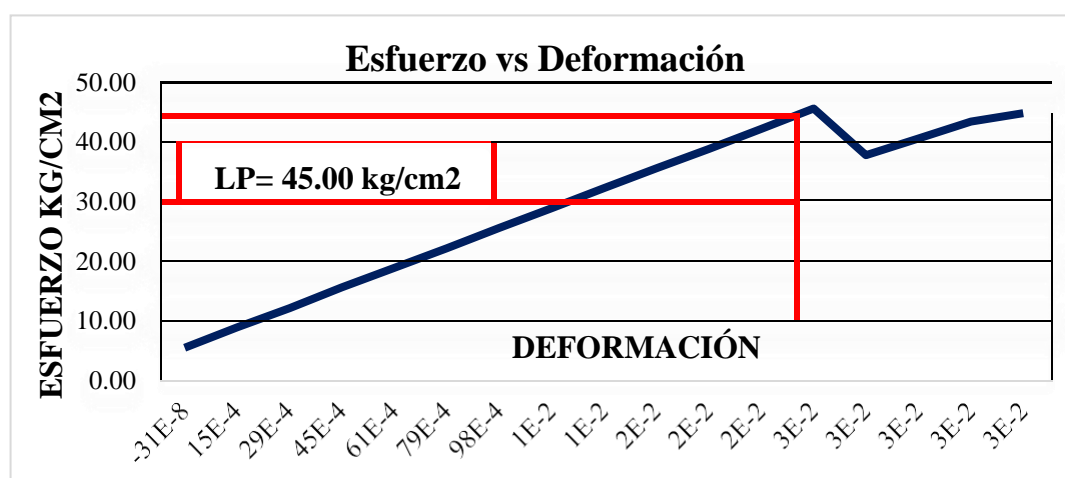


Figura 40. Esfuerzo Limite proporcional de Flexión en la madera de Ciprés

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Madera de Aliso

Tabla 38. Esfuerzo Limite proporcional de Flexión en la madera de Aliso

Desplazamiento	DEFORMACIÓN	Fuerza	Fuerza	Área	ESFUERZO	Tensión
mm		kN	Kg	cm2	Kg/cm2	MPa
-0.0001	-30.5E-8	0.1221	12.4475	6.1800	2.0142	4.2187
0.4860	11.8E-4	0.2464	25.1219	6.1800	4.0650	8.5144
1.1999	29.2E-4	0.4056	41.3620	6.1800	6.6929	14.0185
1.9674	47.9E-4	0.6040	61.5892	6.1800	9.9659	20.8740
2.7589	67.2E-4	0.8160	83.2103	6.1800	13.4645	28.2018
3.5539	86.6E-4	1.0236	104.3775	6.1800	16.8896	35.3759
4.3993	1.1E-2	1.2341	125.8366	6.1800	20.3619	42.6488
5.3065	1.3E-2	1.4420	147.0363	6.1800	23.7923	49.8339
6.3761	1.6E-2	1.6489	168.1386	6.1800	27.2069	56.9859
7.7265	1.9E-2	1.8520	188.8521	6.1800	30.5586	64.0062
9.6765	2.4E-2	2.0685	210.9270	6.1800	34.1306	71.4878
10.1480	2.5E-2	2.1092	215.0761	6.1800	34.8020	72.8941
10.6344	2.6E-2	2.1372	217.9287	6.1800	35.2635	73.8609
11.0228	2.7E-2	2.1779	222.0778	6.1800	35.9349	75.2671
11.1359	2.7E-2	1.1196	114.1670	6.1800	18.4736	38.6937
11.5254	2.8E-2	1.1492	117.1817	6.1800	18.9614	39.7155
11.5973	2.8E-2	1.1641	118.7051	6.1800	19.2079	40.2318

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera



Figura 41. Esfuerzo Limite proporcional de Flexión en la madera de Aliso

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Los esfuerzos limites proporcionales obtenidos al realizar los diferentes ensayos son un poco menores a los establecidos por el Manual de Diseño de la JUNAC (ver Figura 2 y 3), debido a que el ciprés al ser una madera perteneciente al grupo C no es altamente una madera estructural como las del grupo A y B y el Aliso al no estar dentro de estos grupos sus propiedades de resistencia son más bajas que las del ciprés,

3.1.2. Cruces de San Andrés en la estructura.

Modelo 1

Al colocar las cruces de San Andrés en las Esquinas de la estructura es decir en los eje F-G y 1-2, vertical y horizontalmente el valor del momento se redujo a 116 kg.m y el valor de las fuerzas en X, Y y Z también se redujeron pero no mucho. Ver Figura 42 - 43 y Tabla 39. Por lo que al no tener buenos resultados al colocar las cruces de San Andrés en estos ejes se procede a ir cambiando y comparando los resultados hasta obtener los mejores.

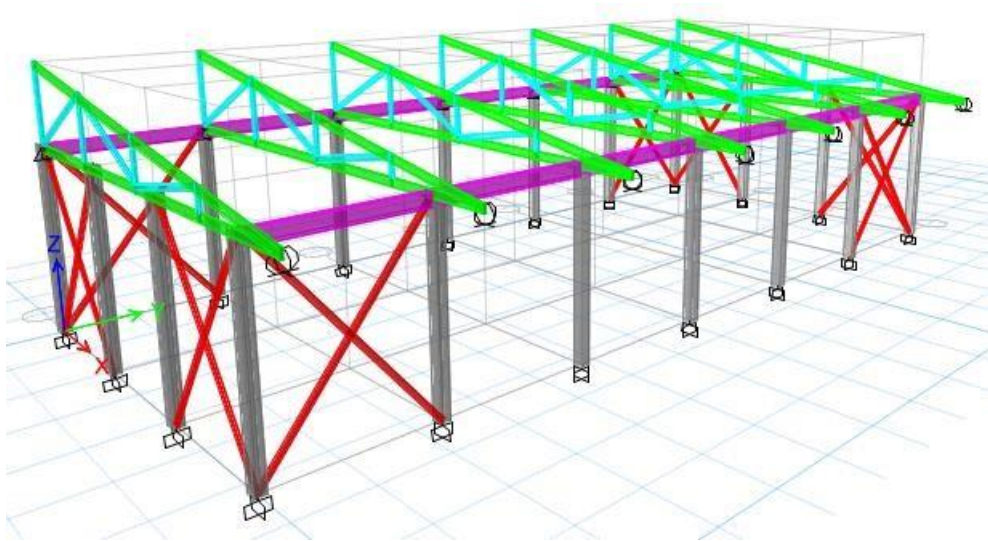


Figura 42. Cruces de San Andrés en las Esquinas de la estructura.

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

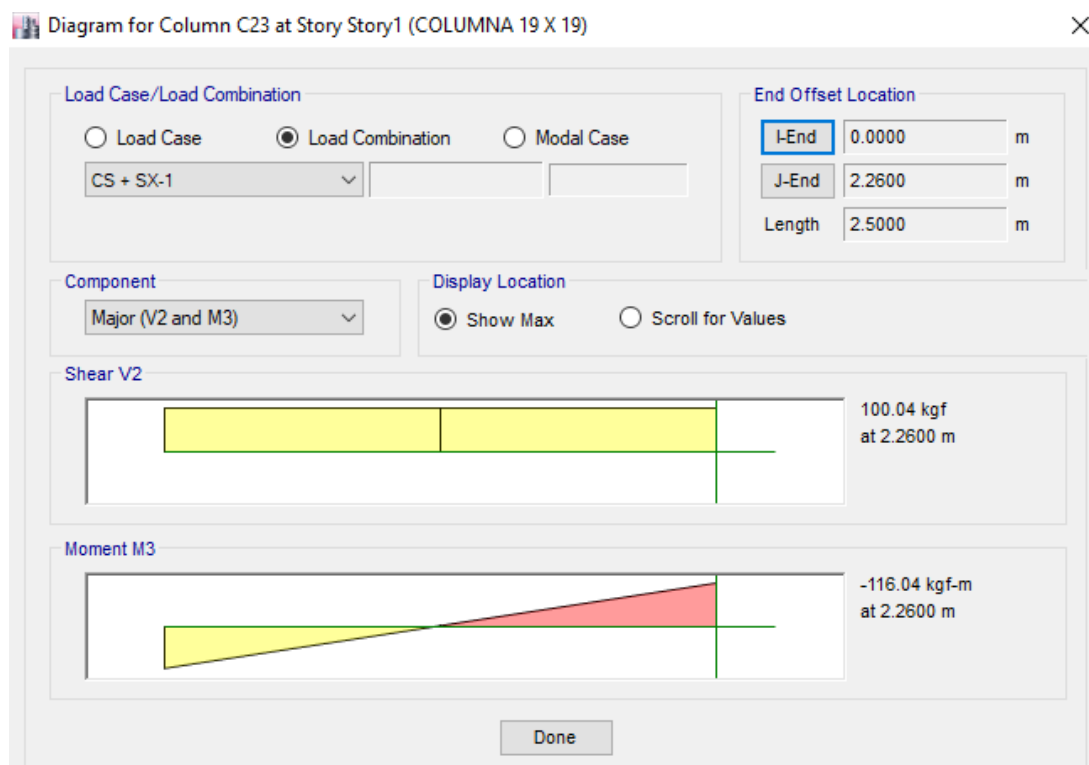


Figura 43. Momento al colocar las cruces de San Andrés en las esquinas.

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Tabla 39. Fuerzas – Cruces de San Andrés en las Esquinas.

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX Kgf	FY kgf	FZ kgf
Story 1	69	133	CARGA DE SER...	6.88	0	955.25
Story 1	69	133	1.8 CM + 1 CV	12.1	0	1048.6
Story 1	69	133	CS + SX	-72.55	0	1338.8
Story 1	69	133	CS - SX	217.56	0	1341.26
Story 1	69	133	CS + SY	70.25	-54.92	1340.18
Story 1	69	133	CS + -SY	70.25	54.81	1340.18
Story 1	69	133	CS + SX-1	-72.55	-91.53	1338.8
Story 1	69	133	CS + SY-1	70.25	-147.16	1340.18

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Modelo 2

Luego de ir probando varias ubicaciones de las cruces de San Andrés, se comprobó que entre los ejes 1-2, 3-4 en sentido horizontal y entre los ejes B-C, D-E, y F-G en sentido vertical (Ver Anexo 4), se obtienen mejores resultados: debido a que las cruces de San Andrés son elementos rigidizadores que ayudan a la estructura para darle mayor estabilidad y en estos lugares su desempeño es mejor. Para mayor comprensión de los resultados obtenidos al colocar estos elementos rigidizadores en la estructura se presenta la siguiente figura y tabla, Ver Figura 44 - 45 y Tabla 40.

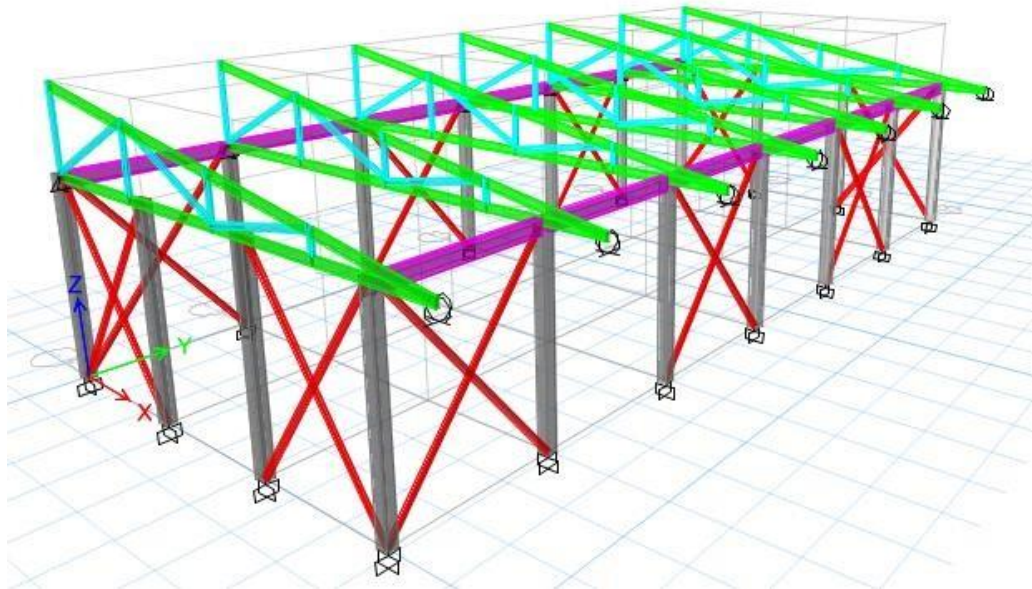


Figura 44. Cruces de San Andrés en la estructura.

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

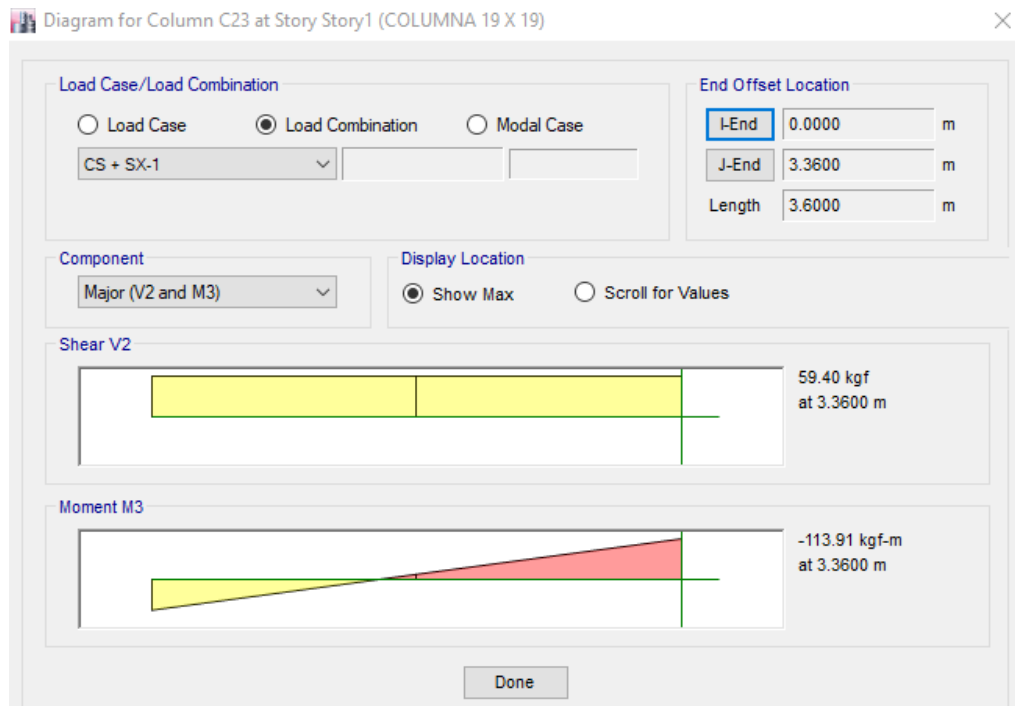


Figura 45. Momento en columna al colocar las cruces de San Andrés

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

Tabla 40. Fuerzas – Cruces de San Andrés dan mejores resultados,

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX Kgf	FY kgf	FZ kgf
Story 1	69	133	CARGA DE SER...	4.98	0	951.16
Story 1	69	133	1.8 CM + 1 CV	10.25	0	1044.12
Story 1	69	133	CS + SX	-68.15	0	1328.8
Story 1	69	133	CS - SX	210.88	0	1335.82
Story 1	69	133	CS + SY	66.15	-51.92	1336.12
Story 1	69	133	CS + -SY	66.15	50.15	1336.12
Story 1	69	133	CS + SX-1	-68.15	-88.96	1328.8
Story 1	69	133	CS + SY-1	66.15	-142.66	1336.12

Fuente: Silvio Stalin Herrera Herrera

CAPITULO IV

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. CONCLUSIONES

- Se evaluó el comportamiento estructural de la madera de aliso y de ciprés mediante los ensayos de compresión paralela, compresión perpendicular a las fibras y flexión, donde la madera con mayor resistencia a las fuerzas aplicadas fue la madera de ciprés que soporto un esfuerzo máximo en compresión paralela de 297.993 kg/cm², en compresión perpendicular a las fibras de 379.791 kg/cm² y en flexión de 45.579 kg/cm².
- Se comprobó que la mejor ubicación de las cruces de San Andrés son las indicadas en la Figura 44 del modelo 2 debido a que los elementos rigidizadores ayudan a la estructura a darle mayor estabilidad, logrando con ello disminuir el valor de momento inicial en columna de 120 Kg. m sin arriostramientos a 113.91 kg.m, al igual que las fuerzas, producidas por las cargas de: peso propio, carga viva, carga de sismo, carga de viento y las combinaciones de estas, ver Tabla 40.
- Se determinó que la madera de ciprés es una madera que está dentro de uno de los tres grupos de maderas estructurales clasificados por la NEC-SE-MD-ESTRUCTURAS DE MADERA ya que su densidad básica fue de 0.53 gr/cm³ que pertenece al GRUPO C donde su densidad básica DB está entre 0.40 y 0.55 gr/cm³.
- La casa comunal contará con una Armadura tipo de Dientes de Sierra debido a que si se llega a realizar la implantación quedará adosada a un lado, por ello se escogió la que es a una sola agua.

4.2. RECOMENDACIONES

- Previo a realizar los ensayos de las probetas registrar las medidas de cada una de ellas y anotarlas para la realización de los cálculos de una mejor manera.
- Tener en cuenta la configuración estructural para la implementación de las cruces de San Andrés que ayuden al sistema a soportar de mejor manera las fuerzas internas y externas.
- Se recomienda que la cimentación debe ser alta y pasar el nivel del suelo para evitar que las columnas sufran daños por humedad.
- Se recomienda respetar los parámetros de diseño al momento de su ejecución debido a que la estructura está estrictamente calculada para que su eficiencia sea la esperada, caso contrario se ocasionaran problemas a corto o largo plazo.

REFERENCIAS

- [1] V. Salazar, “VIVIENDA CON ESTRUCTURA DE MADERA EN LA CIUDAD DE GUAYAQUIL”, UNIVERSIDAD DE ESPECIALIDADES ESPÍRITU SANTO, 2014.
- [2] I. Dussan y M. Rincón, “USO DE LA MADERA COMO MATERIA PRIMA DE CONSTRUCCION PARA UNA SOLUCION DE VIVIENDA EN UN SECTOR SOCIOECONOMICO MEDIO DE LA POBLACION EN LA CIUDAD DE VILLAVICENCIO”, UNIVERSIDAD COOPERATIVA DE COLOMBIA, 2014.
- [3] L. Ortiz, “VIGAS DE MADERA HORIZONTALES PARA PROYECTOS HABITACIONALES, EN ARQUITECTURA”, UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, 2008.
- [4] J. del acuerdo de Cartagena y P.- REFORT, *MANUAL DE DISEÑO PARA MADERAS DEL GRUPO ANDINO*. LIMA, PERÚ, 1984.
- [5] CORMA, *MANUAL DE CONSTRUCCIÓN EN MADERA*. 2011.
- [6] P. Diana, “CONSTRUCCION CASA COMUNAL BARRIO FUNDADORES 1”, UNIVERSIDAD SANTO TOMAS, 2017.
- [7] C. Osorio y C. Maldonado, “PROYECTO ARQUITECTONICO DE CENTRO PRODUCTIVO DE APRENDIZAJE DE OFICIOS MIXTOS Y PROPUESTA DE REMODELACION ARQUITECTONICA DE CASA COMUNAL PARA EL MUNICIPIO DE YAMABAL, MORAZAN”, UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR, 2013.
- [8] G. Juan y O. Alixon, “ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UNA CASA COMUNAL, PARQUE COMUNITARIO Y OBRAS ADICIONALES EN SAN ELOY, MONTECRISTI”, ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL, 2017.
- [9] T. I. del Pilar, “DISEÑO ARQUITECTÓNICO DE UN CENTRO DE DESARROLLO COMUNITARIO, PARA LA COMUNA PALMAR, CANTÓN SANTA ELENA 2016 - 2017”, UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL FACULTAD, 2018.
- [10] G. Carlos, “PROPUESTA ARQUITECTÓNICA PARA UN CENTRO COMUNAL EN BARRIO LOS ANGELES, BARRIO SANTA LUCIA Y BARRIO ALMENDARES, DEL CANTÓN CENTRAL DE SAN JOSÉ”,


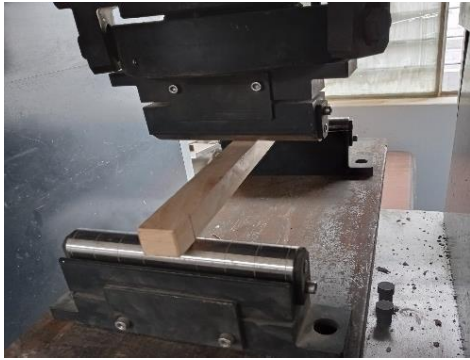


Instituto Tecnológico de Costa Rica, 2012.

- [11] J. Ordoñez, A. Naranjo, N. Venegas, y T. Hernández, “DENSIDAD DE LAS MADERAS MEXICANAS POR TIPO DE VEGETACIÓN CON BASE EN LA CLASIFICACIÓN DE J. RZEDOWKI”, *Madera y Bosques*, vol. 21, pp. 77–126, 2015, [En línea]. Disponible en: https://www.researchgate.net/publication/292786839_Densidad_de_las_maderas_mexicanas_por_tipo_de_vegetacion_con_base_en_la_clasificacion_de_J_Rzedowski_compilacion.
- [12] C. Chuquimarca y Adrian Suntaxi, “DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL DE LA ASOCIACIÓN DE MAESTROS ARTESANOS DE LA MADERA Y CONEXOS DE PICHINCHA Y PROPUESTA PARA MEJORAR LA PRODUCCIÓN Y COMERCIALIZACIÓN DE MUEBLES RÚSTICOS DE ASOARTMADER EN LA PROVINCIA DE PICHINCHA”, UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR, 2013.
- [13] F. de M. Muñoz, “CARACTERIZACIÓN TECNOLÓGICA DEL CIPRÉS”, UNIVERSIDAD DE COSTA RICA, 2010.
- [14] C. Amaya y B. Villegas, “EVALUACIÓN DE LA PRODUCCIÓN DE HOJARASCA Y DEL CONTENIDO DE NUTRIENTES EN SU FRACCIÓN DOMINANTE EN PINO Y ALISO EN EL SUR DEL ECUADOR”, UNIVERSIDAD DE CUENCA, 2017.
- [15] M. del A. del E. (MAE) y L. O. de las N. U. para la A. y A. (FAO), *PROPIEDADES ANATÓMICAS, FÍSICAS Y MECÁNICAS DE 93 ESPECIES FORESTALES - ECUADOR*. 2014.
- [16] MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA, “ESTRUCTURAS DE MADERA. NEC-SE-MD”, en *NORMATIVA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN*, CAMICOM, Ed. QUITO, ECUADOR, 2014, p. 94.
- [17] MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA, “GUÍA PRÁCTICA PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE MADERA”, en *NORMATIVA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN*, DISEÑO y D. E. I. I. ACTIVA, Eds. QUITO, ECUADOR, 2016, p. 56.
- [18] B. Gálvez, “MADERA ESTRUCTURAL TIPOLOGÍA Y CÁLCULO DE UNIONES”, UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA, 2011.

- [19] R. Aroca, “ARRIOSTRAMIENTO”, 2010.
- [20] NEC-SE-DS, “PELIGRO SISMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE”, en *NORMATIVA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN*, CAMICOM, Ed. QUITO, ECUADOR, 2014, pp. 1–100.
- [21] MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA, “CARGAS (NO SÍSMICAS). NEC - SE - CG”, en *NORMATIVA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN*, CAMICOM, Ed. QUITO, ECUADOR, 2014, pp. 1–32.
- [22] A. S. of C. E. ASCE, *ASCE STANDARD ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. RESTON, VIRGINIA: American Society of Civil Engineers, 2016.
- [23] KUBIEC, *KUBITEJA TRADICIONAL*. QUITO, ECUADOR: KUBIEC, 2016.
- [24] C. E, N. A, y C. M, “DISEÑO ÓPTIMO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES RECTANGULARES”, *Rev. la Construcción*, vol. 8, núm. 2, pp. 60–71, 2009, [En línea]. Disponible en: <https://www.redalyc.org/pdf/1276/127619798006.pdf>.

ANEXOS

ANEXO 1: REGISTRO FOTOGRAFICO

FOTOGRAFÍA 1	FOTOGRAFÍA 2
	
<p style="text-align: center;">Medición de la probeta para el ensayo de Flexión.</p>	<p style="text-align: center;">Colocación de la Probeta de madera en la Máquina de Compresión.</p>
FOTOGRAFÍA 3	FOTOGRAFÍA 4
	
<p style="text-align: center;">Compresión Perpendicular a las fibras.</p>	<p style="text-align: center;">Ensayo a flexión de la madera.</p>
FOTOGRAFÍA 5	FOTOGRAFÍA 6
	
<p style="text-align: center;">Falla a flexión de la probeta.</p>	<p style="text-align: center;">Ensayo a compresión paralela.</p>

FOTOGRAFÍA 7



Falla típica de una probeta sometida a una fuerza de compresión paralela.

FOTOGRAFÍA 8



Medición del espesor de la probeta para el ensayo de flexión.

**ANEXO 2: CERTIFICADO DE
HABER INGRESADO A LOS
LABORATORIOS**



CERTIFICADO

Yo, **ING. BYRON LEONARDO LÓPEZ SÁNCHEZ**, ciudadano con documento de identidad N° **180408815-9** en calidad de **TÉCNICO DE LABORATORIO** de la Carrera de Ingeniería Civil en la Universidad Técnica de Ambato ubicada en la Av. De los Chasquis y Río Payamino, por medio de la presente:

CERTIFICO

QUE: El Sr. **HERRERA HERRERA SILVIO STALIN**, con cédula de ciudadanía No. **050379043-8**, desarrollo su proyecto experimental “FACTIBILIDAD DE LA IMPLEMENTACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, CRUCES DE SAN ANDRÉS UTILIZANDO MADERA DE LA ZONA COMO ALISO O CIPRÉS PARA LA NUEVA CASA COMUNAL DEL BARRIO YUGSICHE ALTO, PARROQUIA TOACASO, CANTÓN LATACUNGA, PROVINCIA DE COTOPAXI”, en la cual realizo múltiples ensayos de laboratorio de la Carrera de Ingeniería Civil, tales como:

- ✓ Flexión en la madera
- ✓ Compresión paralela y perpendicular a las fibras

Tesista que ingreso a los laboratorios de Ingeniería Civil desde el 10 de noviembre hasta el 3 de diciembre del año en curso.

Se expide el presente al interesado y autorizo hacer uso del escrito en lo que estime conveniente, sin uso jurídico, y sin más que acotar, me suscribo.

Ambato, 03 de Diciembre de 2021.

Atentamente,



Firmado electrónicamente por:
**BYRON LEONARDO
LOPEZ SANCHEZ**

Ing. Byron López Sánchez
TÉCNICO DE LABORATORIO
INGENIERÍA CIVIL – FICM – UTA.



**ANEXO 3: VALIDACIÓN DE
LOS RESULTADOS OBTENIDOS
EN LOS ENSAYOS**

Título: Ensayo de Compresión Paralela 1 a la 10 y Perpendicular 11 a la 20

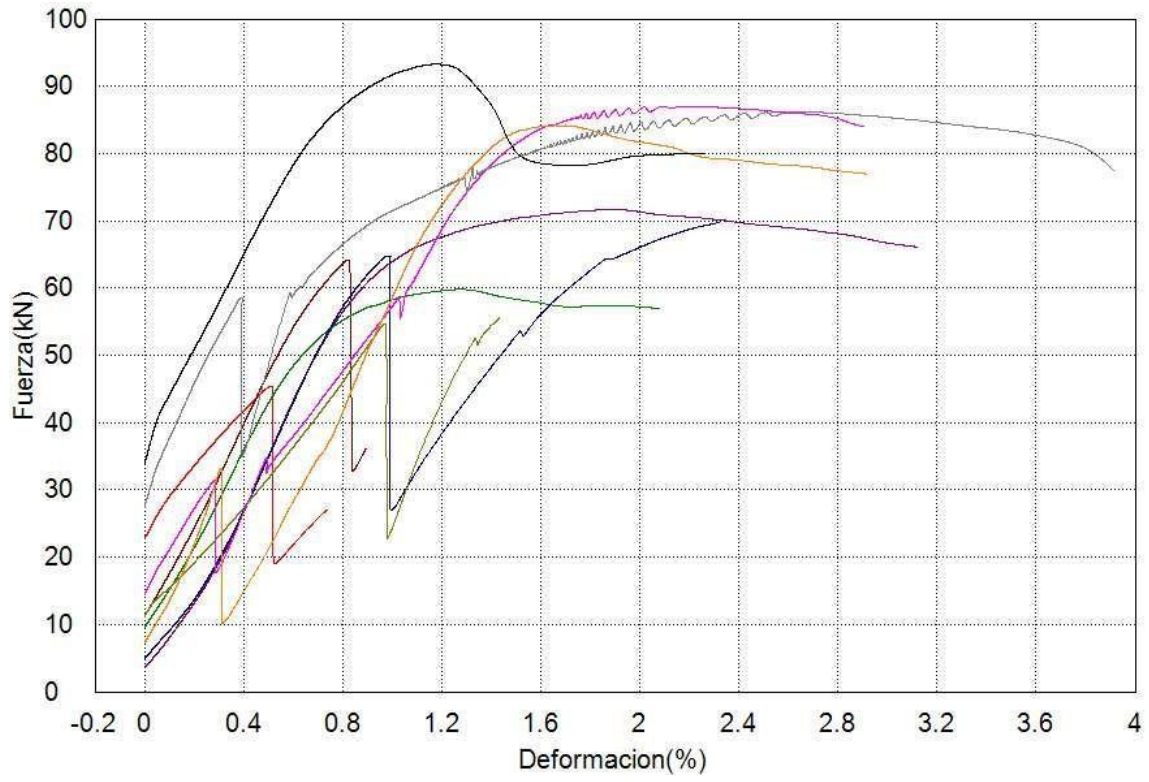
Palabra llave		Nombre de producto	
Nombre de archivo de ensayo		Nombre de metodo de ensayo	comprsn de probetas de mecanica 4.xmux
Fecha de informe	10-Nov-21	Fecha de ensayo	10-Nov-21
Modo de Ensayo	Sencillo	Tipo de ensayo	Compresion
Velocidad	0.25N/mm2/sec	Forma	Plana
Nºde partidas:	1	Nºde muestras:	22

Nombre	Max._Fuerza	Max._Tension	Max._Deformacion
Parametros	Calc. at Entire Areas	Calc. at Entire Areas	Calc. at Entire Areas
Unidad	kN	N/mm2	%
1 _ 1	45.2986	17.0462	0.51779
1 _ 2	64.2090	23.7473	0.82296
1 _ 3	71.7147	27.0924	1.89305
1 _ 4	59.7909	22.7197	1.26427
1 _ 5	69.7966	26.3161	2.32206
1 _ 6	55.5309	21.7053	1.43304
1 _ 7	87.0263	35.8133	2.09738
1 _ 8	86.2157	34.9278	2.62288
1 _ 9	84.1522	34.4181	1.65775
1 _ 10	93.2840	36.2994	1.16755
1 _ 11	52.9521	6.92185	10.0540
1 _ 12	50.9860	6.68336	9.91993
1 _ 13	49.9614	6.70623	9.15100
1 _ 14	50.3181	6.45104	8.53174
1 _ 15	64.4299	8.26915	11.7984
1 _ 16	52.1676	6.66253	9.97624
1 _ 17	53.1197	6.74674	11.2482
1 _ 18	50.5899	6.34531	9.90121
1 _ 19	50.3546	6.48065	11.1886
1 _ 20	44.0846	5.77038	9.94611
Media	61.7991	17.3561	5.87571
Desviacion Estandar	15.2519	11.9240	4.48328
Rango	49.1994	30.5290	11.2806



Firmado electrónicamente por:
**BYRON LEONARDO
LOPEZ SANCHEZ**

Ing. Byron López Sánchez
TÉCNICO DE LABORATORIO
INGENIERÍA CIVIL – FICM – UTA.



Firmado electrónicamente por:
**BYRON LEONARDO
LOPEZ SANCHEZ**

Ing. Byron López Sánchez
TÉCNICO DE LABORATORIO
INGENIERÍA CIVIL – FICM – UTA.

Título: Ensayo de Flexión Madera

Palabra llave		Nombre de producto	
Nombre de archivo de ensayo		Nombre de metodo de ensayo	FLEXION 3 PUNTOS MADERA.xmux
Fecha de informe	3-Dic-21	Fecha de ensayo	3-Dic-21
Modo de Ensayo	Sencillo	Tipo de ensayo	Flexion 4 ptos.
Velocidad	0.24MPa/sec	Forma	Plana
Nºde partidas:	1	Nºde muestras:	20

Nombre	Max._Fuerza	Max._Tension	Max._Desplazamiento	Max._Deformacion
Parametros	Calc. at Entire Areas	Calc. at Entire Areas	Calc. at Entire Areas	Calc. at Entire Areas
Unidad	kN	MPa	mm	%
1_1	0.68919	23.8183	1.37113	0.15869
1_1	1.19686	41.3634	2.02450	0.23432
1_1	1.13487	39.2211	0.03675	0.00425
1_1	2.01893	69.7740	8.21500	0.95081
1ali	2.12638	73.4873	11.1010	1.28484
2ali	1.28555	44.4286	7.01813	0.81228
3ali	0.83129	28.7292	5.24575	0.60715
4ali	1.97506	68.2579	10.8619	1.25716
5ali	2.17787	75.2671	11.0228	1.27578
1c	1.75031	60.4906	6.15675	0.71258
2c	2.07965	71.8724	10.6704	1.23499
3c	2.47161	85.4185	14.5696	1.68630
4c	2.86071	98.8657	12.3971	1.43485
5c	2.33555	80.7163	13.1500	1.52199
Media	1.78099	61.5507	8.13149	0.94114
Desviacion Estandar	0.65101	22.4989	4.62356	0.53514
Rango	2.17152	75.0474	14.5329	1.68205



Firmado electrónicamente por:
BYRON LEONARDO
LOPEZ SANCHEZ

Ing. Byron López Sánchez
TÉCNICO DE LABORATORIO
INGENIERÍA CIVIL – FICM – UTA.



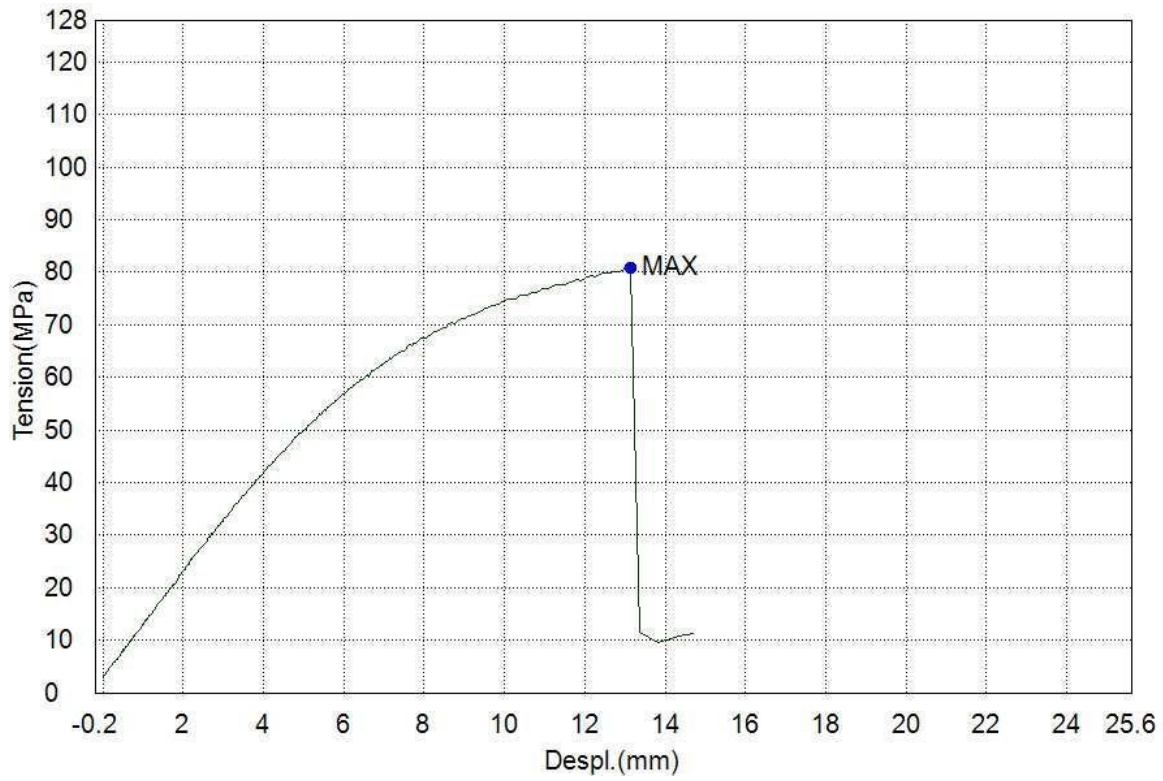
Nombre	M.Elastico	Pend._Standard	MODULO DE ROTURA CALCULADO
Parametros	Fuerza 10 - 20 kN	Fuerza 10 - 20 kN	
Unidad	MPa	N/mm	MPa
1_1	--	--	19.8487
1_1	--	--	34.4696
1_1	--	--	32.6843
1_1	--	--	58.1452
1ali	--	--	61.2397
2ali	--	--	37.0238
3ali	--	--	23.9412
4ali	--	--	56.8817
5ali	--	--	62.7227
1c	--	--	50.4089
2c	--	--	59.8939
3c	--	--	71.1824
4c	--	--	82.3885
5c	--	--	67.2638
Media	--	--	51.2925
Desviacion Estandar	--	--	18.7491
Rango	--	--	62.5398



Firmado electrónicamente por:
**BYRON LEONARDO
LOPEZ SANCHEZ**

Ing. Byron López Sánchez
TÉCNICO DE LABORATORIO
INGENIERÍA CIVIL – FICM – UTA.



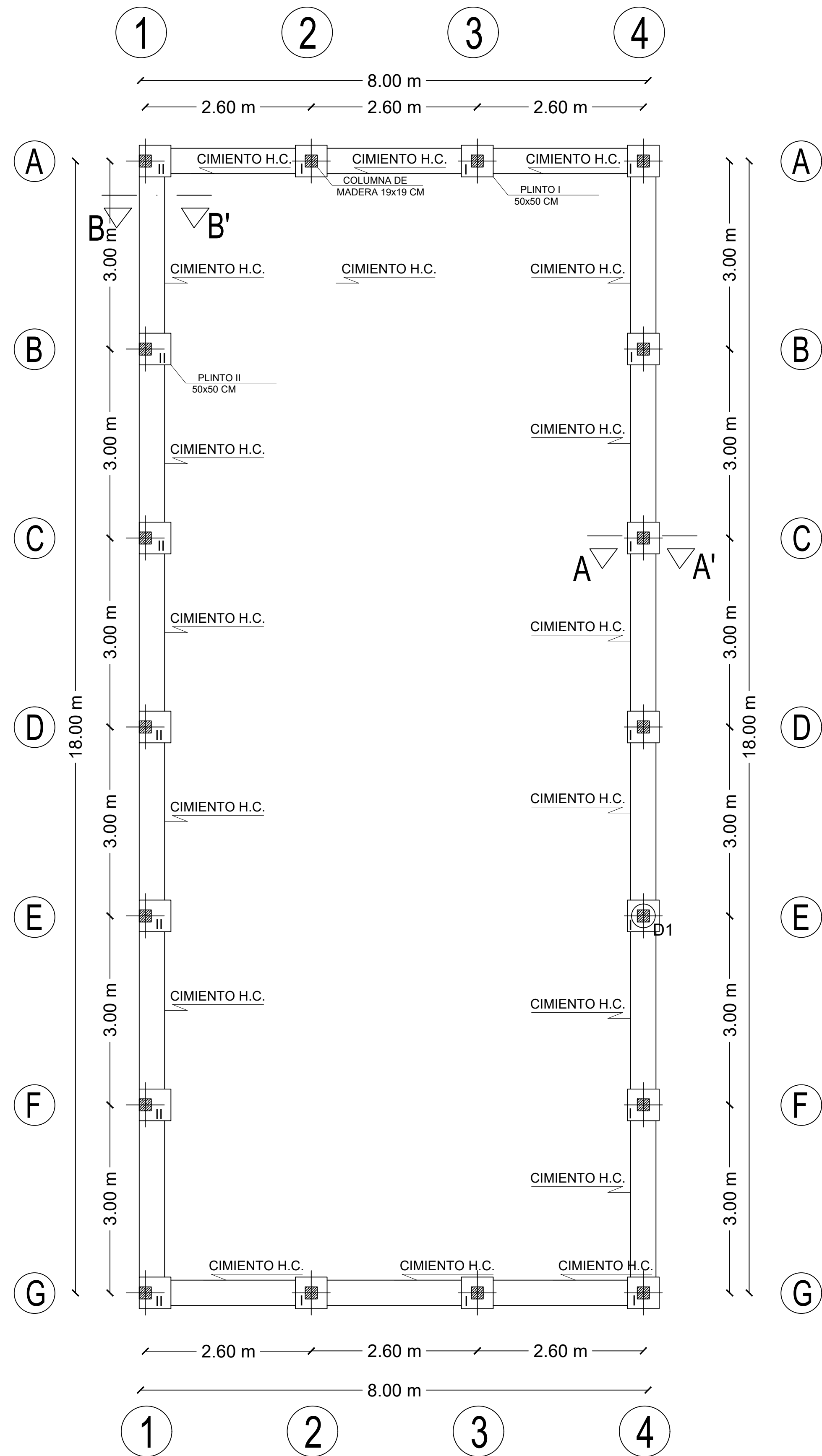


Firmado electrónicamente por:
BYRON LEONARDO
LOPEZ SANCHEZ

Ing. Byron López Sánchez
TÉCNICO DE LABORATORIO
INGENIERÍA CIVIL – FICM – UTA.

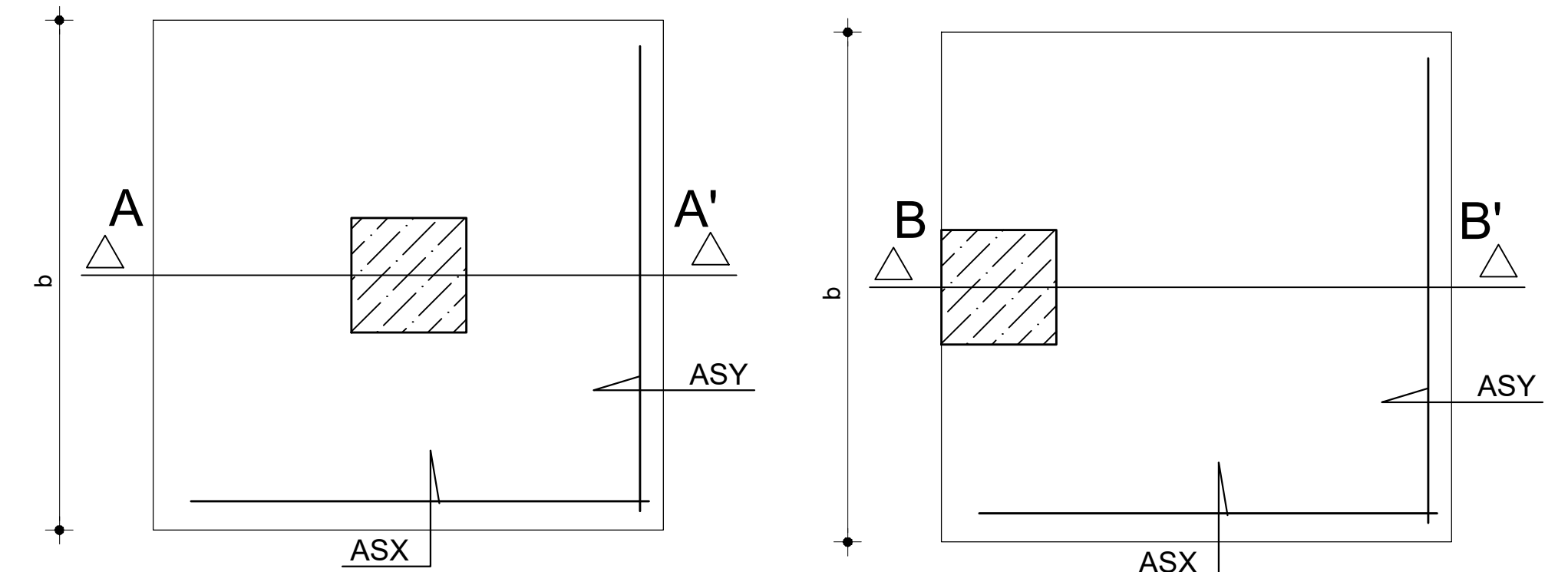
ANEXO 4: PLANOS

PLANTA DE CIMENTACIÓN, CORTES, DETALLES, CUADRO DE PLINTOS



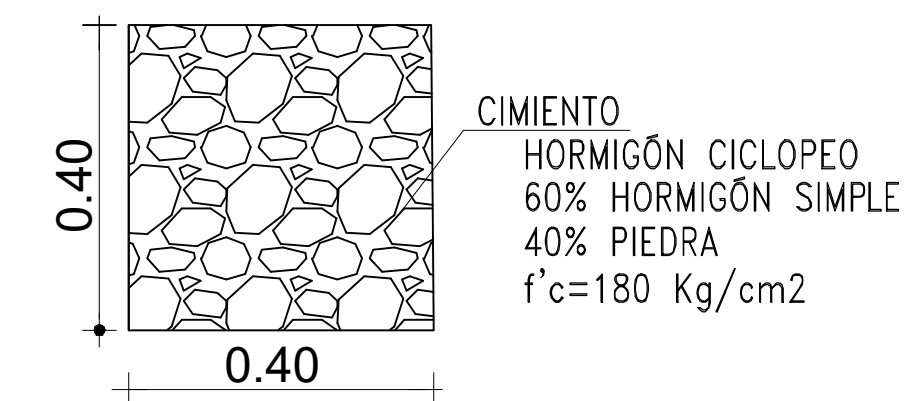
PLANTA CIMENTACIÓN
ESCALA 1:50

CUADRO DE PLINTOS		
ASY	1 Ø 12 @ 0.10 10 Mc 01	1 Ø 12 @ 0.10 10 Mc 03
ASX	1 Ø 12 @ 0.10 10 Mc 02	1 Ø 12 @ 0.10 10 Mc 04
#	11	7
ALTURA H	0.70 m	0.70 m
UBICACION EJES	2,3,A4,B4 C4,D4,E4,F4,G4	A1,B1,C1 D1,E1,F1,G1
SECCION	0.50 X 0.50 m	0.50 X 0.50 m
PLINTO TIPO		

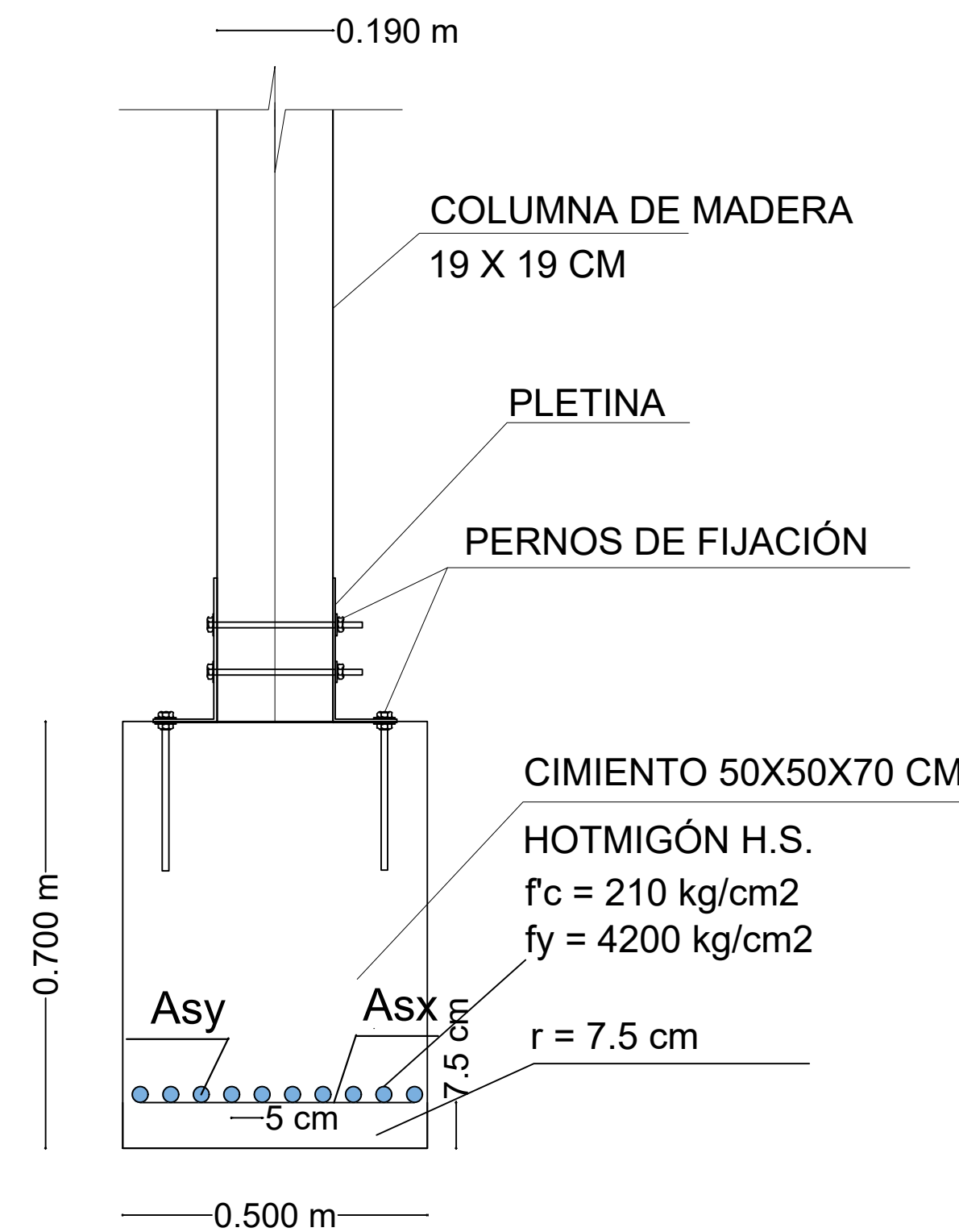


PLINTO TIPO I
ESC. S/E

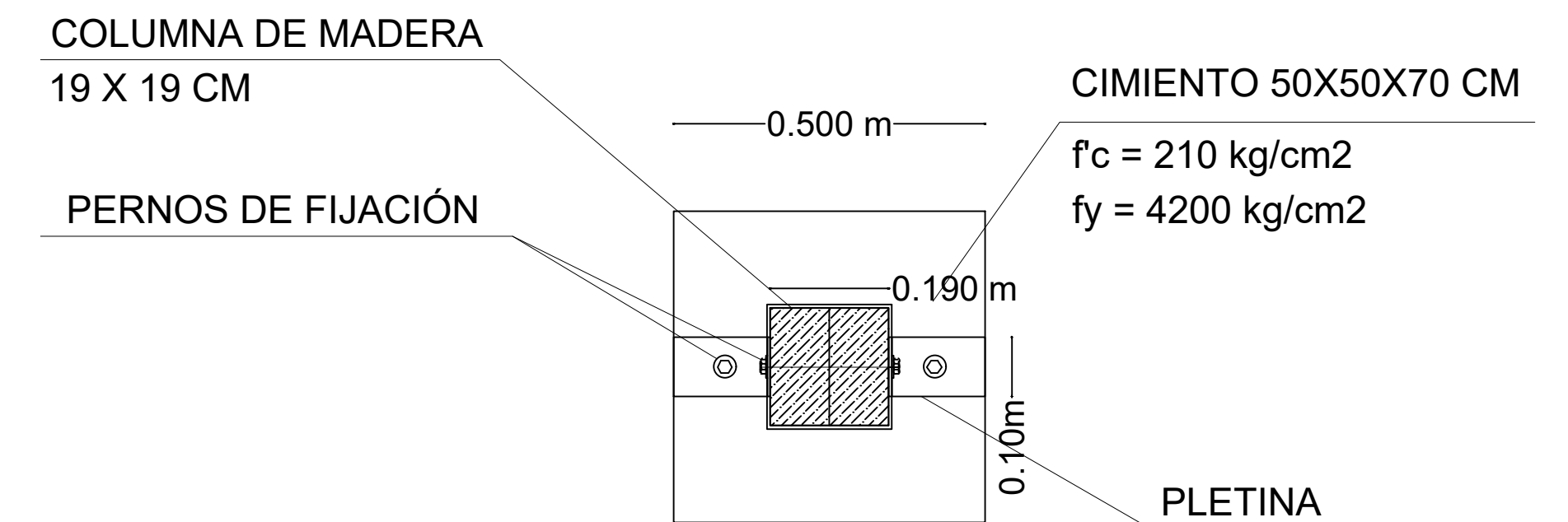
PLINTO TIPO II
ESC. S/E



CORTE B-B'
ESC 1:10



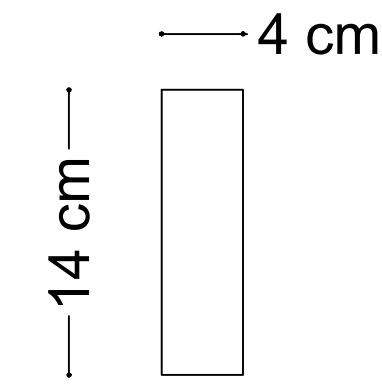
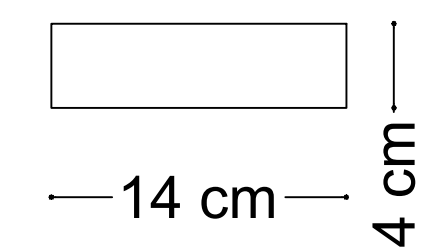
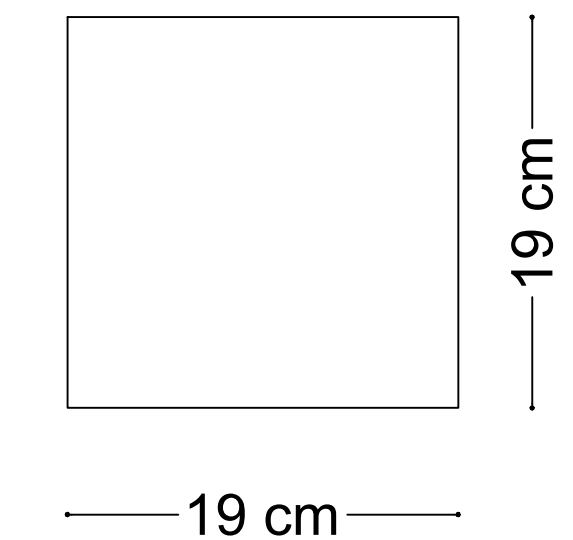
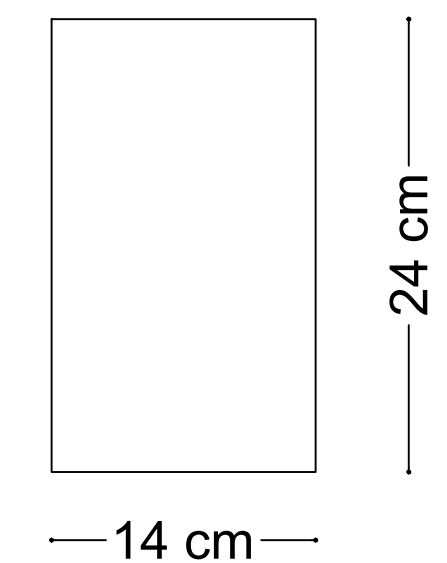
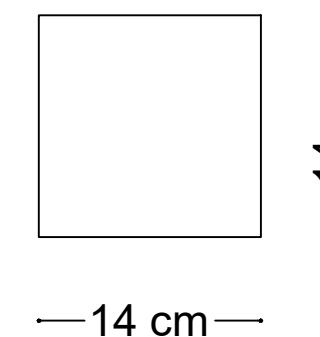
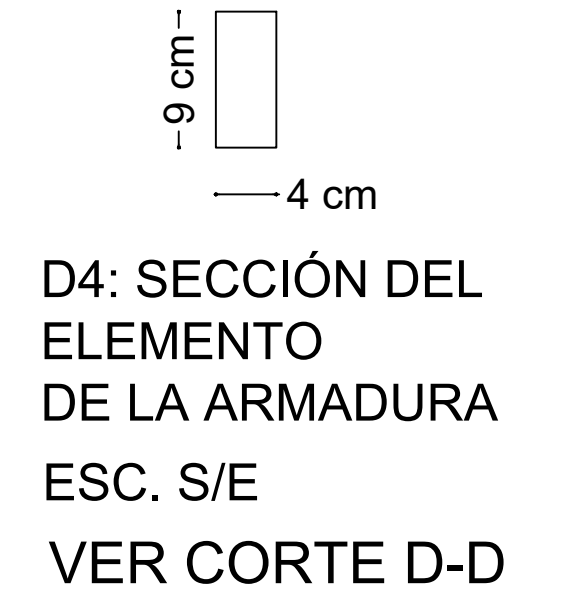
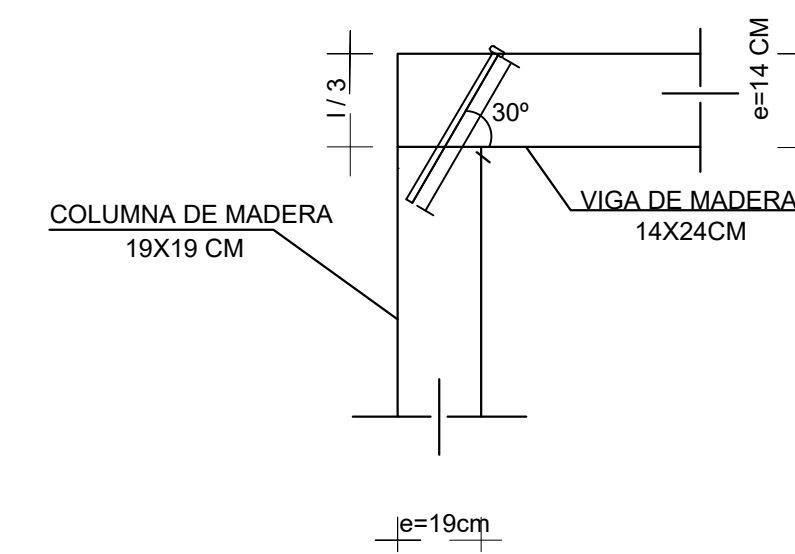
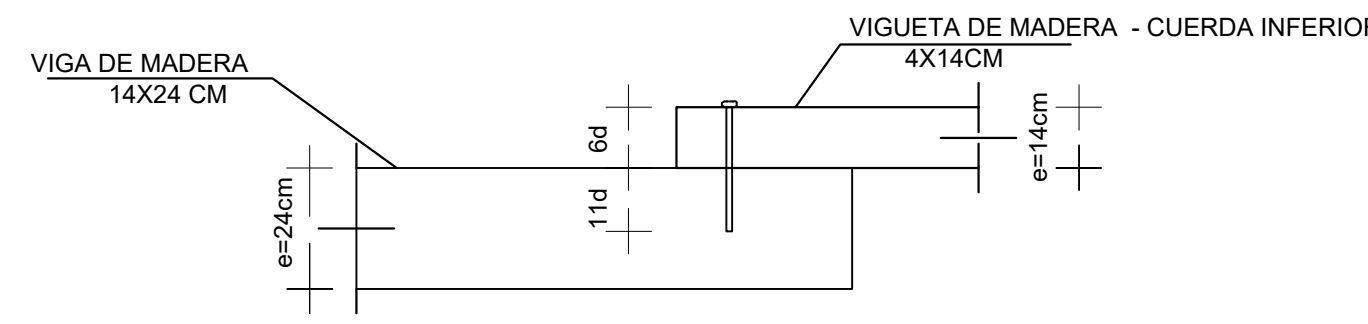
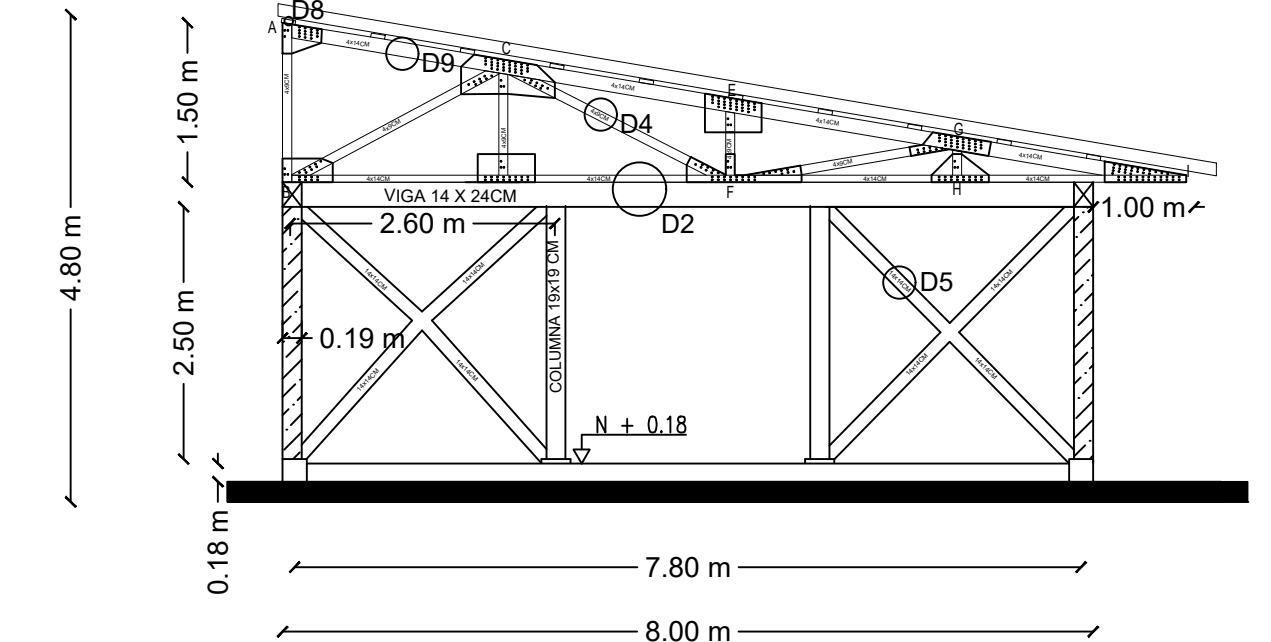
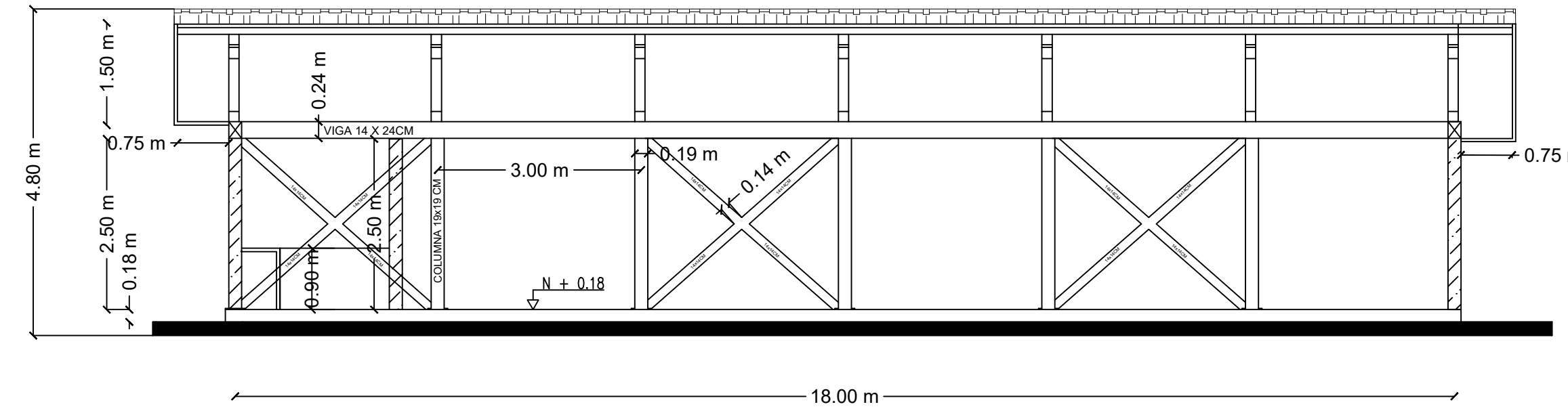
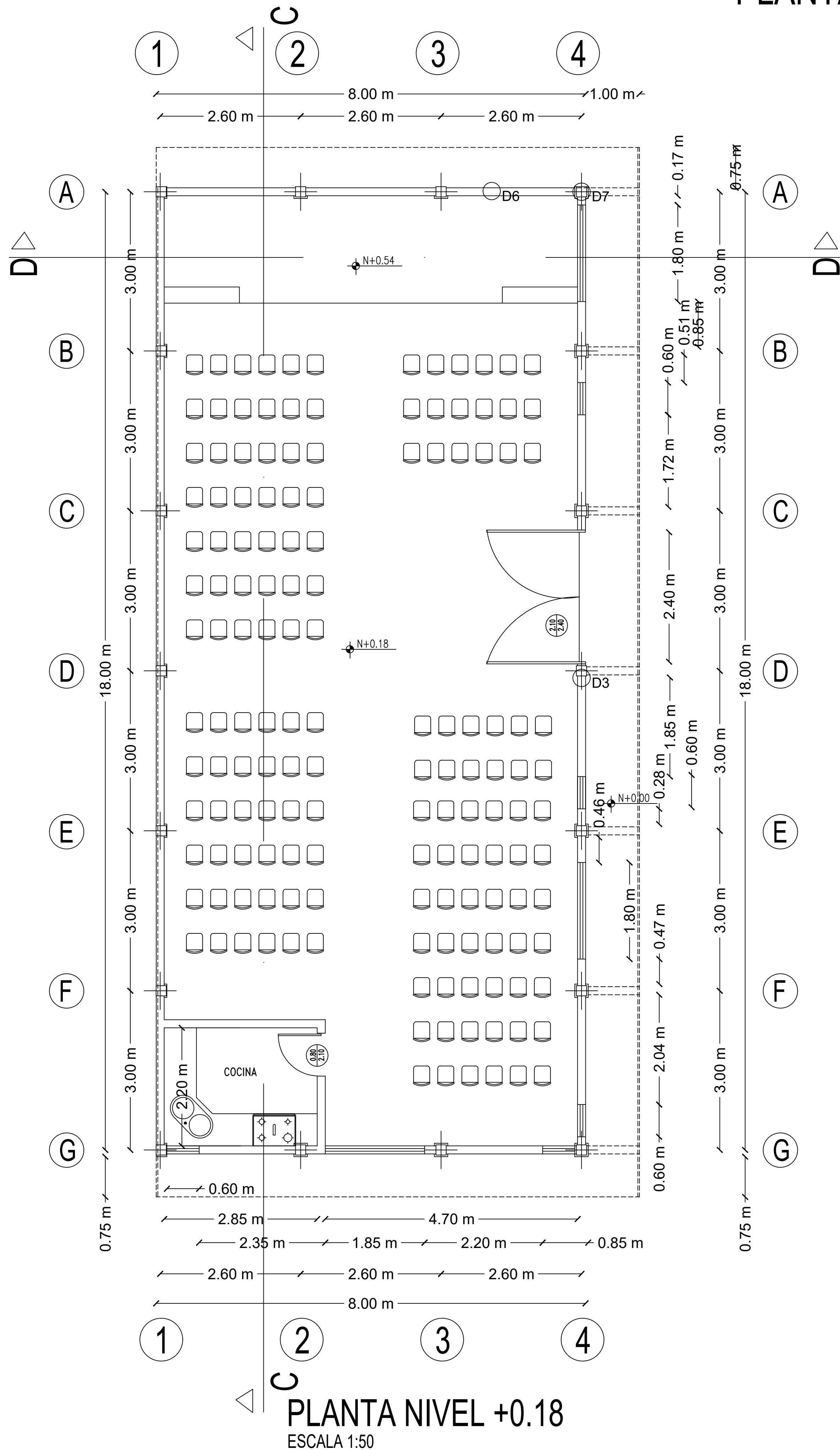
CORTE A-A': COLUMNA DE MADERA
ESC 1:10



D1: DETALLE COLUMNA DE MADERA
ESC 1:10

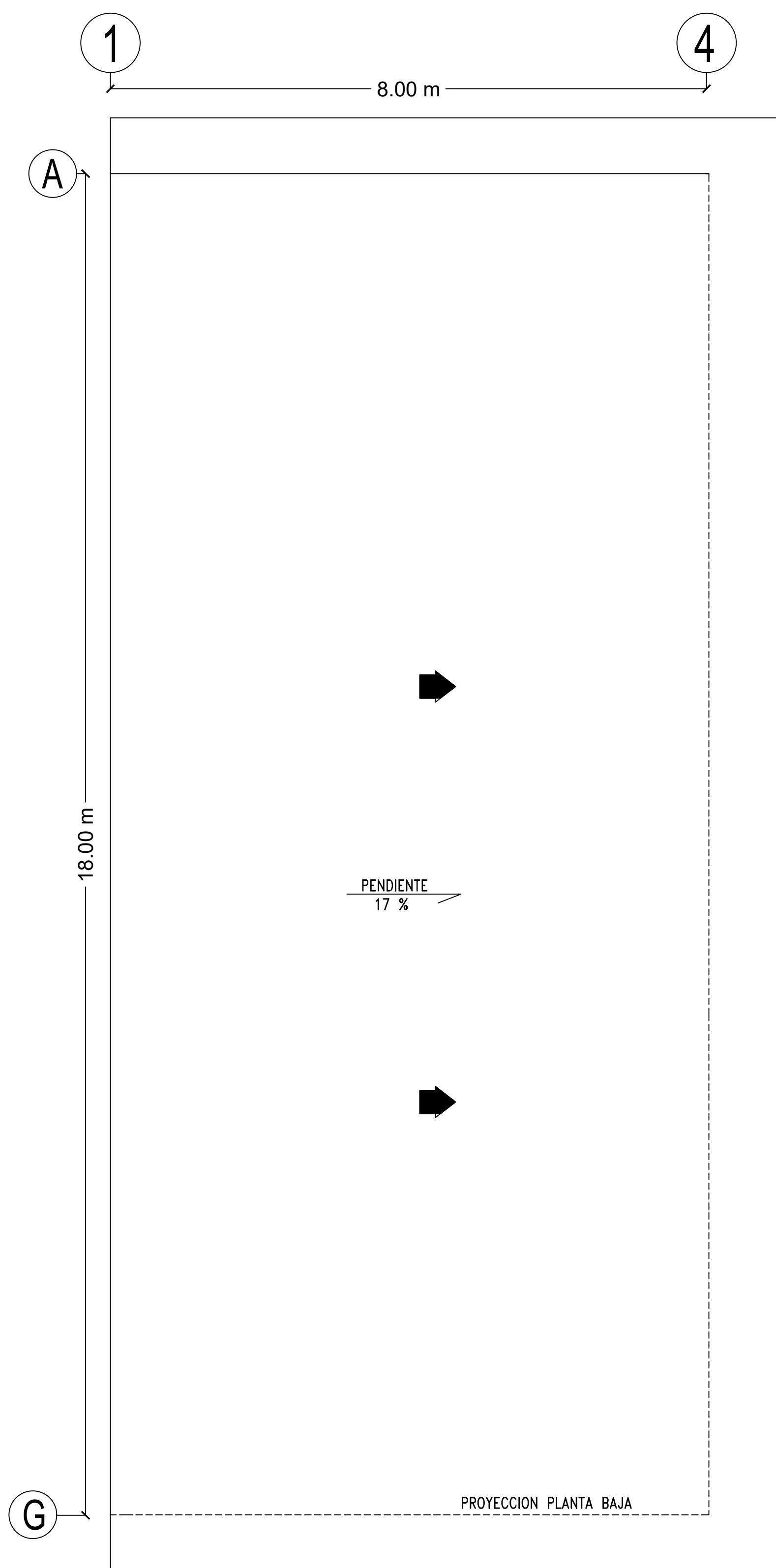
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL		
Nombre: Silvio Stalin Herrera Herrera	TRABAJO DE TITULACIÓN: "FACTIBILIDAD DE LA IMPLEMENTACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, CRUCES DE SAN ANDRÉS UTILIZANDO MADERA DE LA ZONA COMO ALISO O CIPRÉS PARA LA NUEVA CASA COMUNAL DEL BARRIO YUGSICHE ALTO, PARROQUIA TOACASO, CANTÓN LATACUNGA, PROVINCIA DE COTOPAXI"	
Formato: A1	Fecha: Diciembre del 20201	Lámina: 1/4
Esc: Asignadas		

PLANTA N+0.18, CORTES, DETALLES

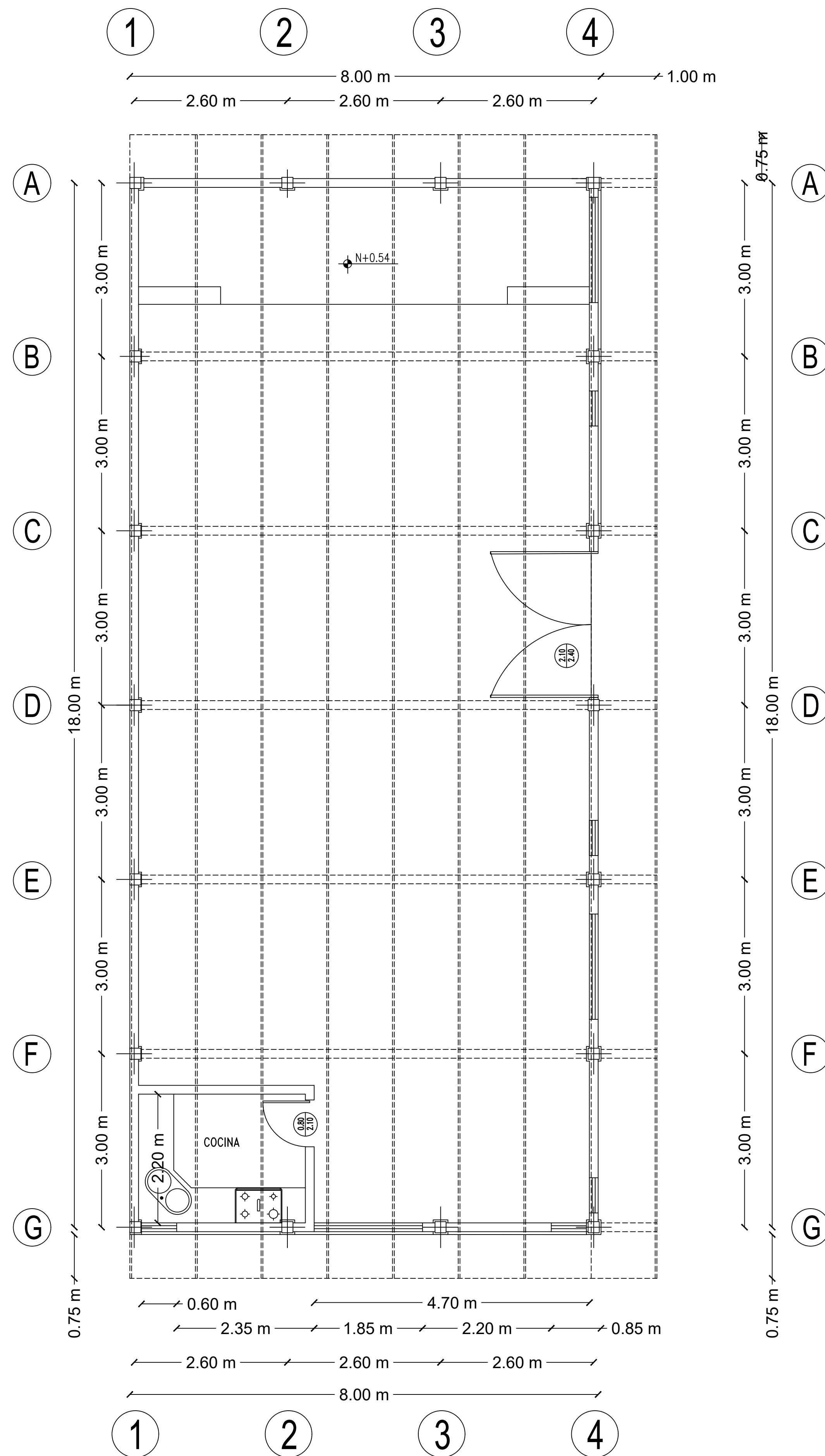


UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL		
Nombre: Silvio Stalin Herrera Herrera	TRABAJO DE TITULACIÓN: "FACTIBILIDAD DE LA IMPLEMENTACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, CRUCES DE SAN ANDRÉS UTILIZANDO MADERA DE LA ZONA COMO ALISO O CIPRÉS PARA LA NUEVA CASA COMUNAL DEL BARRIO YUGSICHE ALTO, PARROQUIA TOACASO, CANTÓN LATACUNGA, PROVINCIA DE COTOPAXI"	
Formato: A1	Fecha: Diciembre del 2021	Lámina: 2/4
Esc: Asignadas		

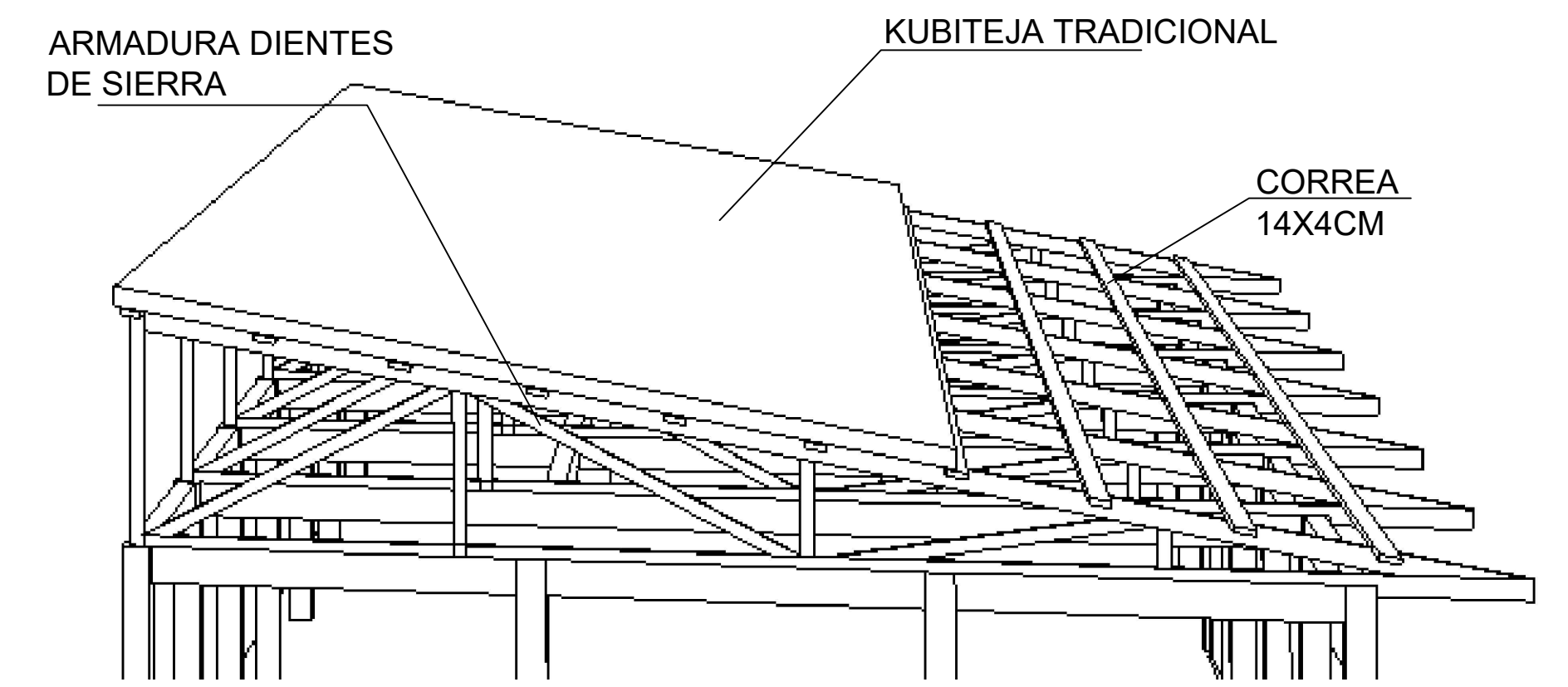
PLANTA DE CUBIERTA, PLANTA N+3.00, DETALLES DE PLANTA DE CUBIERTA, FACHADAS.



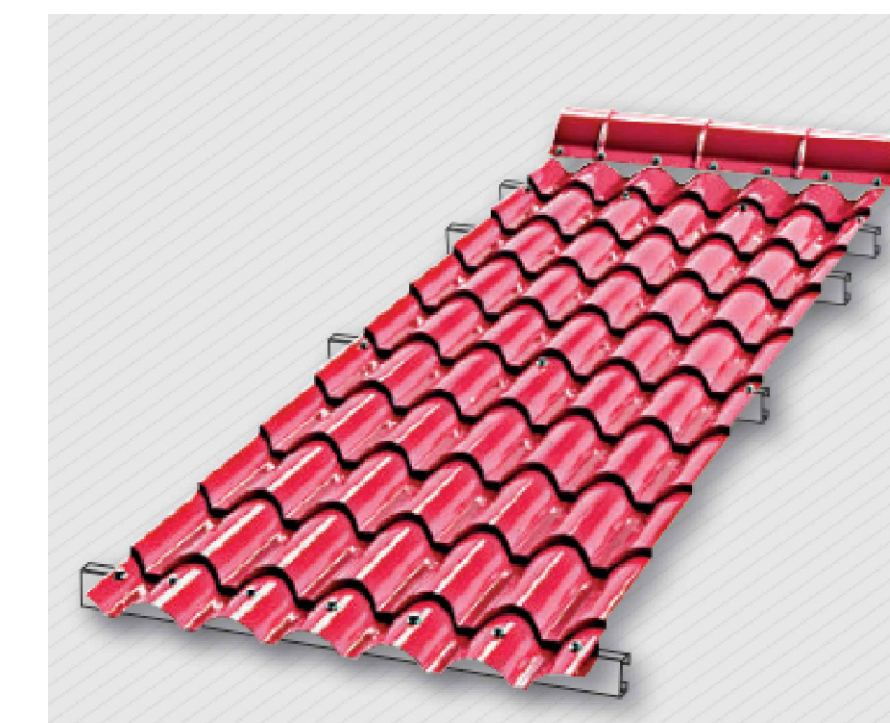
PLANTA DE CUBIERTA N + 4.80
ESCALA 1:50



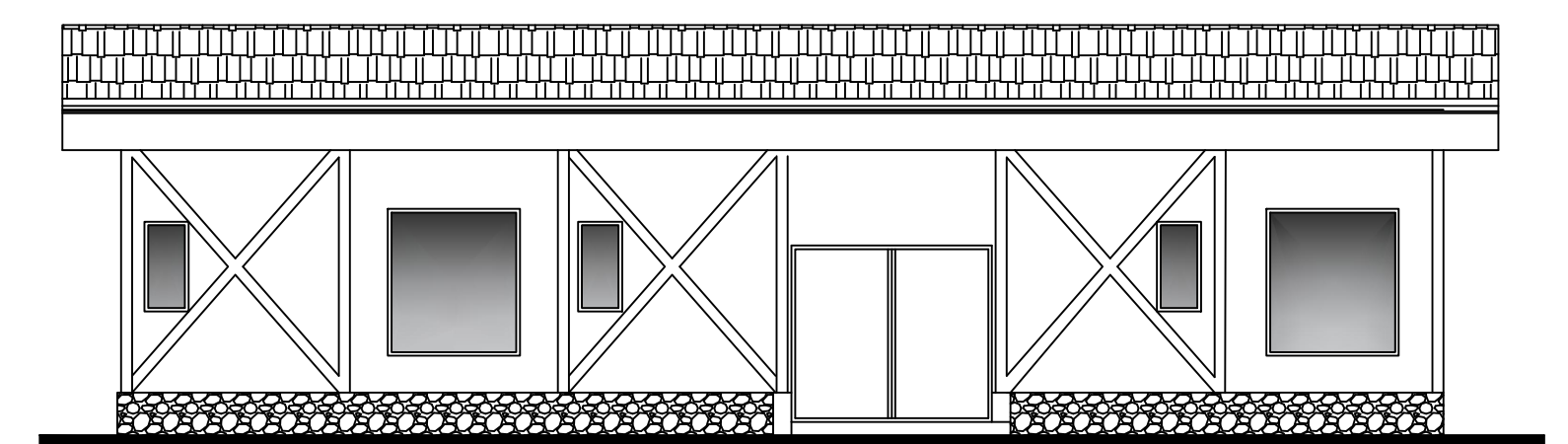
PLANTA NIVEL +3.00
ESCALA 1:50



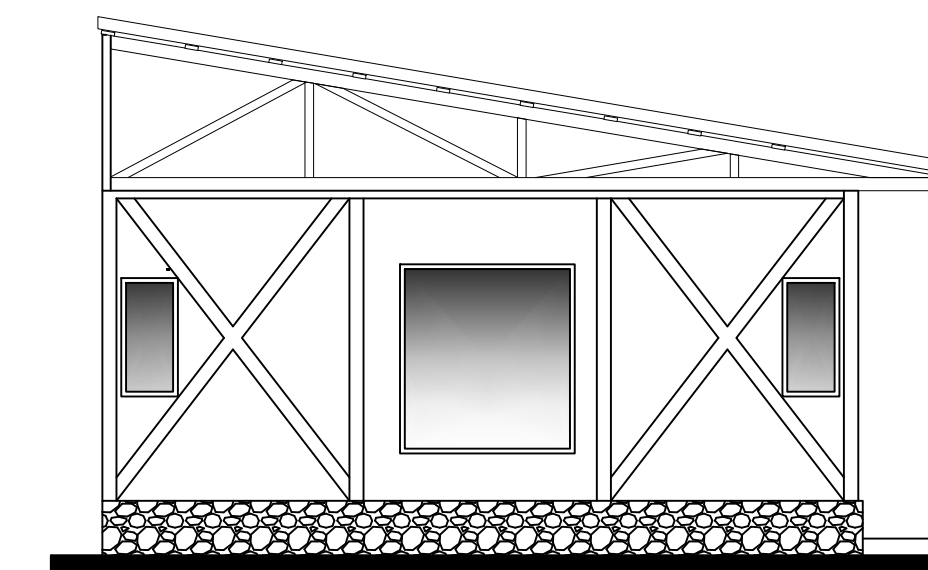
DETALLE DE CUBIERTA
ESC. S/E



KUBITEJA TRADICIONAL
ESC. S/E



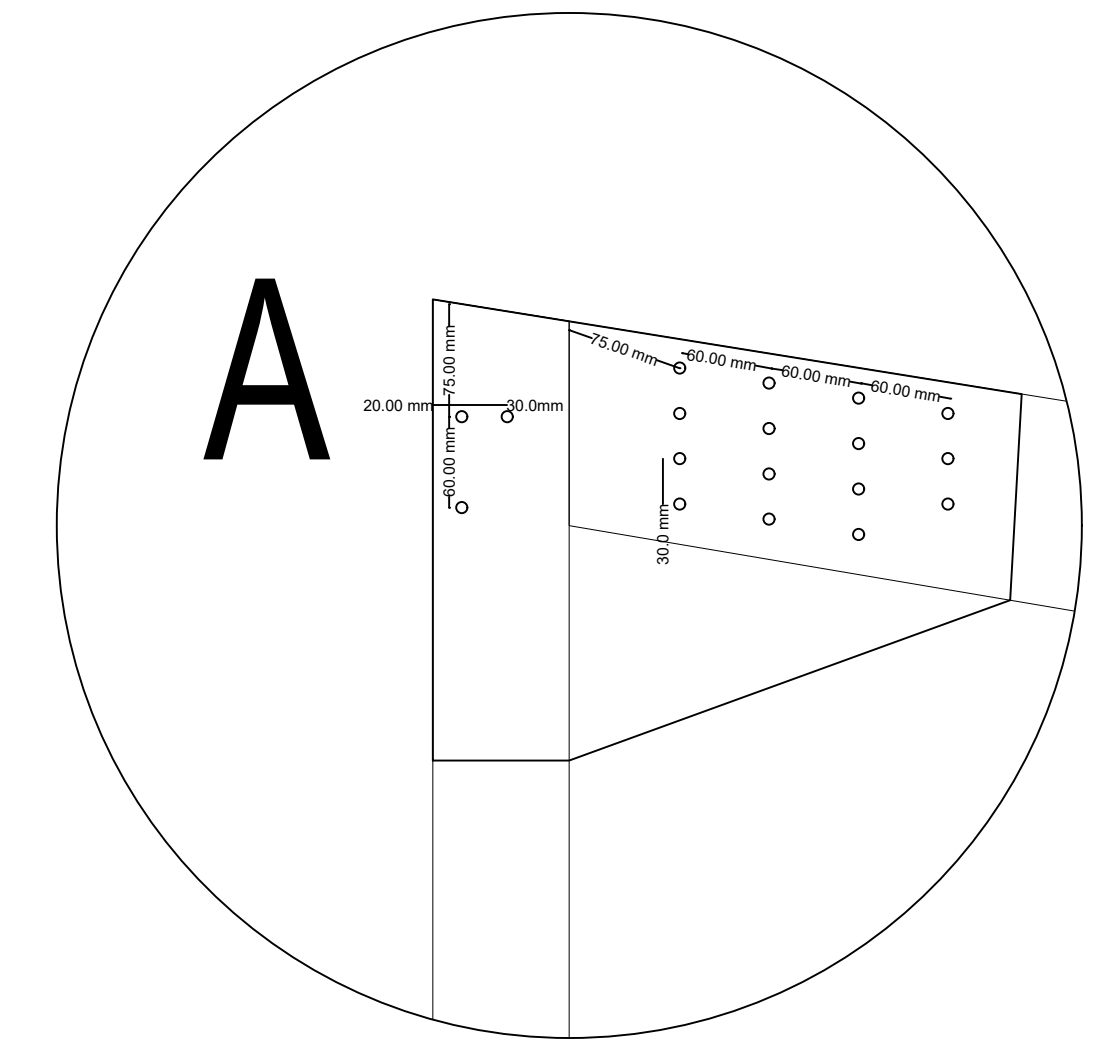
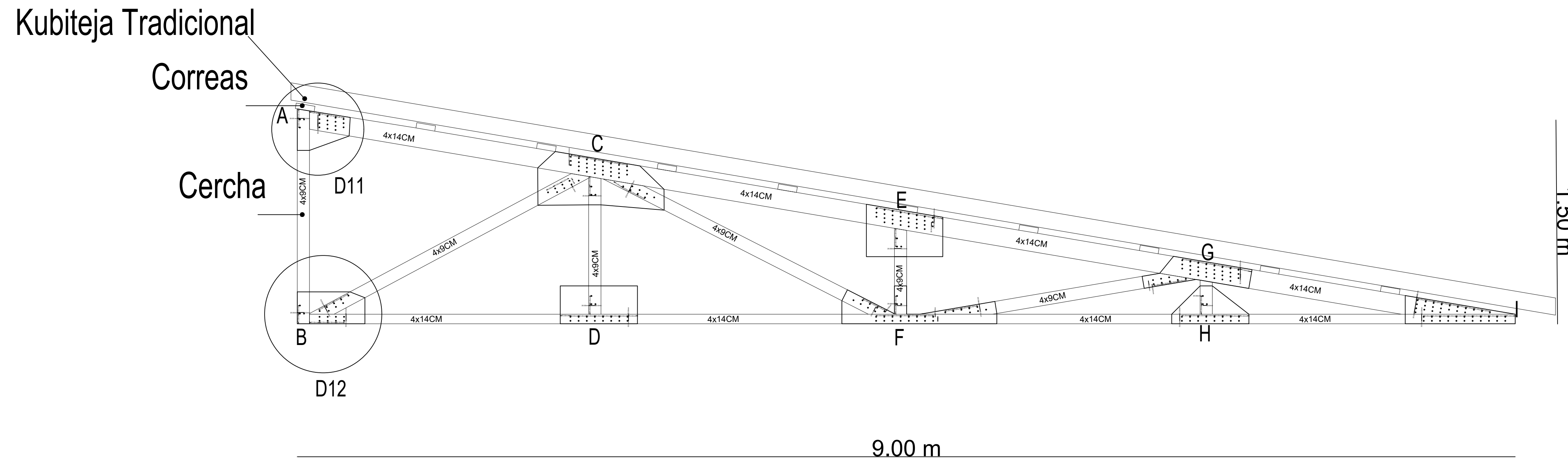
FACHADA LATERAL IZQUIERDA
ESCALA S/E



FACHADA FRONTAL
ESCALA S/E

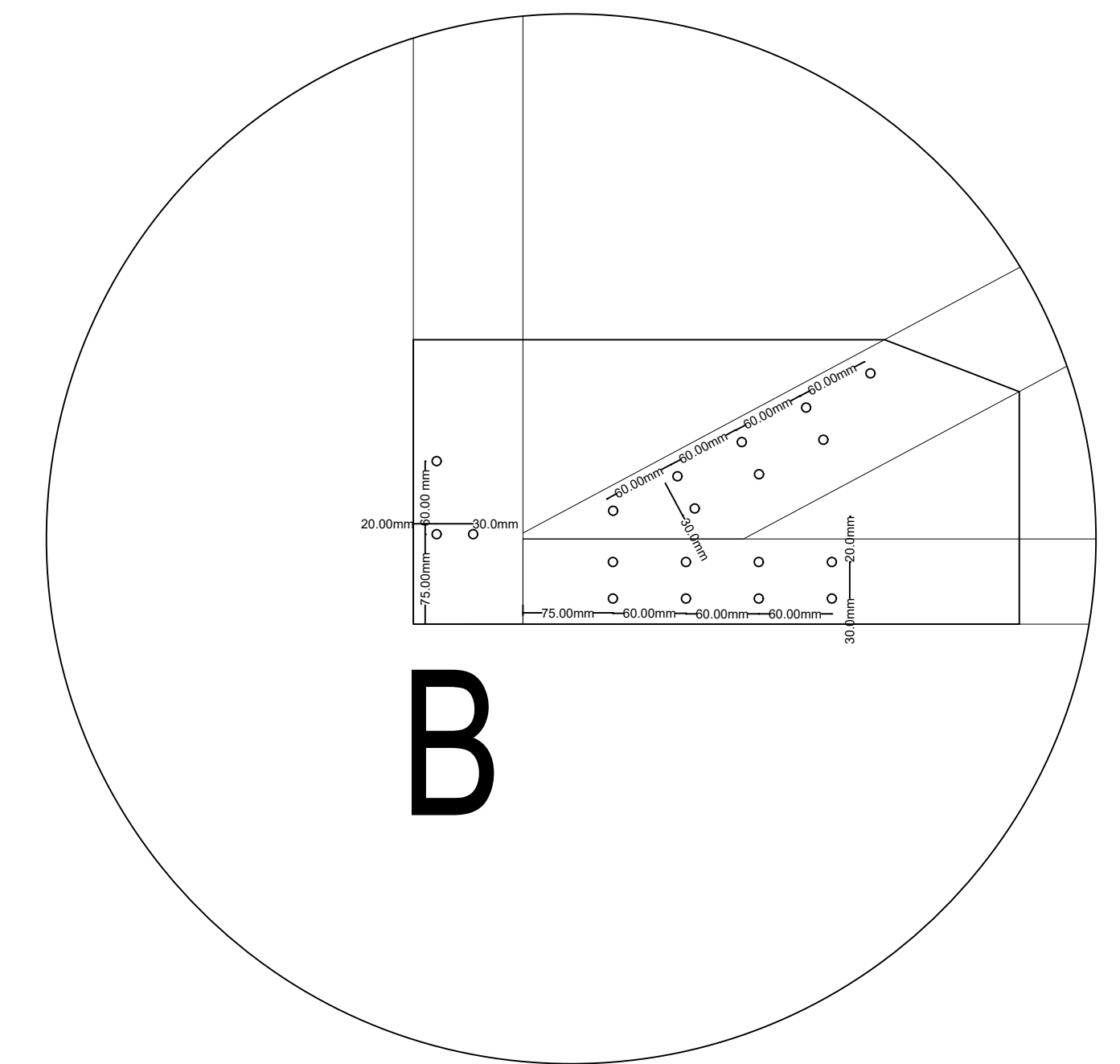
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL		
TRABAJO DE TITULACIÓN: "FACTIBILIDAD DE LA IMPLEMENTACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, CRUCES DE SAN ANDRÉS UTILIZANDO MADERA DE LA ZONA COMO ALISO O CIPRÉS PARA LA NUEVA CASA COMUNAL DEL BARRIO YUGSICHE ALTO, PARROQUIA TOACASO, CANTÓN LATACUNGA, PROVINCIA DE COTOPAXI"		
Nombre: Silvio Stalin Herrera Herrera	Formato: A1	Fecha: Diciembre del 2021
Esc: Asignadas	Lámina: 3/4	

ARMADURA DIENTES DE SIERRA, DETALLES UNIONES, VISTA 3D ARMADURA

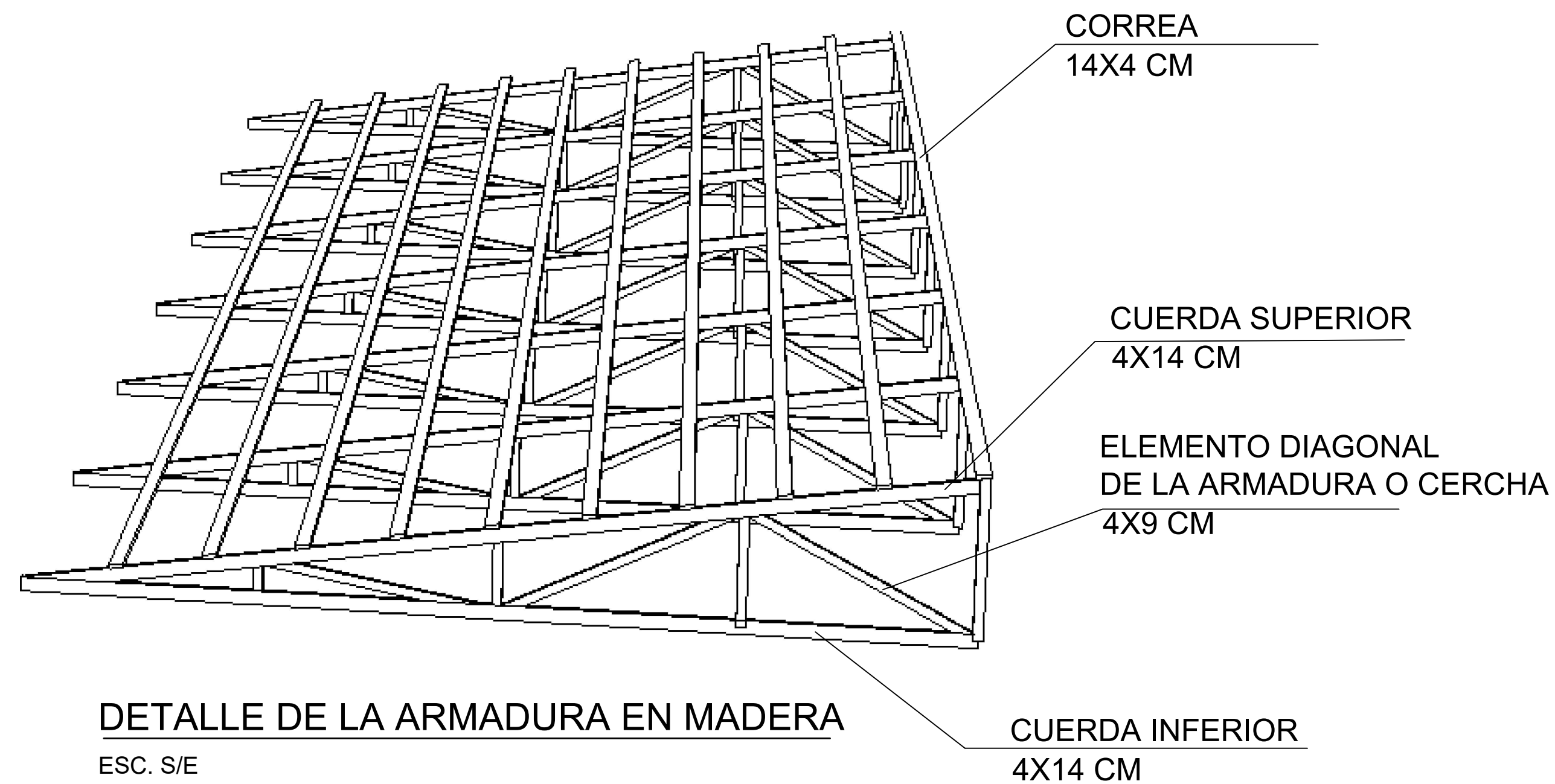


**D10: UNIÓN A
ESC. S/E**

ARMADURA DIENTES DE SIERRA
ESCALA 1:20



**D11: UNIÓN B
ESC. S/E**



DETALLE DE LA ARMADURA EN MADERA
ESC. S/E

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL		
Nombre: Silvio Stalin Herrera Herrera	TRABAJO DE TITULACIÓN: "FACTIBILIDAD DE LA IMPLEMENTACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, CRUCES DE SAN ANDRÉS UTILIZANDO MADERA DE LA ZONA COMO ALISO O CIPRÉS PARA LA NUEVA CASA COMUNAL DEL BARRIO YUGSICHE ALTO, PARROQUIA TOACASO, CANTÓN LATACUNGA, PROVINCIA DE COTOPAXI"	
Formato: A1		
Esc: Asignadas		
Fecha: Diciembre del 2021		Lámina: 4/4