

Área de Conocimiento de Ingeniería y Afines

“PROPUESTA DE VIVIENDA DE MADERA PARA EL CASCO CENTRAL DE MANAGUA”

Trabajo Monográfico para optar al título de
Ingeniero Civil

Elaborado por:

Br. Daniela Alejandra
Carcache Cruz
Carnet: 2015-02121

Br. Pamela Auxiliadora
Velásquez Marengo
Carnet: 2015-03431

Tutor:

MSc. Ing. Juan Carlos
Mendoza

27 de agosto de 2024
Managua Nicaragua

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por su amor, por guiar mi camino, por su fortaleza y sabiduría en mi vida.

A mis padres, Douglas y Sughey, que siempre me han enseñado a salir adelante y nunca rendirme, por llevarme en sus oraciones, por confiar y creer en mí, por cada consejo, sin su apoyo incondicional no hubiera podido llegar hasta aquí.

A mi hermano, Douglas Alexander, por motivarme a dar lo mejor de mí, por ser mi amigo y por estar en los momentos más importantes de mi vida.

A mis abuelos, Carlos y Urania, por acompañarme en cada larga noche de estudio, por desear siempre lo mejor para mí, y por los consejos que han sido de gran ayuda para mi vida y crecimiento.

A mi compañera de tesis y amiga, Pamela, por todas las tardes y horas de estudio a lo largo de nuestra formación, por las risas, los llantos, los consejos y todos los momentos vividos, gracias por hacer de estos años los mejores.

Daniela Carcache.

AGRADECIMIENTOS

A Dios y a la Virgen de Guadalupe, mi madre. Gracias por siempre darme la sabiduría y la fortaleza para culminar hoy esta etapa de mi vida, por bendecir siempre a mis padres y acompañarnos durante este proceso.

A mis Padres, Gloria y Henry. Gracias por darme todo de ustedes, impulsarme todos los días y apoyarme durante toda mi carrera y el proceso de culminación. Gracias por su entrega, su dedicación, y por siempre motivarme a pesar de las dificultades que se presentaron en el camino. Esto es también de ustedes.

A mis hermanos, Harry y Henry. Gracias por estar para mí en todo momento y apoyarme cada uno a su manera.

A mi Tía Nydia. Por su apoyo incondicional, gracias por siempre recordarme que podía lograr todo lo que me propusiera.

De manera muy especial agradezco, a mi compañera y mi amiga, Daniela. Agradezco haberte conocido y haber compartido los mejores años. Gracias por haber hecho este proceso llevadero e inolvidable, solo con tu espíritu alegre fue posible, gracias por siempre estar ahí.

Pamela Velásquez Marengo.

DEDICATORIA

*A mi primer maestro, **mi Padre**, por tener siempre una palabra de ánimo, una lección que enseñarme, por inculcar en mí el ejemplo de esfuerzo y valentía, de no temer las adversidades porque Dios siempre está conmigo, por todas las veces que has trabajado duro y sin importar el cansancio siempre tenías una sonrisa que ofrecerme, por siempre impulsarme en los momentos más difíciles de mi carrera, y por el orgullo que siente por mí, fue lo que me hizo llegar hasta el final, con mucho cariño te dedico todos mis logros.*

A mi compañera de tesis, por ser parte de este proceso y estar en cada paso del camino, por brindarme palabras de aliento, por todo lo vivido a lo largo de los años, por motivarme en el proceso de desarrollo de este trabajo, por ser incondicional y formar parte de mi vida.

Daniela Carcache

DEDICATORIA

*“Pon todo lo que hagas en manos del señor, y tus planes tendrán éxito” – Proverbios 16:3. A ti, **Señor Jesús**.*

*A mis amados Padres, **Gloria y Henry**, con todo mi amor y mi agradecimiento para ustedes. A mi **Padre**, por ser mi mejor ejemplo de constancia y dedicación, por ser la luz en los momentos oscuros, por darme la vida y esmerarte en enseñarme a vivirla. A mi **Madre**, por ser mi fortaleza y mi ejemplo de sacrificio y amor, gracias por tener tus brazos siempre abiertos para mí y porque en todo momento siempre te recuerdo a mi lado.*

*A mis amados abuelos, **Gloria María y José Ramón**, mi tesoro más grande.*

*A **Daniela**, por haber llegado a mi vida para hacerla más completa, pero sobre todo más feliz, gracias por enseñarme tanto, por estar conmigo incondicionalmente durante este proceso a través de los años y las circunstancias y por darle sentido al mejor título que le puedo dar: **Mi mejor amiga**.*

*A **Doña Carmen**, que desde el cielo celebra conmigo, sé lo mucho que quería esto.*

*A **Saúl y Emilio**, los amo.*

Pamela Velásquez Marengo

RESUMEN

Esta tesis se centra en el diseño estructural de una vivienda de madera ubicada en el casco urbano de Managua, una zona donde la fuerza sísmica representa un desafío significativo. El estudio se basa en los principios y estándares establecidos en la Norma de Diseño en Madera (NDS 2018). La investigación destaca la importancia de la madera como material sostenible y versátil en la construcción de viviendas, subrayando su contribución al desarrollo sostenible y a la eficiencia energética.

El trabajo revisa exhaustivamente los principios de la (NDS 2018), enfocándose en aspectos clave como la selección de la madera, el diseño estructural, las conexiones y los detalles constructivos. Se analizan los métodos de cálculo y las prescripciones necesarias para garantizar la seguridad, estabilidad y durabilidad de la estructura.

El estudio incluye casos prácticos y simulaciones realizadas con el software de diseño estructural ETABS, con el fin de validar la aplicabilidad y eficacia de los principios de la (NDS 2018) en la práctica. Se extraen datos como el desplazamiento lateral debido a la fuerza sísmica, el momento flector, el esfuerzo cortante, las deflexiones, entre otros, en las diferentes combinaciones de carga.

Para el análisis estructural, se hace uso del Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07), realizando estimaciones de cargas y análisis de las condiciones de regularidad. Se aplicará el método estático equivalente para determinar los requerimientos del diseño, obteniendo así el valor de la fuerza sísmica. Con los datos adquiridos, se calculará el período de vibración y posteriormente se aplicará la reducción de las fuerzas sísmicas y la revisión de los desplazamientos. De igual manera, se determinarán las cargas por viento mediante un análisis eólico para obtener las presiones de viento.

Para el diseño de los elementos estructurales, se utilizarán las fuerzas obtenidas en las simulaciones con el modelo ETABS para proponer las diferentes secciones de los elementos estructurales principales que componen la vivienda: columnas, vigas y largueros de techo.

El diseño estructural y la verificación de los elementos principales, así como el diseño de las conexiones mecánicas, se realizarán utilizando las disposiciones de la National Design Specification for Wood Construction 2018 (NDS 2018) y el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).

Los resultados obtenidos demuestran la viabilidad y eficacia del diseño estructural de viviendas de madera conforme a la (NDS 2018), subrayando su capacidad para cumplir con los estándares de seguridad y sostenibilidad. La tesis concluye con recomendaciones para profesionales del diseño y la construcción, así como con sugerencias para futuras investigaciones que puedan ampliar y perfeccionar aún más el uso de la madera en la edificación residencial.

ÍNDICE

CAPITULO 1: GENERALIDADES	1
1.1. Introducción	1
1.2. Antecedentes	2
1.3. Justificacion	3
1.4. Objetivos	4
1.4.1. Objetivo general.....	4
1.4.2. Objetivos específicos	4
CAPITULO 2: MARCO TEÓRICO	6
2.1. La madera estructural.....	6
2.2. Estructura interna y composicion de la madera.....	6
2.3. Propiedades de la madera	9
2.4. Propiedades mecanicas de la madera	9
2.5. Comportamiento bajo tension.....	10
2.6. Comportamiento bajo compresion.....	11
2.7. Comportamiento bajo flexion.....	11
2.8. Comportamiento bajo fuerza cortante	12
2.9. Propiedades mecanicas de especies de madera tipica según el reglamento nacional de la construccion de 2007 (RNC-07).....	12
2.10. Descripción del proyecto	13
2.11. Historia sismica y sismicidad actual de managua	14
2.12. Descripción arquitectonica de la vivienda	15
2.13. Consideraciones de diseño para la vivienda de madera.....	19
2.13.1. Techo.....	19
2.13.2. Marcos.....	19
2.13.3. Conexiones.....	20
2.13.4. Conexiones viga-columna	20
2.14. Métodos de diseño.....	21
2.15. Reglamento de uso RNC-07	22

2.15.1.	Combinaciones de carga	22
2.15.2.	Concepción estructural	23
2.15.3.	Método estático equivalente	23
2.16.	Método de diseño para factores de cargas y resistencia (LRFD).....	23
2.17.	National Desing Specification 2018.....	24
2.18.	Disposiciones y ecuaciones de diseño.....	25
2.19.	Elementos sometidos a flexion.....	25
2.19.1.	Ecuaciones de diseño para flexion	26
2.20.	Elementos sometidos a cortante	26
2.21.	Elementos sometidos a deflexion.....	27
2.22.	Elementos sometidos a compresion	27
2.22.1.	Clasificacion de columnas	28
2.22.2.	Resistencia a la compresion paralela al grano	28
2.22.3.	Columnas solidas	29
2.23.	Elementos sometidos a tension	30
2.23.1.	Tension paralela a la fibra	30
2.23.2.	Tension perpendicular al grano	30
2.24.	Flexion y carga axial combinada	31
2.24.1.	Flexion y tension axial	31
2.25.	Flexion y compresion axial	31
2.26.	Factores de ajuste para madera aserrada	32
2.26.1.	Factor de servicio humedo CM	33
2.26.2.	Factor de temperatura Ct	34
2.26.3.	Factor de tamaño CF	34
2.26.4.	Factor de uso de cara ancha Cfu	35
2.26.5.	Factor de corte Ci	36
2.26.6.	Factor de miembro repetitivo Cr	37
2.26.7.	Factor de rigidez al pandeo CT	37
2.26.8.	Factor de duración de apoyo Cb	37
2.26.9.	Factor por efecto del tiempo λ	38
2.26.10.	Factor de estabilidad de viga CL	38

2.26.11.	Factor de estabilidad de columna CP.....	41
2.27.	Diseño de conexiones.....	42
2.27.1.	Conexiones mecanicas.....	42
2.27.2.	Valores laterales de diseño de referencia.....	43
2.27.3.	Ajuste de los valores laterales de diseño de referencia.....	45

CAPITULO 3: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y CONEXIONES

.....		47
3.1.	Diseño de elementos estructurales	47
3.1.1.	Consideraciones generales	47
3.2.	Combinaciones de cargas aplicadas en el software etabs.....	48
3.3.	Diseño de vigas principales.....	48
3.3.1.	Dimensiones de la viga principal	49
3.3.2.	Fuerzas aplicadas (ETABS).....	49
3.3.3.	Calculo de los esfuerzos actuantes	51
3.3.3.1.	Esfuerzo flexionante en el eje menor F_{by}	51
3.3.3.2.	Esfuerzo flexionante en el eje mayor F_{bx}	52
3.3.3.3.	Esfuerzo cortante	52
3.3.3.4.	Calculo de longitud efectiva	52
3.3.3.5.	Factores de ajuste.....	53
3.3.3.5.1.	Factores de servicio humedo	53
3.3.3.5.2.	Factor de temperatura	53
3.3.3.5.3.	Factor de tamaño	54
3.3.3.5.4.	Factor de uso de cara ancha.....	54
3.3.3.5.5.	Factor de corte	54
3.3.3.5.6.	Factor de miembro repetitivo.....	55
3.3.3.5.7.	Factor de rigidez al pandeo	55
3.3.3.5.8.	Factor por efecto del tiempo.....	55
3.3.3.5.9.	Factor de estabilidad de viga.....	55
3.3.3.5.10.	Resumen de factores de ajuste	58

3.3.3.5.11. Esfuerzos de diseño ajustado	58
3.3.3.5.12. Chequeo por ecuacion de interaccion	59
3.3.3.5.13. Chequeo por cortante	59
3.3.3.5.14. Calculo del esfuerzo cortante de diseño ajustado	60
3.3.3.5.15. Chequeo por deflexion.....	60
3.4. Diseño de largueros de techo.....	63
3.4.1. Dimensiones larguero de techo	63
3.4.2. Fuerzas aplicadas (ETABS).....	63
3.4.3. Calculo de los esfuerzos actuantes	66
3.4.3.1. Esfuerzo flexionante en el eje menor F_{by}	66
3.4.3.2. Esfuerzo flexionante en el eje mayor F_{bx}	66
3.4.3.3. Esfuerzo cortante	66
3.4.3.4. Calculo de longitud efectiva	67
3.4.3.5. Factores de ajuste.....	68
3.4.3.5.1. Factores de servicio humedo	68
3.4.3.5.2. Factor de temperatura	68
3.4.3.5.3. Factor de tamaño	68
3.4.3.5.4. Factor de uso de cara ancha.....	69
3.4.3.5.5. Factor de corte	69
3.4.3.5.6. Factor de miembro repetitivo.....	69
3.4.3.5.7. Factor de rigidez al pandeo	69
3.4.3.5.8. Factor por efecto del tiempo.....	70
3.4.3.5.9. Factor de estabilidad de viga.....	70
3.4.3.5.10. Resumen de factores de ajuste	73
3.4.3.5.11. Esfuerzos de diseño ajustado	73
3.4.3.5.12. Chequeo por ecuacion de interaccion	74
3.4.3.5.13. Chequeo por cortante	74
3.4.3.5.14. Calculo del esfuerzo cortante de diseño ajustado	75
3.4.3.5.15. Chequeo por deflexion.....	75
3.5. Diseño de columnas.....	78
3.5.1. Dimensiones columnas.....	78

3.5.2.	Fuerzas aplicadas (ETABS).....	78
3.5.3.	Esfuerzo a la compresion	80
3.5.4.	Esfuerzo flexionante en el eje mayor Fby	81
3.5.5.	Esfuerzo cortante.....	81
3.5.6.	Calculo de longitud efectiva	81
3.5.7.	Factores de ajuste	82
3.5.7.1.	Factores de servicio humedo	82
3.5.7.2.	Factor de temperatura.....	82
3.5.7.3.	Factor de tamaño	83
3.5.7.4.	Factor de uso de cara ancha.....	83
3.5.7.5.	Factor de corte	83
3.5.7.6.	Factor de miembro repetitivo.....	84
3.5.7.7.	Factor de rigidez al pandeo.....	84
3.5.7.8.	Factor por efecto del tiempo.....	84
3.5.7.9.	Factor de estabilidad de viga	84
3.5.7.10.	Factor de estabilidad de columna.....	85
3.5.7.11.	Resumen de factores de ajuste.....	86
3.5.8.	Esfuerzos de diseño ajustado	87
3.5.8.1.	Chequeo por ecuacion de interaccion	87
3.5.9.	Chequeo por flexión.....	88
3.5.9.1.	Cálculo del momento ajustado	88
3.5.10.	Chequeo por compresión	89
3.5.10.1.	Cálculo de la compresión ajustado.....	89
3.5.11.	Chequeo por cortante	90
3.5.11.1.	Cálculo del cortante ajustado	90
3.6.	Diseño de conexiones	91
3.6.1.	Conexión viga-columna	91
3.6.2.	Dato de fuerza en viga principal	91
3.6.3.	Datos de la conexión a utilizar	92
3.6.4.	Geometria de la conexión	93
3.6.5.	Ecuaciones del limite de fluencia	94

3.6.5.1.	Resistencia al aplastamiento del miembro principal.....	94
3.6.5.2.	Modos de fluencia	94
3.6.6.	Resistencia lateral de referencia de la conexión.....	100
3.6.7.	Factores de ajuste para la conexiones	100
3.6.7.1.	Factor de servicio humedo	100
3.6.7.2.	Factor de temperatura	101
3.6.7.3.	Factor de accion grupal.....	101
3.6.7.4.	Factor de geometria	103
3.6.7.5.	Factor de fibra extrema	103
3.6.7.6.	Factor de diafragma	103
3.6.7.7.	Factor de clavo de pie	103
3.6.7.8.	Factor de efecto del tiempo.....	104
3.6.7.9.	Resumen de los factores de ajustes para las conexiones.....	104
3.6.8.	Resistencia lateral ajustada	105
3.6.9.	Chequeo de la resistencia en la conexión	106

CAPITULO 4: ANÁLISIS ESTRUCTURAL..... 108

4.1.	Análisis estructural	108
4.2.	Determinacion de las cargas de análisis	108
4.2.1.	Carga muerta.....	108
4.2.1.1.	Peso de la lámina de la cubierta de techo.....	108
4.2.1.2.	Peso de las paredes.....	108
4.2.2.	Carga viva.....	109
4.3.	Condiciones de regularidad según RNC-07	109
4.3.1.	Cumplimiento de las condiciones de regularidad de la estructura	113
4.4.	Caracterización sismica según RNC-07	114
4.4.1.	Grupo.....	114
4.4.2.	Factor de reduccion por ductilidad	114
4.4.3.	Factor de reducción por sobre resistencia	115
4.4.4.	Factor de amplificación por el tipo de suelo.....	115
4.4.5.	Máxima aceleración espectral, s_d	116

4.4.6. Coeficiente sismico, C	116
4.5. Justificación del tipo de análisis	117
4.6. Determinación de las fuerzas sismicas cortantes.....	117
4.6.1. Peso de la estructura	118
4.6.2. Cálculo de la fuerza lateral	119
4.7. Revisión de los desplazamientos	120
4.7.1. Revisión del desplazamiento lateral.....	121
4.8. Cargas por viento	124
4.8.1. Clasificación de la estructura	124
4.8.2. Determinación de la velocidad de diseño	124
4.8.3. Determinación de la presión de diseño	125
5. CONCLUSIONES.....	128
6. RECOMENDACIONES	130
7. BIBLIOGRAFIA.....	131
ANEXOS	134

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Sección Transversal de un árbol.....	7
Figura 2. Sección Transversal de un árbol.....	8
Figura 3. Ejes ortogonales de la madera.....	8
Figura 4. Diagrama de esfuerzo-deformación unitaria típico para madera.....	10
Figura 5. Vivienda de Taquezal desplomada.....	14
Figura 6. Planta Arquitectónica.....	16
Figura 7. Elevaciones arquitectónicas.....	18
Figura 8. Prácticas comunes en la conexión viga-columna.....	20
Tabla 6. Factores de uso de cara ancha para elementos de 2" a 4".....	35
Tabla 7. Factores de uso de cara ancha para elementos de 2" a 4".....	36
Tabla 11. Valores de coeficiente de variación del módulo de elasticidad COVe.....	41
Figura 9. Conexiones Pernadas.....	43
Figura 10. Vigas Principales.....	48
Figura 11. Datos obtenidos del software ETABS para el diseño de vigas principales. Todas las combinaciones de carga.....	49
Figura 12. Fuerza Cortante obtenida del Software ETABS para la combinación de carga UDStIS5.....	50
Figura 13. Momento eje x obtenido del Software ETABS para la combinación de carga UDStIS4.....	50
Figura 14. Momento eje y obtenido del Software ETABS para la combinación de carga UDStIS6.....	51

Figura 15. Deflexión de la viga sometida a carga muerta obtenido del Software ETABS.....	61
Figura 16. Deflexión de la viga sometida a carga viva obtenido del Software ETABS.....	61
Figura 17. Largueros de techo.....	63
Figura 18. Datos obtenidos del software ETABS para el diseño de largueros. Todas las combinaciones de carga.	64
Figura 19. Fuerza Cortante obtenida del Software ETABS para la combinación de carga UDStIS3.....	64
Figura 20. Momento eje x obtenido del Software ETABS para la combinación de carga UDStIS3.....	65
Figura 21. Momento eje x obtenido del Software ETABS para la combinación de carga UDStIS3.....	65
Figura 22. Deflexión del larguero de techo sometido a carga muerta obtenido del Software ETABS.....	76
Figura 23. Deflexión del larguero de techo sometido a carga viva obtenido del Software ETABS.....	76
Figura 24. Columnas.	78
Figura 25. Datos obtenidos del software ETABS para el diseño de columnas. Todas las combinaciones de carga.	79
Figura 26. Carga Axial obtenida del Software ETABS para la combinación de carga UDStIS6.....	79
Figura 27. Fuerza Cortante y Momento obtenida del Software ETABS para la combinación de carga UDStIS3.....	80
Figura 28. Detalle de la conexión Viga – Columna.....	91
Figura 29. Sistema resistente de la vivienda	112

Tabla 34. Cumplimiento de las condiciones de regularidad.	113
Figura 30. Período de la estructura.	114
Figura 31. Reacción en las columnas por el caso de carga CMSI.	118
Figura 32. Reacción en las columnas por el caso de carga CV.	119
Figura 33. Comportamiento del modelo en caso de carga sismo.....	120
Figura 34. Desplazamiento lateral del modelo.....	121
Figura 35. Ángulo de inclinación del techo	126

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Propiedades mecánicas de 11 especies de madera estructural según (RNC-07).	13
Tabla 2. Distribución de ambientes.	16
Tabla 3. Factores de ajuste para madera aserrada.....	33
Tabla 4. Factores de servicio humedo.....	34
Tabla 5. Factores de tamaño para valores de 2" a 4"	34
Tabla 8. Factores de corte.....	36
Tabla 9. Factores de efecto del tiempo para LRFD	38
Tabla 10. Longitud efectiva para miembros a flexión.	39
Tabla 12. Ecuaciones para el cálculo de la resistencia lateral de conexiones a cortante y doble y simple.	44
Tabla 13. Factores de ajuste para conexiones.	45
Tabla 14. Propiedades mecánicas del Pino	47
Tabla 15. Combinaciones de carga aplicadas	48
Tabla 16. Resumen de Factores de Ajuste de Vigas.....	58
Tabla 17. Resumen de Factores de Ajuste Largueros de Techo.....	73
Tabla 18. Resumen de Factores de Ajuste Columnas.	86
Tabla 19. Datos de fuerza en viga principal.	91
Tabla 20. Resistencia al aplastamiento.	92
Tabla 21. Propiedades del elemento de madera.....	92

Tabla 22. Resistencia a la fluencia por flexión.....	92
Tabla 23. Propiedades del perno.....	93
Tabla 24. Propiedades de la placa (ASTM A36).....	93
Tabla 25. Geometría de la conexión.....	93
Tabla 26. Término de reducción.....	95
Tabla 27. Ecuación del estado límite.....	97
Tabla 28. Valores de la resistencia lateral en los nodos.....	99
Tabla 29. Factor de servicio húmedo.....	100
Tabla 30. Factor por temperatura.....	101
Tabla 31. Factor de efecto del tiempo.....	104
Tabla 32. Resumen de los factores de ajuste para las conexiones.....	104
Tabla 33. Factores de ajuste para las conexiones.....	105
Tabla 35. Peso propio de la estructura.....	118

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO A: FIGURAS Y TABLAS CONSULTADAS

Anexo A1. Modelo de terreno del área de Managua y sus alrededores.

Anexo A2. Ambiente tectónico de Nicaragua.

Anexo A3. Terremoto de Managua, 1972.

Anexo A4. Materiales almacenables.

Anexo A5. Cubiertas de techo (incluye material de fijación).

Anexo A6. Paredes.

Anexo A7. Zonificación sísmica de Nicaragua.

Anexo A8. Mapa de Isoaceleraciones.

Anexo A9. Espectro de diseño para Nicaragua.

Anexo A10. Presión Máxima Permisible del Suelo.

ANEXO B: PLANOS ARQUITECTONICOS Y ESTRUCTURALES, RENDERIZADOS DE LA VIVIENDA.

Anexo B1. Planta Arquitectónica.

Anexo B2. Plano Estructural de Vigas Principales y Columnas.

Anexo B3. Plano Estructural distribución propuesta de Clavadores de Techo.

Anexo B4. Plano Elevaciones Estructurales A & B.

Anexo B5. Elevaciones Estructurales C & D.

Anexo B6. Elevaciones Estructurales F & G.

Anexo B7. Elevaciones Estructurales 2, 3 Y 4.

Anexo B8. Vista lateral derecha y trasera de la vivienda con herramientas de renderizado fotorrealista – V-Ray de Google SketchUp.

Anexo B9. Modelo 3D de la estructura de la vivienda.

Anexo B10. Estructura de la vivienda en 3D con herramientas de renderizado fotorrealista.

1

Capítulo

GENERALIDADES

CAPITULO 1: GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

El presente trabajo constituye una propuesta innovadora y contextualizada en el ámbito arquitectónico y estructural, centrada en el diseño de viviendas de madera destinadas para el casco central de Managua. La elección de este enfoque se fundamenta en la búsqueda de soluciones habitacionales sostenibles y culturalmente pertinentes para una zona urbana con características y desafíos específicos.

El casco central de Managua, como núcleo histórico y cultural, demanda estrategias de diseño que no solo aborden las necesidades habitacionales, sino que también respeten y enriquezcan la identidad local. La madera se presenta como un material idóneo, fusionando su versatilidad con la rica tradición arquitectónica de la región. De esta manera, se presenta “Propuesta de vivienda de madera para el casco central de Managua”. Buscando conciliar la modernidad y la tradición, ofreciendo alternativas habitacionales que reflejen la esencia de Managua y promuevan un entorno urbano sostenible.

El desarrollo de este documento mostrará el procedimiento de diseño estructural de la vivienda de madera. El diseño se realizará por el Método de Factores de Cargas y Resistencia (LRFD, por sus siglas en inglés), en conjunto con la National Desing Specification for Wood Construction (NDS-2018).

1.2. ANTECEDENTES

El autor Jacobo, Guillermo J. (2006) expresa en su artículo “Madera: material estructural y tecnológico con historia para el NEA”, el cual aborda el surgimiento de las instituciones dedicadas al estudio a un nivel tecnológico de los sistemas constructivos, que el desarrollo de las estructuras de madera depende de manera directa de la comprensión de su “comportamiento estructural” y del conocimiento que se tenga del material mismo, en cuanto a mayor son las luces estructurales a salvar, más necesario se hace optimizar la estructura proyectada.

En el año 2008, en Nicaragua, los autores Vásquez, Olivas y Solís, estudiantes, en esa época, de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), realizaron la tesis monográfica titulada: “Diseño de una edificación de madera por el método de resistencia última”, en la cual expresan el esfuerzo del trabajo realizado debido a que existen pocos pasos para adaptar los nuevos procedimientos del diseño en madera. De igual manera señalan que su investigación tiene como propósito mostrar una metodología de cálculo alternativa a la tradicional para que las personas relacionadas al ámbito tengan en ella un punto de referencia y un fundamento concreto para así crear un criterio acerca del método LRFD aplicado a una edificación con las características particulares de la analizada.

En el año 2017, los autores Sequeira Gutiérrez y Parrales Gutiérrez, estudiantes, en ese año, de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), realizaron la tesis monográfica titulada: “Diseño estructural de una nave industrial en madera para el taller-escuela del programa institucional de la madera (PIMA) UNI-RUPAP 2015”, en el cual plasman el interés de elaborar un documento básico sobre el diseño de estructuras de madera que se utilice como base de consulta en la biblioteca de la UNI beneficiando a los estudiantes de ingeniería civil, profesionales afines y a todo el público interesado en la temática. De igual forma señalan la poca información o estudios nacionales relativos al método de los esfuerzos admisibles ASD, por lo que además de trabajar con el método LRFD realizan una comparación entre ambos.

1.3. JUSTIFICACION

La propuesta de una vivienda de madera en el casco urbano de Managua surge con la iniciativa de contribuir al desarrollo y reconstrucción del centro histórico de la ciudad, devastado por un fuerte sismo en 1972. Este desastre provocó un crecimiento urbano desordenado y un temor generalizado de la población a residir en la zona, dejando el centro histórico sin intervención durante décadas.

En 1981, se decretó que el desarrollo urbanístico de la zona requería una atención especial y un control total por parte del Estado, debido al riesgo sísmico, con el objetivo de minimizar los riesgos en el casco urbano central.

Managua, situada en una zona de sismos de foco superficial en la cadena volcánica, presenta un desafío estructural significativo. Sin embargo, la madera se destaca por su excelente desempeño en edificaciones diseñadas para disipar eficazmente los daños provocados por las vibraciones sísmicas (Cuesta, 2017). Por esta razón, se propone una vivienda unifamiliar con estructura de madera adecuada para una zona de alto riesgo sísmico.

La importancia de este estudio radica en demostrar que, aunque los terremotos son inevitables, la madera posee características que la convierten en un material altamente eficiente para la construcción en zonas sísmicas.

Este documento monográfico pretende mostrar la metodología y las consideraciones estructurales basadas en normativas actualizadas para el diseño de elementos de madera, así como su comportamiento dinámico ante eventos sísmicos, ofreciendo una valiosa referencia bibliográfica para estudiantes de ingeniería civil.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. OBJETIVO GENERAL

- Diseñar una vivienda de madera para el casco central de Managua.

1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar el análisis estructural de la vivienda utilizando el método estático equivalente planteado en la normativa del RNC-07.
- Diseñar la estructura de la vivienda en madera haciendo uso de las disposiciones contenidas en la National Design Specification (NDS-2018) y del Método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) para el dimensionamiento de las secciones transversales de los elementos.
- Elaborar el diseño de las conexiones viga-columna utilizando la National Design Specification (NDS-2018).

2

Capítulo

MARCO TEÓRICO

CAPITULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1. LA MADERA ESTRUCTURAL

La madera fue probablemente el primer material usado para fines estructurales por el hombre y, a través de los siglos, ha seguido desempeñando un papel importante en la construcción de obras de todo tipo. La madera presenta un comportamiento diferente al de materiales como el acero o el concreto. De estos dos últimos es sabido que los esfuerzos internos inducidos por fuerzas externas resultan iguales en magnitud en cualquier dirección de análisis. Estas características hacen que tales materiales sean catalogados como materiales isótropos. La madera, por el contrario, no presenta este comportamiento, y los esfuerzos que se generan a lo largo de las fibras no resultan ser los mismos en todas las direcciones; por tal razón, la madera se define estructuralmente como material anisótropo. Tales propiedades provienen de la propia naturaleza de la madera y hacen que no existan dos elementos de madera que sean iguales en resistencia.

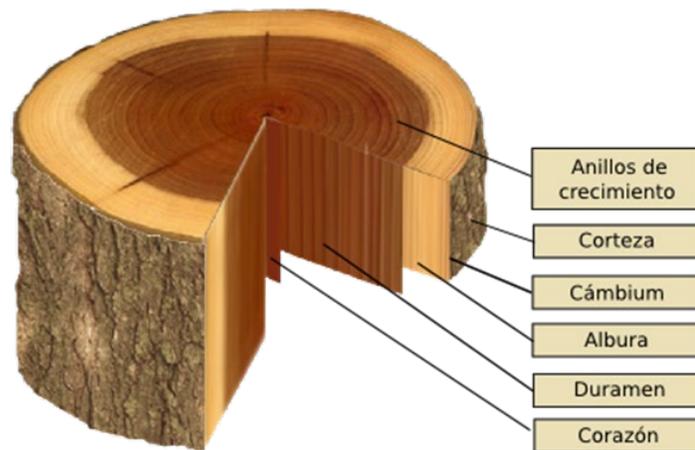
Una vez que se corta y se seca el árbol obtenemos lo que es la “madera” que es utilizada en la construcción de edificios y muebles mayormente en la actualidad, conocida también como “madera aserrada” o madera elaborada industrialmente; retomando un poco el hecho de que la madera utilizada para la construcción llamada también madera aserrada. (García, 2021).

2.2. ESTRUCTURA INTERNA Y COMPOSICION DE LA MADERA

Al ser un material natural su conformación celular es apta para resistir los esfuerzos de la naturaleza a los cuales estará sometido en su vida útil como árbol, y no como viga o columna que constituye el destino que se desea darle en la

ingeniería. La naturaleza propia de la madera hace que los esfuerzos internos no sean los mismos en todas las direcciones de análisis, es por ello que en el análisis de miembros estructurales se hace necesario definir ejes sobre los que se represente el comportamiento anisótropo del material. Estos ejes, al igual que las propiedades mecánicas, dependen de la estructura orgánica de la madera.

Figura 1. Sección Transversal de un árbol.



Fuente: (García, 2021).

Cuando el árbol muere o es talado, las partes que proveen la materia para la fabricación de piezas son la albura y el corazón. Al realizar cortes para obtenerlas, las celdillas pueden quedar orientadas de diferentes formas. De esa configuración de las celdillas, o fibras de la madera, dependen las características mecánicas de la pieza. La madera siempre es mucho más fuerte cuando se corta en la dirección de las fibras; por eso las tablas, postes y otros objetos para usos diversos se cortan de esta forma. En la siguiente figura se muestra la apariencia de una pieza de madera destinada a uso estructural. (García, 2021).

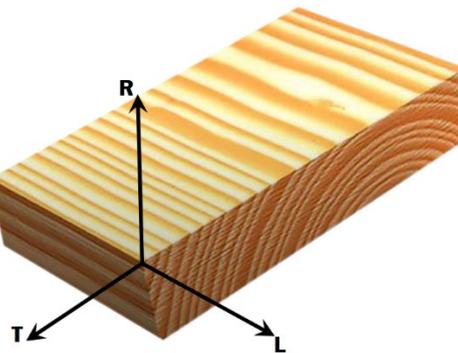
Figura 2. Sección Transversal de un árbol.



Fuente: (Nevado, 1999).

La naturaleza anisótropa de la madera en un elemento estructural puede ser representada por tres ejes. Para todo fin práctico la madera puede ser considerada como ortótropa; es decir, como un material que tiene tres planos de simetría elástica, mutuamente perpendiculares entre sí. En la siguiente figura se representan los ejes ortogonales de la madera.

Figura 3. Ejes ortogonales de la madera.



Fuente: (Nevado, 1999).

Donde:

L: Representa el eje paralelo a las fibras de la pieza llamado eje longitudinal.

R: Representa el eje radial y la letra.

T: Representa el eje tangencial.

2.3. PROPIEDADES DE LA MADERA

Ramsey (2003) en Las Dimensiones en Arquitectura, afirma lo siguiente: La madera tiene múltiples propiedades como material estructural y material de acabados. No obstante, la madera es el único material de construcción de origen vegetal, a esto se asocian un sinnúmero de propiedades estructurales en relación con sus propiedades direccionales, resistencia, rigidez, disposición de la fibra, contracción, etcétera.

2.4. PROPIEDADES MECANICAS DE LA MADERA

Las propiedades mecánicas de un material son los esfuerzos máximos soportados por un elemento sometido a cargas externas. Para materiales como el concreto o el acero estos esfuerzos pueden ser iguales en magnitud sin importar el punto de aplicación de la carga. La madera puede idealizarse como un material ortotrópico en el que se distinguen tres direcciones mecánicas o estructurales, perpendiculares entre sí, que coinciden con las direcciones longitudinal, radial, o tangencial al árbol. Sin embargo, las propiedades en los sentidos tangencial y radial no difieren significativamente, de manera que para efectos prácticos de diseño de estructuras de madera por lo general basta distinguir entre propiedades paralelas a la fibra y perpendiculares a estas.

Las relaciones esfuerzo-deformación de la madera son muy variables. En general cualquiera que sea el tipo de esfuerzo, la forma de la gráfica esfuerzo-deformación

correspondiente es semejante a la que se muestra en la Figura 4. La primera parte de la gráfica es prácticamente recta, de manera que puede suponerse proporcionalidad lineal entre esfuerzos y deformación, como un material elástico ideal. A partir del límite de proporcionalidad, que suele corresponder a un esfuerzo relativamente alto, las relaciones esfuerzo-deformación dejan de ser lineales. (Robles Fernández-Villegas & Echenique Manrique, 1983).

Figura 4. Diagrama de esfuerzo-deformación unitaria típico para madera.



Fuente: (Robles Fernández-Villegas & Echenique Manrique, 1983).

2.5. COMPORTAMIENTO BAJO TENSION

La máxima resistencia a tensión de la madera se presenta en la dirección paralela a las fibras, es decir, en la dirección en la que están orientadas las cadenas de moléculas de celulosa. Suele ser superior que la resistencia a las demás acciones mecánicas. Para la obtención de esta propiedad, el elemento de madera es sometido a una fuerza axial de tensión aplicada cerca de sus extremos. Para esta prueba suelen usarse sujetadores, abrazaderas o tornillos de ajuste para transmitir la fuerza de una máquina de pruebas al miembro ensayado, ya que de esta manera se evita el deslizamiento durante la aplicación de la carga.

2.6. COMPORTAMIENTO BAJO COMPRESION

La resistencia a compresión de la madera en dirección paralela a las fibras varía aproximadamente de la mitad a la tercera de su resistencia a tensión en la misma dirección. Esta diferencia puede explicarse por la influencia de fenómenos de pandeo en las fibras individuales de la madera, cuyo comportamiento puede equipararse al de una columna. Para la obtención de esta propiedad de las especies de madera, se usan maquinas capaces de transmitir fuerzas de compresión en combinación con bloques de apoyo para transmitir la carga de la máquina de pruebas al espécimen, de esta forma la carga se aplica uniformemente sobre la superficie de contacto, evitando la excentricidad de la fuerza.

2.7. COMPORTAMIENTO BAJO FLEXION

En flexión estática la fractura de la madera no es repentina. Por regla general las fallas por flexión se inician con el aplastamiento de las fibras extremas sometidas a compresión, a la que sigue la rotura de las fibras en tensión. Sin embargo, en algunas maderas duras de especies latifoliadas el comportamiento puede ser inverso, iniciándose la falla en las fibras extremas sometidas a tensión. (Robles Fernández-Villegas & Echenique Manrique, 1983). El espécimen de prueba es simplemente apoyado y cargado con dos fuerzas concentradas ubicadas de forma equidistante de los apoyos. La realización del ensayo en las instalaciones de un laboratorio para la obtención de la resistencia a la flexión estática y el valor del módulo de elasticidad.

2.8. COMPORTAMIENTO BAJO FUERZA CORTANTE

Pueden distinguirse varios tipos de esfuerzos cortantes en la madera. El más importante para el dimensionamiento de elementos estructurales es el esfuerzo cortante paralelo a las fibras. La resistencia de la madera a esfuerzo cortante perpendicular en las fibras es mucho mayor que su resistencia a esfuerzo cortante paralelo. La rotura en planos transversales no llega a presentarse porque antes de que esto pueda suceder el elemento sujeto a la acción cortante falla, sea por esfuerzo cortante paralelo a las fibras o sea por aplastamiento en compresión a las fibras. (Robles Fernández-Villegas & Echenique Manrique, 1983).

En esta prueba la fuerza cortante se aplica sobre un labio. El bloque se coloca sobre una herramienta especial que tiene una placa que se coloca sobre el labio y enseguida se aplica una fuerza.

2.9. PROPIEDADES MECANICAS DE ESPECIES DE MADERA TIPICA SEGÚN EL REGLAMENTO NACIONAL DE LA CONSTRUCCION DE 2007 (RNC-07)

En Nicaragua se han realizado estudios para determinar las características físicas y mecánicas de algunas especies de madera que son usadas con fines estructurales. Estos estudios han permitido que el (RNC-07) asigne valores a las propiedades mecánicas de 11 especies para ser usados en el diseño de estructuras de madera. En la siguiente tabla se muestran las especies.

Tabla 1. Propiedades mecánicas de 11 especies de madera estructural según (RNC-07).

Nombre comercial de la Madera	Flexión en fibra extrema Fb (kg/cm ²)	Tensión paralela al grano Fb (kg/cm ²)	Cortante Horizontal Fv (kg/cm ²)	Compresión perpendicular al grano Fp (kg/cm ²)	Compresión paralela al grano Fc (kg/cm ²)	Módulo de Elasticidad E (kg/cm ²)
Pino	116	78	7	26	81	130,000
Guayabo	175	117	10	39	122	155,000
Guanacaste	90	60	5	20	63	100,000
Laurel Macho	130	87	8	29	91	150,000
Roble	180	120	10	40	126	150,000

Fuente: (MTI, 2007).

2.10. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La estructura a proponer, es una vivienda unifamiliar de una sola planta distribuida en un área de aproximadamente 80 m², cumpliendo con las disposiciones de dimensiones mínimas establecidas en la Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense NTON 11 013-04 para una vivienda estándar, estará formada por un sistema a base de marcos de vigas y columnas macizas.

2.11. HISTORIA SISMICA Y SISMICIDAD ACTUAL DE MANAGUA

En la historia de la ciudad de Managua han ocurrido dos sismos que han marcado un antes y un después en la infraestructura de la capital, el terremoto de 1931 y el terremoto de 1972.

- Terremoto de 1931: Ocurrido el 31 de marzo de 1931, con magnitud de 5.3-5.9, causó cerca de entre 1,200 y 1,500 muertos, más de 2,000 heridos y 45,000 damnificados pues muchas casas y edificios dañados, hechos de taquezal (armazón de madera con entrepanos de reglas, rellenos con piedras y después revestidos de argamasa mezcla de agua con lodo y hierba) u hormigón, se repararon inapropiadamente con repello dejando las grietas en sus bases y estructuras por lo que se derrumbaron con ese sismo
- Terremoto de 1972: Ocurrido el 23 de diciembre de 1972, fue un sismo de magnitud 6.2 en la escala Richter que destruyó la capital de Nicaragua. Más de 600 manzanas quedaron destruidas por el sismo; unas 50.000 construcciones quedaron en escombros y más de 280.000 personas quedaron sin hogar. El 75% de las viviendas y edificios del centro se derrumbaron total o parcialmente, el 75% de la infraestructura urbana desapareció.

Figura 5. Vivienda de Taquezal desplomada.



Fuente: La Prensa

- Sismicidad actual: INETER (2002) en Actualización del Mapa de Fallas Geológicas de Managua, afirma que: En Managua la red sísmica nacional fue establecida en el año 1975, y ha localizado hasta ahora (con interrupción 1985-1991), cerca de 25,000 sismos en Nicaragua, equivalente a más de 1,500 sismos por año. La mayoría de los epicentros se ubica en el océano pacífico, donde chocan las placas tectónicas Cocos y Caribe. En Managua los últimos 25 años fueron de muy baja magnitud y la mayoría de ellos ocurrió en los años 1970. En los últimos años, ha habido prácticamente calma sísmica en Managua con la relación a sismos con epicentro ubicados directamente en la ciudad.

2.12. DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DE LA VIVIENDA

La vivienda se proyecta sobre lotes de terreno rectangular de 10x17 metros, de acuerdo a los retiros mínimos establecidos en las Normas mínimas de dimensionamiento para desarrollos habitacionales N-TON 11 013-04.

Con un área aproximada de 79.83 m² y un perímetro de 40.89 metros, ubicada según el reglamento nacional de la construcción en la zona sísmica C, con tipo de suelo II. Se clasifica como vivienda estándar según la N-TON 11 013-04.

La vivienda se diseñará con madera estructural de pino curado con los tratamientos descritos en la Norma Técnica Complementaria (NTC). Se empleará el sistema de estructuras a base de marcos rígidos según el Reglamento Nacional de la Construcción.

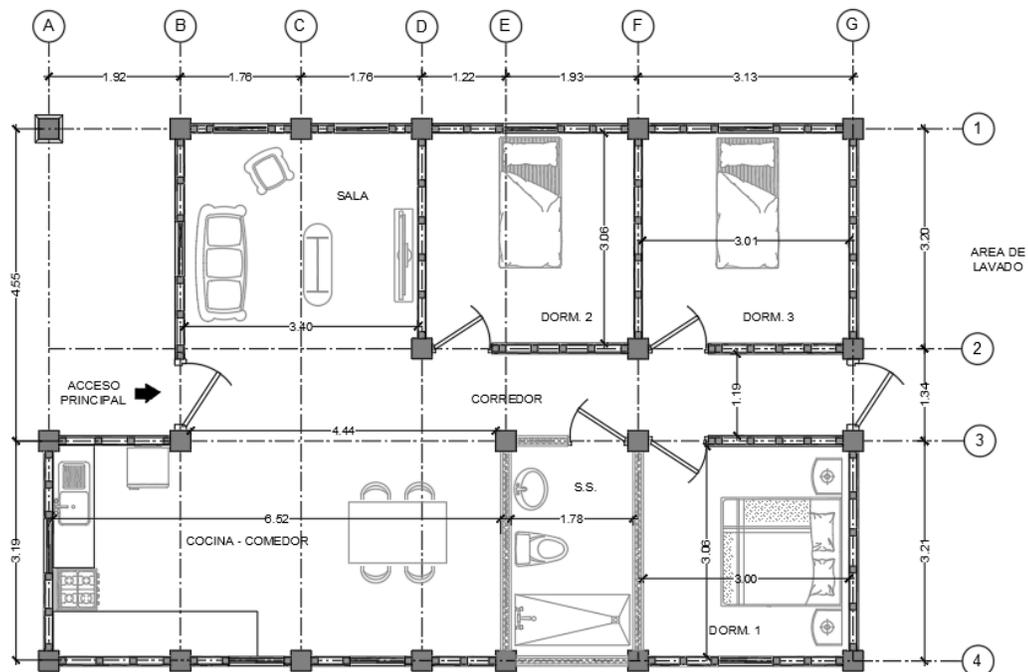
Los ambientes de la vivienda están distribuidos de la siguiente manera:

Tabla 2. Distribución de ambientes.

Ambiente	Área
Cocina – Comedor	21.18 m ²
Servicio Sanitario	6.17 m ²
Dormitorio 1	10 m ²
Dormitorios 2, 3	9.85 m ²
Sala	13.24 m ²

Fuente: Elaboración propia.

Figura 6. Planta Arquitectónica.



Fuente: Elaboración propia.

Los muros divisorios y de cubierta serán construidos por medio de columnetas y viguetas atornilladas, la cubierta exterior serán paneles de tablas machihembradas, de pino curado, 20 centímetros de alto, atornilladas, adaptados de acuerdo a la ubicación de ventanas y puertas de la vivienda, las particiones internas serán paneles de plywood de 3/8" de espesor. Además, todos los elementos llevarán el mismo tratamiento para la protección contra las amenazas de hongos e insectos. El área del servicio sanitario será de paneles estructurales de poliestireno expandido, prefabricado, entre dos mallas de acero, con recubrimiento de mortero de 1" de grosor, con recubrimiento de cerámica en el área de la ducha con el fin de garantizar que la humedad no afecte los elementos de madera.

Figura 7. Elevaciones arquitectónicas.



Fuente: Elaboración propia

2.13. CONSIDERACIONES DE DISEÑO PARA LA VIVIENDA DE MADERA

2.13.1. TECHO

El sistema de techo se conformará por vigas principales, que son elementos diseñados para sostener cargas lineales, concentradas o uniformes, en una sola dirección. Las vigas principales tendrán una pendiente del 15%, conectadas directamente sobre la estructura. La cubierta se proyecta de lámina aluminizada, troquelada, calibre 26, asentada sobre largueros ubicados perpendicularmente sobre las primeras. Asimismo, en todos los lados del sistema de techado se contará con flashing de metal para proteger los elementos del agua proveniente de las lluvias.

2.13.2. MARCOS

Los marcos rígidos son estructuras de pórticos cuyos elementos se unen entre sí por medio de conexiones fijas capaces de transmitir los momentos y fuerzas normales y tangenciales, sin que se produzcan desplazamientos lineales o angulares entre sus extremos y las columnas en que se apoya, lo que hace que la estructura resultante pueda resistir por sí sola las cargas verticales y horizontales a las que se haya sometida. El conjunto de pórticos para la vivienda estará conformado por vigas apoyadas sobre columnas integradas por uniones rígidas y, éstas, empotradas en la cimentación. El sistema de cimentación estará comprendido por cimentación corrida para proteger la madera.

2.13.3. CONEXIONES

Las uniones o conexiones tienen el objetivo de dar continuidad a los esfuerzos generados en la estructura de la forma menos agresiva.

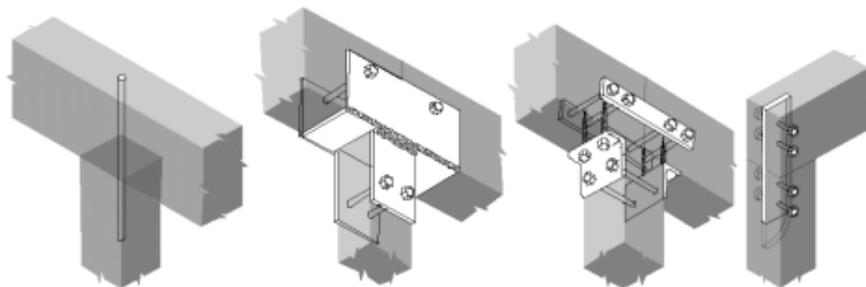
Los tipos de uniones para estructuras de madera se pueden definir según diferentes criterios. Principalmente se dividen en dos grandes grupos, en función del elemento utilizado en la unión: las uniones tradicionales y las uniones mecanizadas.

En los siguientes incisos se muestran algunos detalles típicos de conexiones obtenidos de la sección 10.4 del ASD/LRFD Manual for Engineered Wood Construction de 2012.

2.13.4. CONEXIONES VIGA-COLUMNA

Todas las conexiones de este tipo deben de mantener a la viga en su lugar en el extremo superior de la columna. La transferencia de cortante es razonablemente fácil de conseguir. Algunas de estas conexiones también deben de poder soportar el levantamiento de la viga. Finalmente, en los casos en los que la viga en el tope de la columna es discontinua, más que procurar la continuidad de esta, podría requerirse la transferencia de fuerzas a lo largo de la discontinuidad.

Figura 8. Prácticas comunes en la conexión viga-columna.



Fuente: (Manual for Engineered Wood Construction, 2012)

2.14. MÉTODOS DE DISEÑO

La etapa del análisis estructural es fundamental en el dimensionamiento de las secciones transversales de los elementos que componen el sistema resistente de una estructura. Una vez conocidas las magnitudes de los esfuerzos internos de los miembros, se procede a determinar las dimensiones de las secciones transversales que generen un elemento con resistencia suficiente para soportar las cargas impuestas en la etapa de análisis. Existen tres procedimientos que han sido derivados de los comportamientos, comportamiento elástico, comportamiento plástico y el que el material presenta cuando alcanza la resistencia última. En la madera no está muy definido el comportamiento plástico, razón por la cual, para este material solo se han desarrollado dos métodos de diseño, el elástico y el basado en la resistencia última. Estos métodos de diseño son conocidos como ASD (Allowable Stress Design) y LRFD (Load and Resistance Factor Design). El diseño de la vivienda se realizará por el método más usado a nivel del continente americano, el método de factores de carga y resistencia (LRFD). Esto para mostrar las consideraciones en las que se basa este método. Para el diseño de una estructura de madera por medio del método elástico y de resistencia última la (NDS-2018), especifica los cálculos necesarios para los esfuerzos actuantes en miembros estructurales para el diseño de las secciones transversales y en el cálculo de las fuerzas laterales que permiten el dimensionamiento de las conexiones entre elementos de madera. Siendo el diseño de los miembros de madera satisfactorio se verificará que el comportamiento de la vivienda no sobrepase los límites definidos por la normativa del (RNC-07).

2.15. REGLAMENTO DE USO RNC-07

Basados en el (RCN-07) en la presente investigación se estará aplicando las combinaciones de carga para diseño por resistencia última (LRFD), asimismo para el análisis estructural mediante el método estático equivalente que establece nuestra norma nacional, mostrando así conceptos básicos que expone la misma.

2.15.1. COMBINACIONES DE CARGA

Esta combinación estará sujeta a ciertos cambios debido a los agentes que modifican los factores de dicha combinación de cargas variables que se presenten en la zona de estudio. Dicha combinación se encuentra en el inciso a) del Arto.15 del (RNC-07) definido de la siguiente manera:

- **Diseño por métodos de resistencia última**

$$1.4(CM)$$

$$1.2(CM)+1.6(CV+P_S)$$

$$1.2(CM)+1.6(P_Z)+CV$$

$$1.2(CM)+F_S+CV$$

$$0.9(CM)+1.6(P_Z)+1.6(P_S)$$

$$0.9(CM)+F_S+1.6(P_S)$$

Donde:

CM: Carga muerta

CV: Carga viva máxima

FS: Fuerza sísmica horizontal

PZ: Carga o presión del viento

PZ: Carga debido a la presión lateral de la tierra, a la presión del agua subterránea, o a la presión de materiales a granel.

2.15.2. CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL

El reglamento nacional en el Arto.19 contempla la planificación de edificaciones, con el fin de mejorar su desempeño sísmico en los cuales se deben considerar los siguientes factores: Simetría tanto en la distribución de masas como en las rigideces, evitar cambios bruscos de estructuración, menor peso en los pisos superiores, evitar balcones volados, selección y uso adecuado de los materiales de construcción, buena práctica constructiva e inspección rigurosa y diseño con énfasis en la ductilidad para un mejor comportamiento de la estructura.

2.15.3. MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE

El método estático de las fuerzas laterales equivalentes consiste en distribuir los esfuerzos sísmicos calculados en cada nivel de la estructura, ubicándolos en el centro de masa o centro de gravedad del mismos y verificar que las derivas de cada entrepiso no sobrepasen los límites establecidos en el Arto.32 del reglamento nacional de la construcción (RNC-07).

2.16. MÉTODO DE DISEÑO PARA FACTORES DE CARGAS Y RESISTENCIA (LRFD)

EL LRFD (Load and Resistance Factor Design) Diseño por Factores de Carga y Resistencia es un método que se utiliza para el diseño de estructuras de manera tal que, cuando la estructura está sometida a todas las combinaciones de cargas aplicables, no se supere el estado límite aplicable y emplea como criterios de análisis y diseño los de la teoría plástica o una combinación de análisis y diseño plástico.

Este método está basado el criterio de estados límites, por esto que también se le conoce como método de diseño por estados límites, un estado de límite define la

condición ante la cual un elemento estructural bajo carga se ve efectuado a tal grado que deja de ser seguro para los ocupantes de la estructura o dicho elemento deja de desarrollar la función para la cual se diseñó.

Los estados límites establecido por este método son:

- Estado límite de resistencia: Define el alcance de la resistencia de un elemento estructural bajo cargas extremas.
- Estado límite de servicio: Define el alcance del límite de la habilidad de un elemento estructural a desarrollar la función para la cual fue diseñado.

Este método de diseño denominado también diseño por estados límite o resistencia última, consiste en determinar en primer término, las acciones (cargas o momentos) que se presentan en las secciones críticas de un miembro estructural o estructura bajo el efecto de las acciones de diseño o cargas factorizadas. En general, las cargas factorizadas se obtienen multiplicando las cargas de servicio o de trabajo por un factor de carga, que suele ser mayor que la unidad.

De manera matemática la relación que describe el método es la siguiente:

$$R_u \leq \phi R_n \text{ (ISC, Ec. B3-2)}$$

Ecuación 1.

Donde:

R_u = Resistencia requerida por las combinaciones LRFD.

R_n = Resistencia nominal.

ϕ = Factor de resistencia.

ϕR_n = Resistencia de diseño.

2.17. NATIONAL DESIGN SPECIFICATION 2018

En los procesos de diseño, los valores de cada una de las propiedades mecánicas de una especie de madera, son valores de referencia con los cuales deben de

compararse los esfuerzos que experimentan los miembros estructurales en condiciones de trabajo. Una viga es adecuada para resistir las fuerzas a las que se somete cuando el esfuerzo calculado, o actuante, es de magnitud inferior a los esfuerzos de referencia a veces multiplicado por ciertos factores que toman en cuenta las condiciones bajo las cuales se encuentra la estructura.

Para el diseño de los elementos estructurales por el método de resistencia última (LRFD), se requiere de especificaciones contenidas en la National Design Specification (NDS-2018), la cual muestra el procedimiento para el cálculo de los esfuerzos actuantes en miembros estructurales para el diseño de las secciones transversales y el cálculo de las fuerzas laterales que permiten el dimensionamiento de las conexiones entre elementos de madera.

2.18. DISPOSICIONES Y ECUACIONES DE DISEÑO

La (NDS-2018) en el capítulo 3 establece disposiciones generales de diseño que se aplican a todos los miembros y conexiones estructurales de madera. Cada miembro estructural de madera o conexión debe de tener el tamaño y la capacidad suficiente para soportar las cargas aplicadas sin exceder los valores de diseño ajustados especificados en este documento. Los valores de diseño de referencia y las disposiciones de diseños específicas aplicables a productos a conexiones de madera en particular se dan en otros capítulos de esta especificación.

2.19. ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXION

El esfuerzo o momento de flexión real no debe exceder el valor de diseño de flexión ajustado.

2.19.1. ECUACIONES DE DISEÑO PARA FLEXION

El esfuerzo a la flexión actuante inducido por un momento flexionante, M, se calcula de la siguiente forma:

$$f_b = \frac{M_c}{I} = \frac{M}{S} \quad (\text{NDS-2018, Ec. 3.3-1})$$

Ecuación 2. Esfuerzo a la Flexión.

Para un miembro rectangular sometido a flexión con base, b, y espesor, d, se convierte en:

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{6M}{b d^2} \quad (\text{NDS-2018, Ec. 3.3-2})$$

Ecuación 3. Esfuerzo a la Flexión Miembro Rectangular.

Para un miembro rectangular sometido a la flexión con eje neutro perpendicular a la profundidad en el centro:

$$I = \frac{bd^3}{12} \quad (\text{NDS-2018, Ec. 3.3-3})$$

Ecuación 4. Momento de Inercia.

$$S = \frac{I}{c} = \frac{bd^2}{6} \quad (\text{NDS-2018, Ec. 3.3-4})$$

Ecuación 5. Momento de Inercia.

2.20. ELEMENTOS SOMETIDOS A CORTANTE

El esfuerzo cortante actuante paralelo al grano inducido en un miembro de madera aserrada se calculará como:

$$f_v = \frac{VQ}{Ib} \quad (\text{NDS-2018, Ec. 3.4-1})$$

Ecuación 6. Esfuerzo Cortante.

Para un miembro rectangular sometido a una fuerza cortante V de base b y espesor d, se convierte en:

$$f_v = \frac{3V}{2bd} \quad (\text{NDS-2018, Ec. 3.4-2})$$

Ecuación 7. Esfuerzo Cortante Miembros Rectangulares.

2.21. ELEMENTOS SOMETIDOS A DEFLEXION

Si la deflexión es un factor en el diseño, esta debe de ser calculada por los métodos estándar de la mecánica de materiales considerando deflexiones por momento y, cuando sea aplicable, deflexiones por cortante. La consideración de las deflexiones por cortante es requerida cuando el módulo de elasticidad de referencia no ha sido ajustado para incluir los efectos de la deflexión por cortante. Donde se debe limitar la deflexión total bajo carga a largo plazo, aumentar el tamaño del miembro es una forma de proporcione rigidez adicional para permitir esta deformación. La flecha total, Δ_T , se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta_T = K_{cr} \Delta_{LT} \Delta_{ST} \quad (\text{NDS-2018, Ec. 3.5-1})$$

Ecuación 8. Deflexión Total a Largo Plazo.

Donde:

K_{cr} = Factor de deformación dependiente del tiempo.

Δ_{LT} = Deflexión inmediata debido a la acción a largo plazo, componente a la carga de diseño (pulg).

Δ_{ST} = Deflexión debida al corto plazo o normal, componente a la carga de diseño (pulg).

2.22. ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESION

Para propósitos de estas especificaciones, el término “columna” se refiere a cualquier tipo de miembro sometido a compresión, incluidos los miembros que forman parte de cerchas u otros componentes estructurales.

2.22.1. CLASIFICACION DE COLUMNAS

- **Columna simple de madera maciza:** las columnas simples constan La columna simple de madera consiste en una pieza simple o de piezas correctamente encoladas para formar un solo miembro.
- **Columnas espaciadas unidas por un conector:** Las columnas espaciadas están formadas por dos o más miembros individuales con sus ejes longitudinales paralelos, separados en los extremos y en los puntos medios de su longitud por medio de bloques y unidos en los extremos por anillos partidos o conectores de placas cortantes capaces de desarrollar la resistencia al cortante requerida.
- **Columnas armadas:** Las laminaciones individuales de columnas armadas laminadas mecánicamente deben diseñarse de acuerdo con la Resistencia a la Compresión paralela al grano y columnas sólidas, excepto que las columnas armadas clavadas o empernadas deben de diseñarse de acuerdo con la sección 15.3 de la (NDS-2018).

2.22.2. RESISTENCIA A LA COMPRESION PARALELA AL GRANO

El esfuerzo o fuerza actuante paralela al grano no debe de exceder el valor ajustado de la compresión de diseño. El cálculo de f_c deberá basarse en la sección del área neta donde la sección reducida ocurre en la parte crítica de la longitud de la columna que está potencialmente sujeta al pandeo. Cuando la sección reducida no ocurre en la parte crítica de la longitud de la columna que está potencialmente sujeta al pandeo, los cálculos de f_c deberán de estar basados en la sección del área gruesa. Además, cuando f_c esté basado en la sección del área neta no deberá exceder el valor de la compresión de diseño paralela al grano multiplicada

por todos los factores de ajuste aplicables, excepto el factor de estabilidad de la columna C_P .

2.22.3. COLUMNAS SOLIDAS

Factor de estabilidad de columnas, C_P :

- Cuando un miembro a compresión esta arriostrada en toda su longitud para prevenir los desplazamientos laterales en todas direcciones, $C_P = 1$.
- La longitud efectiva de la columna, l_e , para columnas solidas debe de ser determinada de acuerdo a los principios de la mecánica de materiales. Un método para determinar la longitud efectiva de la columna, cuando las condiciones de apoyo son conocidas, es multiplicar la longitud total de la columna por el factor de longitud efectiva apropiado.
- Para columnas solidas con sección transversal rectangular, la relación de esbeltez, l_e/d , debe de ser tomada como la mayor entre l_{e1}/d_1 y l_{e2}/d_2 (ver figura 9) donde cada relación ha sido ajustada por el coeficiente longitudinal de pandeo, K_C .
- La relación de esbeltez para columnas sólidas, l_e/d , no deberá de exceder el valor de 50, excepto que durante la construcción no deberá exceder de 75.
- El valor del coeficiente de estabilidad de la columna será calculado como:

$$C_P = \frac{1 + \frac{F_{CE}}{F'_c}}{2c} - \sqrt{\left(\frac{1 + \frac{F_{CE}}{F'_c}}{2c}\right)^2 - \frac{F_{CE}}{c}} \quad (\text{NDS-2018, Ec. 3.7-1})$$

Ecuación 9. Coeficiente de Estabilidad de Columna C_P .

Donde

F'_c : Valor de referencia de la compresión de diseño paralela al grano multiplicado por todos los factores de ajuste aplicables, excepto C_P .

$$F_{CE} = \frac{0.822 E_{min}'}{(l_e/d)^2} \quad (\text{NDS-2018, Ec. 3.9-4})$$

Ecuación 10. Valor crítico de diseño de pandeo para la compresión.

$C = 0.8$ para madera aserrada.

$C = 0.85$ para postes redondos de madera y pilotes.

$C = 0.9$ para madera laminada encolada estructural o piezas estructurales compuestas.

- Para condiciones especialmente severas de servicio y/o peligro extraordinario, el uso de valores de diseño bajos puede ser necesario.

2.23. ELEMENTOS SOMETIDOS A TENSION

2.23.1. TENSION PARALELA A LA FIBRA

El esfuerzo actuante o fuerza a tensión paralela al grano deberá de calcularse basándose en la sección del área neta y no deberá de exceder el valor de la tensión de diseño ajustada.

2.23.2. TENSION PERPENDICULAR AL GRANO

Los diseños que inducen esfuerzos a la tensión perpendiculares al grano deberán ser evitados siempre que sea posible. Cuando los esfuerzos de tensión perpendiculares al grano no pueden ser evitados, el refuerzo mecánico suficiente para resistir todos los esfuerzos debe de ser considerado.

2.24. FLEXION Y CARGA AXIAL COMBINADA

2.24.1. FLEXION Y TENSION AXIAL

Los miembros sujetos a la combinación de flexión y tensión axial deberán proporcionarse de forma que:

$$\frac{f_t}{F'_t} + \frac{f_b}{F'_b} \leq 1.0 \quad (\text{NDS-2018, Ec. 3.9-1})$$

Ecuación 11. Ecuación de interacción para miembros sujetos a la combinación de flexión y tensión.

Y:

$$\frac{f_t - f_t}{F''_b} \leq 1.0. \quad (\text{NDS-2018, Ec. 3.9-2})$$

Ecuación 12. Ecuación de interacción para miembros sujetos a la combinación de flexión y tensión.

Donde:

F'_b : Valor de referencia del diseño a la flexión multiplicado por todos los factores de ajuste aplicables, excepto el factor C_L .

F''_b : Valor de referencia del diseño a la flexión multiplicado por todos los factores de ajuste aplicables, excepto el factor C_V .

f_t, F'_t : Valores de la tensión de diseño de referencia y ajustada paralela al grano.

2.25. FLEXION Y COMPRESION AXIAL

Miembros sometidos a una combinación de flexión en uno o ambos ejes principales y a compresión axial (ver figura 11), deberán de proporcionarse de tal forma que:

$$\left(\frac{f_c}{F'_c}\right)^2 + \frac{f_{b1}}{F'_b1(1-f_c/F_{cE1})} + \frac{f_{b2}}{F'_b2(1-f_c/F_{cE2}) - (f_{b1}/F_{bE})^2} \leq 1.0 \quad (\text{NDS-2018, Ec. 3.9-3})$$

Ecuación 13. Ecuación de interacción para Miembros sometidos a una combinación de flexión en uno o ambos ejes principales y a compresión axial.

Y:

$$\frac{f_c}{F_{cE2}} + \left(\frac{f_{b1}}{F_{bE}}\right)^2 < 1.0 \text{ (NDS-2018, Ec. 3.9-4)}$$

Ecuación 14. Ecuación de interacción para Miembros sometidos a una combinación de flexión en uno o ambos ejes principales y a compresión axial.

Donde

$$f_c < F_{cE1} = \frac{0.822 E_{min}'}{(l_e/d)^2} \text{ Para flexión uniaxial o biaxial de canto.}$$

$$f_c < F_{cE2} = \frac{0.822 E_{min}'}{(l_{e2}/d_2)^2} \text{ Para flexión uniaxial o biaxial en la cara de mayor dimensión.}$$

$$f_{b1} < F_{bE} = \frac{1.20 E_{min}'}{(R_B)^2} \text{ Para flexión biaxial.}$$

f_{b1} : Esfuerzo a la tensión actuante en la cara de menor dimensión del miembro (carga flexionante aplicada a la cara estrecha del miembro).

f_{b2} : Esfuerzo a la tensión actuante en la cara de mayor dimensión del miembro (carga flexionante aplicada a la cara ancha del miembro).

d_2 : Cara estrecha del miembro.

d_1 : Cara ancha del miembro.

2.26. FACTORES DE AJUSTE PARA MADERA ASERRADA¹

La siguiente tabla muestra cada uno de los factores que se aplican a los esfuerzos de diseño de referencia para el cálculo de los esfuerzos ajustados en los métodos ASD y LRFD. Los esfuerzos calculados para todos los casos presentados en este capítulo no deben de exceder los esfuerzos ajustados calculados de acuerdo a lo especificado por la tabla. La (NDS-2018) en la sección 4.3 (ajuste de valores de diseño de referencia) de las especificaciones contiene información más detallada sobre cada uno de los factores de ajuste

¹ Table 4.3.1 Applicability of Adjustment Factors for Sawn Lumber, ver ídem, p.29. AMERICAN WOOD COUNCIL NATIONAL DESIGN SPECIFICATION for Wood Construction 2018.

Tabla 3. Factores de ajuste para madera aserrada.

	ASD only	ASD and LRFD											LRFD only		
		Load Duration Factor	Wet Service Factor	Temperature Factor	Beam Stability Factor	Size Factor	Flat Use Factor	Incising Factor	Repetitive Member Factor	Column Stability Factor	Buckling Stiffness Factor	Bearing Area Factor	Format Conversion Factor	Resistance Factor	Time Effect Factor
													K_F	ϕ	
$F'_b = F_b$	x	C_D	C_M	C_t	C_L	C_F	C_{fu}	C_i	C_r	-	-	-	2.54	0.85	λ
$F'_t = F_t$	x	C_D	C_M	C_t	-	C_F	-	C_i	-	-	-	-	2.70	0.80	λ
$F'_v = F_v$	x	C_D	C_M	C_t	-	-	-	C_i	-	-	-	-	2.88	0.75	λ
$F'_c = F_c$	x	C_D	C_M	C_t	-	C_F	-	C_i	-	C_P	-	-	2.40	0.90	λ
$F'_{cL} = F_{cL}$	x	-	C_M	C_t	-	-	-	C_i	-	-	-	C_b	1.67	0.90	-
$E' = E$	x	-	C_M	C_t	-	-	-	C_i	-	-	-	-	-	-	-
$E'_{min} = E_{min}$	x	-	C_M	C_t	-	-	-	C_i	-	-	C_T	-	1.76	0.85	-

Fuente: (NDS-2018)

2.26.1. FACTOR DE SERVICIO HUMEDO C_M

Los valores de diseño de referencia para la madera especificados son aplicables a la madera que se utilizará en condiciones de servicio condiciones de servicio secas, como en la mayoría de las estructuras cubiertas, donde el contenido de humedad en uso será de un máximo 19%, independientemente del contenido de humedad en el momento en el momento de la fabricación. Para la madera utilizada en condiciones en las que el contenido de humedad de la madera en servicio de la madera en servicio supere el 19% durante un período prolongado, los valores de diseño se multiplicarán por los factores de servicio húmedo, C_M , especificados en las tablas 4A. (NDS, 2018).

Tabla 4. Factores de servicio humedo.

Wet Service Factors, C_M					
F_b	F_t	F_v	$F_{c\perp}$	F_c	E and E_{min}
0.85*	1.0	0.97	0.67	0.8**	0.9

* when $(F_b)(C_F) \leq 1,150$ psi, $C_M = 1.0$

** when $(F_c)(C_F) \leq 750$ psi, $C_M = 1.0$

Fuente: (NDS-2018)

2.26.2. FACTOR DE TEMPERATURA C_t

Los valores de diseño de referencia se multiplicarán por los factores de temperatura, los miembros estructurales que experimentarán una exposición sostenida a temperaturas elevadas de hasta 150°F. (NDS, 2018).

2.26.3. FACTOR DE TAMAÑO C_F

Los valores de diseño de referencia de flexión, tensión y compresión paralela a la veta para la madera aserrada clasificada visualmente de 2" a 4" de espesor se multiplicarán por los factores de tamaño especificados en las tablas 4A y 4B. (NDS, 2018).

Tabla 5. Factores de tamaño para valores de 2" a 4"

Size Factors, C_F					
Grades	Width (depth)	F_b		F_t	F_c
		Thickness (breadth)			
		2" & 3"	4"		
Select Structural, No.1, No.2, No.3	2", 3", & 4"	1.5	1.5	1.5	1.15
	5"	1.4	1.4	1.4	1.1
	6"	1.3	1.3	1.3	1.1
	8"	1.2	1.3	1.2	1.05
	10"	1.1	1.2	1.1	1.0
	12"	1.0	1.1	1.0	1.0
Stud	14" & wider	0.9	1.0	0.9	0.9
	2", 3", & 4"	1.1	1.1	1.1	1.05
	5" & 6"	1.0	1.0	1.0	1.0
	8" & wider	Use No.3 Grade tabulated design values and size factors			
Construction, Standard	2", 3", & 4"	1.0	1.0	1.0	1.0
Utility	4"	1.0	1.0	1.0	1.0
	2" & 3"	0.4	—	0.4	0.6

Copyright © American Wood Council. Downloaded/printed pursuant to License Agreement. No reproduction or transfer authorized. AMERICANWOOD COUNCIL

Fuente: (NDS-2018)

Para la madera dimensional de 4" de grosor, 8" y más ancha (todas las calidades excepto Dense Structural 86, Dense Structural 72 y Dense Structural 65), se permitirá multiplicar los valores de diseño de flexión tabulados, F_b , por el factor de tamaño, **CF = 1,1**. En el caso de la madera dimensional de más de 12" (todas las calidades excepto Dense Structural 86, Dense Structural 72 y Dense Structural 65), los valores tabulados de diseño de flexión, tensión y compresión paralelos a la fibra para la madera de 12" de ancho se multiplicarán por el factor de tamaño, **CF = 0,9**. Cuando la profundidad, d , de Dense Structural 86 Dense Structural 72, o Dense Structural 65 supera las 12", el valor de diseño de flexión tabulado, F_b , se multiplicará por el siguiente factor de tamaño:

$$C_F = \frac{12^{1/9}}{d} \leq 1 \quad (\text{NDS-2018, Ec. 4.3-1})$$

Ecuación 15. Factor de tamaño.

2.26.4. FACTOR DE USO DE CARA ANCHA C_{fu}

Cuando la madera aserrada de 2" a 4" de espesor se carga en la cara ancha, se permitirá multiplicar el valor de diseño de flexión de referencia, F_b , por los factores de uso plano, C_{fu} , especificados en las Tablas 4A, 4B, 4C y 4F.

Tabla 6. Factores de uso de cara ancha para elementos de 2" a 4"

Flat Use Factors, C_{fu}		
Width (depth)	Thickness (breadth)	
	2" & 3"	4"
2" & 3"	1.0	—
4"	1.1	1.0
5"	1.1	1.05
6"	1.15	1.05
8"	1.15	1.05
10" & wider	1.2	1.1

Fuente: (NDS-2018)

Cuando los elementos clasificados como vigas y travesaños se cargan en la cara ancha, el valor de diseño de flexión de referencia de flexión de referencia, F_b , y el

módulo de elasticidad de referencia elasticidad de referencia, (E o E_{min}), se multiplicarán por los factores de uso plano C_{fu} , especificados en la Tabla 4D. (NDS, 2018).

Tabla 7. Factores de uso de cara ancha para elementos de 2" a 4"

Flat Use Factor, C_{fu}			
Grade	F_b	E and E_{min}	Other Properties
Select Structural	0.86	1.00	1.00
No.1	0.74	0.90	1.00
No.2	1.00	1.00	1.00

*"Beams and Stringers" are defined in NDS 4.1.3 (also see Table 1B).

Fuente: (NDS-2018)

2.26.5. FACTOR DE CORTE C_i

Los valores de diseño de referencia para la madera aserrada se multiplicarán por el factor de incisión, C_i , de la tabla 4.3.8 cuando la madera aserrada se incida paralelamente a la fibra a una profundidad máxima de 0,4", una longitud máxima de 3/8" y una densidad de incisiones de hasta 1100/pie². (NDS, 2018).

Tabla 8. Factores de corte.

Table 4.3.8 Incising Factors, C_i	
Design Value	C_i
E, E_{min}	0.95
F_b, F_t, F_c, F_v	0.80
$F_{c\perp}$	1.00

Fuente: (NDS-2018)

2.26.6. FACTOR DE MIEMBRO REPETITIVO C_r

Los valores de diseño de flexión de referencia, F_b , para madera dimensionada de 2" a 4" de grosor se multiplicarán por el factor de miembro repetitivo, **$C_r = 1,15$** , cuando dichos miembros se utilicen como viguetas, cordones de cerchas, vigas, montantes, tablonés, cubiertas o miembros similares que estén en contacto o espaciados a no más de 24" entre sí, no sean menos de tres y estén unidos por elementos de distribución de la carga en el piso, el techo u otros elementos adecuados para soportar la carga de diseño. (NDS, 2018).

2.26.7. FACTOR DE RIGIDEZ AL PANDEO C_T

El aumento de la rigidez del cordón en relación con las cargas axiales cuando un cordón de compresión de madera aserrada de 2" x 4" o más pequeña se somete a flexión y compresión axial combinadas en condiciones de servicio seco y tiene un revestimiento de panel estructural de madera de 3/8" o más grueso clavado en la cara estrecha del cordón de acuerdo con los esquemas de fijación del revestimiento del techo exigidos por el código, se permitirá que se contabilice multiplicando el valor de diseño del módulo de elasticidad de referencia para la estabilidad de la viga y el pilar, E_{min} , por el factor de rigidez de pandeo, C_T . (NDS, 2018).

2.26.8. FACTOR DE DURACIÓN DE APOYO C_b

Los valores de diseño de compresión de referencia perpendicular a la fibra, F_c , se aplican a los apoyos de cualquier longitud en los extremos de un miembro, y a todos los apoyos de 6" o más de longitud en cualquier otro lugar. Para los apoyos de menos de 6" de longitud y no más cerca de 3" del extremo de un elemento, se permitirá multiplicar el valor de diseño de compresión de referencia perpendicular a la fibra, F_c , por el factor de área de apoyo, C_b . (NDS, 2018).

2.26.9. FACTOR POR EFECTO DEL TIEMPO λ

Para el LRFD, los valores de diseño de referencia se multiplicarán por el factor de efecto del tiempo, especificado en el Apéndice N.3.3. (NDS, 2018).

Tabla 9. Factores de efecto del tiempo para LRFD

Table N3 Time Effect Factor, λ (LRFD Only)	
Load Combination²	λ
1.4D	0.6
1.2D + 1.6L + 0.5(L _r or S or R)	0.7 when L is from storage 0.8 when L is from occupancy 1.25 when L is from impact ¹
1.2D + 1.6(L _r or S or R) + (L or 0.5W)	0.8
1.2D + 1.0W + L + 0.5(L _r or S or R)	1.0
1.2D + 1.0E + L + 0.2S	1.0
0.9D + 1.0W	1.0
0.9D + 1.0E	1.0

1. Time effect factors, λ , greater than 1.0 shall not apply to connections or to structural members pressure-treated with water-borne preservatives (see Reference 30) or fire retardant chemicals.

2. Load combinations and load factors consistent with ASCE 7-16 are listed for ease of reference. Nominal loads shall be in accordance with N.1.2. D = dead load; L = live load; L_r = roof live load; S = snow load; R = rain load; W = wind load; and E = earthquake load.

Fuente: (NDS-2018)

2.26.10. FACTOR DE ESTABILIDAD DE VIGA C_L

Cuando la profundidad de un elemento de flexión no supera su anchura, $d \leq b$, no se requiere ningún apoyo lateral y **CL = 1,0**.

Cuando los elementos de flexión de madera aserrada rectangular se apoyan lateralmente de acuerdo con la sección 4.4.1 de la (NDS-2018), **CL = 1,0**.

Cuando el borde de compresión de un miembro de flexión está apoyado en toda su longitud para evitar el desplazamiento lateral, y los extremos en los puntos de apoyo tienen apoyo lateral para evitar la rotación, **CL = 1,0**.

Cuando la profundidad de un elemento de flexión supere su anchura, $d > b$, se proporcionará un apoyo lateral en los puntos de apoyo para evitar la rotación.

Cuando se disponga de dicho apoyo lateral en los puntos de apoyo, pero no se

disponga de apoyo lateral adicional en toda la longitud del elemento de flexión, la longitud no apoyada, u , será la distancia entre dichos puntos de apoyo final, o la longitud de un voladizo. Cuando un elemento de flexión está provisto de un apoyo lateral para evitar la rotación en los puntos intermedios, así como en los extremos, la longitud no soportada, u , es la distancia entre dichos puntos de apoyo lateral intermedio.

La longitud efectiva de los vanos, e , para los elementos de flexión de un solo vano o en voladizo se determinará de acuerdo con de acuerdo con la tabla 3.3.3. (NDS, 2018).

Tabla 10. Longitud efectiva para miembros a flexión.

Table 3.3.3 Effective Length, ℓ_e, for Bending Members		
Cantilever¹	where $\ell_u/d < 7$	where $\ell_u/d \geq 7$
Uniformly distributed load	$\ell_e = 1.33 \ell_u$	$\ell_e = 0.90 \ell_u + 3d$
Concentrated load at unsupported end	$\ell_e = 1.87 \ell_u$	$\ell_e = 1.44 \ell_u + 3d$
Single Span Beam^{1,2}	where $\ell_u/d < 7$	where $\ell_u/d \geq 7$
Uniformly distributed load	$\ell_e = 2.06 \ell_u$	$\ell_e = 1.63 \ell_u + 3d$
Concentrated load at center with no intermediate lateral support	$\ell_e = 1.80 \ell_u$	$\ell_e = 1.37 \ell_u + 3d$
Concentrated load at center with lateral support at center		$\ell_e = 1.11 \ell_u$
Two equal concentrated loads at 1/3 points with lateral support at 1/3 points		$\ell_e = 1.68 \ell_u$
Three equal concentrated loads at 1/4 points with lateral support at 1/4 points		$\ell_e = 1.54 \ell_u$
Four equal concentrated loads at 1/5 points with lateral support at 1/5 points		$\ell_e = 1.68 \ell_u$
Five equal concentrated loads at 1/6 points with lateral support at 1/6 points		$\ell_e = 1.73 \ell_u$
Six equal concentrated loads at 1/7 points with lateral support at 1/7 points		$\ell_e = 1.78 \ell_u$
Seven or more equal concentrated loads, evenly spaced, with lateral support at points of load application		$\ell_e = 1.84 \ell_u$
Equal end moments		$\ell_e = 1.84 \ell_u$

1. For single span or cantilever bending members with loading conditions not specified in Table 3.3.3:

$$\begin{aligned} \ell_e &= 2.06 \ell_u && \text{where } \ell_u/d < 7 \\ \ell_e &= 1.63 \ell_u + 3d && \text{where } 7 \leq \ell_u/d \leq 14.3 \\ \ell_e &= 1.84 \ell_u && \text{where } \ell_u/d > 14.3 \end{aligned}$$

2. Multiple span applications shall be based on table values or engineering analysis.

Fuente: (NDS-2018)

La relación de esbeltez, R_b , para los elementos de flexión se calculará de la siguiente manera:

$$R_b = \sqrt{\frac{l_e d}{b^2}} \leq 50 \quad (\text{NDS-2018, Ec. 3.3-5})$$

Ecuación 16. Relación de Esbeltez para elementos a flexión.

El factor de estabilidad de viga se calculará de la siguiente manera:

$$C_L = \frac{1 + \left(\frac{F_{bE}}{F^*_{*b}}\right)}{1.9} - \sqrt{\left[\frac{1 + \left(\frac{F_{bE}}{F^*_{*b}}\right)}{1.9}\right]^2 - \frac{\left(\frac{F_{bE}}{F^*_{*b}}\right)}{0.95}} \quad (\text{NDS-2018, Ec. 3.3-6})$$

Ecuación 17. Factor de estabilidad de viga.

F_b^* = valor de diseño de flexión de referencia multiplicado por todos los factores de ajuste aplicables, excepto el C_{fu} , C_V y C_L .

$$F_{bE} = \frac{1.20E'_{min}}{R_b^2} \quad (\text{NDS-2018, Ec. D-3})$$

Ecuación 18. Valor crítico de diseño al colapso para miembros a flexión.

$$E_{min} = E[1 - 1.645COV_E] \left(\frac{1.03}{1.66}\right) \quad (\text{NDS-2018, Ec. D-4})$$

Ecuación 19. Módulo de elasticidad ajustado.

Donde:

E = módulo de elasticidad de referencia

1,03 = factor de ajuste para convertir los valores de E en una base de flexión pura, excepto que el factor es 1,05 para la madera laminada estructural

1,66 = factor de seguridad

COVE = coeficiente de variación del módulo de elasticidad

Tabla 11. Valores de coeficiente de variación del módulo de elasticidad COV_E .

Table F1 Coefficients of Variation in Modulus of Elasticity (COV_E) for Lumber and Structural Glued Laminated Timber	
	COV_E
Visually graded sawn lumber (Tables 4A, 4B, 4D, 4E, and 4F)	0.25
Machine Evaluated Lumber (MEL) (Table 4C)	0.15
Machine Stress Rated (MSR) lumber (Table 4C)	0.11
Structural glued laminated timber (Tables 5A, 5B, 5C, and 5D)	0.10

Fuente: (NDS-2018)

2.26.11. FACTOR DE ESTABILIDAD DE COLUMNA C_P

Cuando un elemento de compresión se apoya en toda su longitud para evitar el desplazamiento lateral en todas las direcciones, **$C_P = 1,0$** .

La longitud efectiva del pilar, l_e , para un pilar macizo columna sólida se determinará de acuerdo con los principios de la mecánica de la ingeniería. Un método para determinar longitud efectiva del pilar, cuando se conocen las condiciones de fijación de los extremos se conocen las condiciones de fijación de los extremos, consiste en multiplicar la longitud real del pilar por el factor de longitud efectiva apropiado especificado en el Apéndice G, **$l_e = (K_e)(l)$** .

Para los pilares macizos de sección rectangular, la relación de esbeltez, e/d , se tomará como la mayor de las relaciones l_e/d_1 o l_e/d_2 , donde cada relación ha sido ajustada por el coeficiente de longitud de pandeo.

La relación de esbeltez para los pilares macizos, l_e/d , no debe exceder de 50, salvo que durante la construcción l_e/d no debe exceder de 75.

El factor de estabilidad del pilar se calculará como sigue:

$$C_P = \frac{1 + \left(\frac{F_{cE}}{F^*c}\right)}{2c} - \sqrt{\left[\frac{1 + \left(\frac{F_{cE}}{F^*c}\right)}{2c}\right]^2 - \frac{\left(\frac{F_{cE}}{F^*c}\right)}{c}} \quad (\text{NDS-2018, Ec. 3.7-1})$$

Ecuación 20. Factor de Estabilidad de Columna.

Donde:

$$F_{cE} = \frac{0.822E'_{min}}{\left(le/d\right)^2} \quad (\text{NDS-2018, Ec. H-2})$$

Ecuación 21. Valor del Pandeo crítico de Diseño.

- c = 0.8 for sawn lumber
- c = 0.85 for round timber poles and piles
- c = 0.9 for structural glued laminated timber, cross-laminated timber, or structural composite lumber

Y:

Fc*: valor de diseño de compresión ajustado paralelo a la fibra multiplicado por todos los factores de ajuste factores de ajuste aplicables, excepto el factor de estabilidad de la columna factor de estabilidad de la columna. (NDS, 2018).

2.27. DISEÑO DE CONEXIONES

2.27.1. CONEXIONES MECANICAS

La (NDS-2018) en el capítulo 11 explica que, se aplica al diseño ingenieril de conexiones que usan pernos, pijas, anillos abiertos, platillos que trabajan a esfuerzo cortante, pernos lisos, clavijas, tornillos, clavos, espigones, remaches para madera, emparrillados con espigones, u otros pasadores en madera aserrada, madera laminada encolada, postes de madera, pilotes de madera, miembros estructurales compuestos, viguetas prefabricadas de madera, paneles de madera estructural y madera contralaminada.

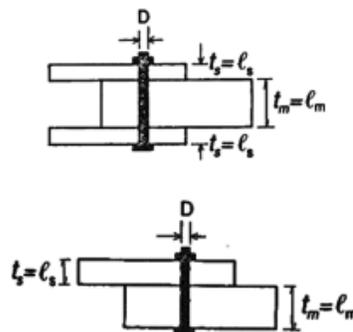
2.27.2. VALORES LATERALES DE DISEÑO DE REFERENCIA

- ECUACIONES DE LIMITE DE FLUENCIA

Los valores laterales de diseño de referencia, Z , para conexiones a cortante simple y cortante simétrico doble con conectores de tipo pasador o dovela deberá de ser el mínimo valor calculado del modo de fluencia usando las ecuaciones de la tabla Donde:

- Las caras de los miembros conectados están en contacto.
- La carga actúa perpendicularmente al eje del pasador.
- Las distancias a los ejes, las distancias a los bordes, y el espaciamiento no son menores que las requeridas. (Ver NDS-2018, capítulo 12.5)
- Para pijas, tornillos para madera, y clavos y espigones, la longitud de penetración del pasador, p , en el miembro principal de una conexión a cortante simple, o en el miembro lateral o secundario de una conexión a cortante doble es mayor o igual a p_{\min} . (Ver NDS-2018, capítulo 12.1)

Figura 9. Conexiones Pernadas



Fuente: (NDS-2018)

Tabla 12. Ecuaciones para el cálculo de la resistencia lateral de conexiones a cortante y doble y simple.

Yield Mode	Single Shear		Double Shear	
I _m	$Z = \frac{D \ell_m F_{em}}{R_d}$	(12.3-1)	$Z = \frac{D \ell_m F_{em}}{R_d}$	(12.3-7)
I _s	$Z = \frac{D \ell_s F_{es}}{R_d}$	(12.3-2)	$Z = \frac{2 D \ell_s F_{es}}{R_d}$	(12.3-8)
II	$Z = \frac{k_1 D \ell_s F_{es}}{R_d}$	(12.3-3)		
III _m	$Z = \frac{k_2 D \ell_m F_{em}}{(1+2R_e) R_d}$	(12.3-4)		
III _s	$Z = \frac{k_3 D \ell_s F_{em}}{(2+R_e) R_d}$	(12.3-5)	$Z = \frac{2 k_3 D \ell_s F_{em}}{(2+R_e) R_d}$	(12.3-9)
IV	$Z = \frac{D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2 F_{em} F_{yb}}{3(1+R_e)}}$	(12.3-6)	$Z = \frac{2 D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2 F_{em} F_{yb}}{3(1+R_e)}}$	(12.3-10)

Fuente: (NDS-2018)

Donde:

D= Diámetro del conector, in.

F_{yb} = Límite de fluencia del acero del conector, psi.

R_d = Término de reducción. (Tabla 12.3.1B, NDS-2018).

R_e = F_{em} / F_{es}.

R_t = l_m / l_s.

l_m = Longitud de aplastamiento del miembro principal, in.

l_s = Longitud de aplastamiento del miembro lateral, in.

F_{em} = Resistencia al aplastamiento del miembro principal, psi. (Tabla 12.3.3, NDS-2018).

F_{es} = Resistencia al aplastamiento del miembro lateral, psi (Tabla 12.3.3, NDS-2018).

2.27.3. AJUSTE DE LOS VALORES LATERALES DE DISEÑO DE REFERENCIA

Los valores de diseño (Z, W) deberán de multiplicarse por todos los factores de ajuste aplicables para determinar el valor de diseño ajustado (Z', W'). La siguiente figura se especifica los valores de ajuste que se aplican a los valores de diseño de referencia (Z) y los valores de extracción de referencia (W) para cada tipo de pasador. La carga actuante en la conexión no deberá de exceder el valor de diseño ajustado (Z', W') para la conexión.

Tabla 13. Factores de ajuste para conexiones.

	ASD Only	ASD and LRFD											LRFD Only		
		Load Duration Factor ¹	Wet Service Factor	Temperature Factor	Group Action Factor	Geometry Factor ³	Penetration Depth Factor ³	End Grain Factor ³	Metal Side Plate Factor ³	Diaphragm Factor ³	Toe-Nail Factor ³	Format Conversion Factor	Resistance Factor	Time Effect Factor	
		K_D											ϕ		
Lateral Loads															
Dowel-type Fasteners (e.g. bolts, lag screws, wood screws, nails, spikes, drift bolts, & drift pins)	$Z' = Z \times$	C_D	C_M	C_t	C_g	C_A	-	C_{eg}	-	C_{di}	C_{in}	3.32	0.65	λ	
Split Ring and Shear Plate Connectors	$P = P \times$ $Q = Q \times$	C_D	C_M	C_t	C_g	C_A	C_d	-	C_{st}	-	-	3.32	0.65	λ	
Timber Rivets	$P = P \times$ $Q = Q \times$	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	C_{st}^4	-	-	3.32	0.65	λ	
Spike Grids	$Z' = Z \times$	C_D	C_M	C_t	-	C_A	-	-	-	-	-	3.32	0.65	λ	
Withdrawal Loads															
Nails, spikes, lag screws, wood screws, & drift pins	$W' = W \times$	C_D	C_M^2	C_t	-	-	-	C_{eg}	-	-	C_{in}	3.32	0.65	λ	
Pull-Through															
Fasteners with Round Heads	$W'_H = W_H \times$	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	-	-	-	3.32	0.65	λ	

Fuente: (NDS-2018)

3

Capítulo

DISEÑO DE ELEMENTOS
ESTRUCTURALES Y
CONEXIONES

CAPITULO 3: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y CONEXIONES

3.1. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.1.1. CONSIDERACIONES GENERALES

El diseño de los elementos estructurales de madera de la vivienda, incluyendo vigas principales, clavadores de techo y columnas, se llevará a cabo siguiendo todas las especificaciones indicadas en la norma (NDS-2018). Para obtener los datos necesarios para el diseño, tales como momentos flectores, esfuerzos cortantes y deflexiones bajo diferentes combinaciones de carga, se desarrollará un modelo de la vivienda en el software ETABS.

Las propiedades mecánicas utilizadas en el diseño estarán basadas en lo estipulado en el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07), según se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 14. Propiedades mecánicas del Pino

Propiedades Mecánicas del Pino	
Módulo de elasticidad E (kg/cm ²)	130,000
Resistencia a la compresión F_c (kg/cm ²)	78
Resistencia a la flexión F_b (kg/cm ²)	116
Resistencia al corte F_v (kg/cm ²)	7

Fuente: (RNC-07)

3.2. COMBINACIONES DE CARGAS APLICADAS EN EL SOFTWARE ETABS

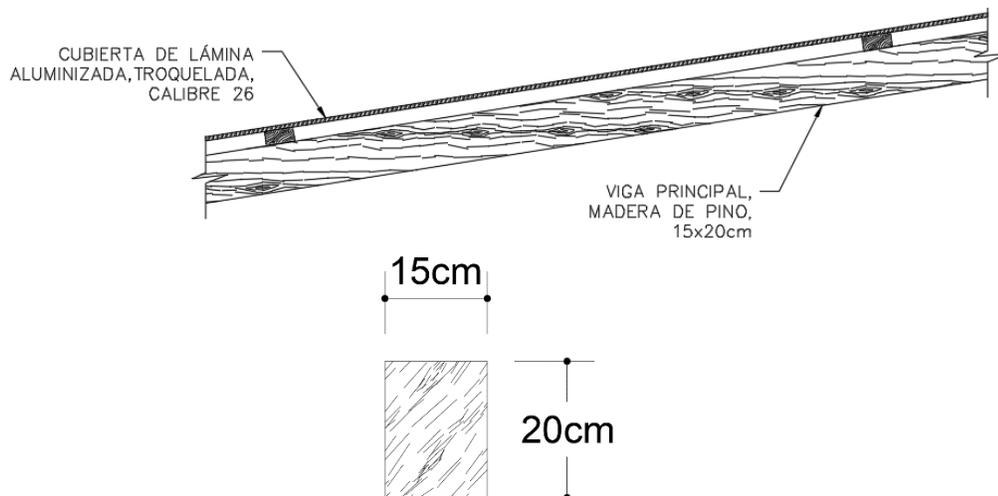
Tabla 15. Combinaciones de carga aplicadas

Combinación de Carga ETABS	Configuración
DTL	CM+CV
UDStID1	CM+CMSI
UDStID2	CM+CV+CMSI
UDStIS1	1.4CM+1.4CV
UDStIS2	1.2CM+1.6CV+1.2CMSI
UDStIS3	1.3CM+CV+1.3CMSI+CSx
UDStIS4	1.3CM+CV+1.3CMSI-CSx
UDStIS5	1.3CM+CV+1.3CMSI+CSy
UDStIS6	1.3CM+CV+1.3CMSI-CSy
UDStIS7	0.8CM+0.8CMSI+CSx
UDStIS8	0.8CM+0.8CMSI-CSx
UDStIS9	0.8CM+0.8CMSI+CSy
UDStIS10	0.8CM+0.8CMSI-CSy

Fuente: Elaboración Propia.

3.3. DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES

Figura 10. Vigas Principales.



Fuente: Elaboración Propia.

3.3.1. DIMENSIONES DE LA VIGA PRINCIPAL

Dimensiones

Base b (cm)	15
Peralte d (cm)	20
Longitud (cm)	459

3.3.2. FUERZAS APLICADAS (ETABS)

Combinación crítica

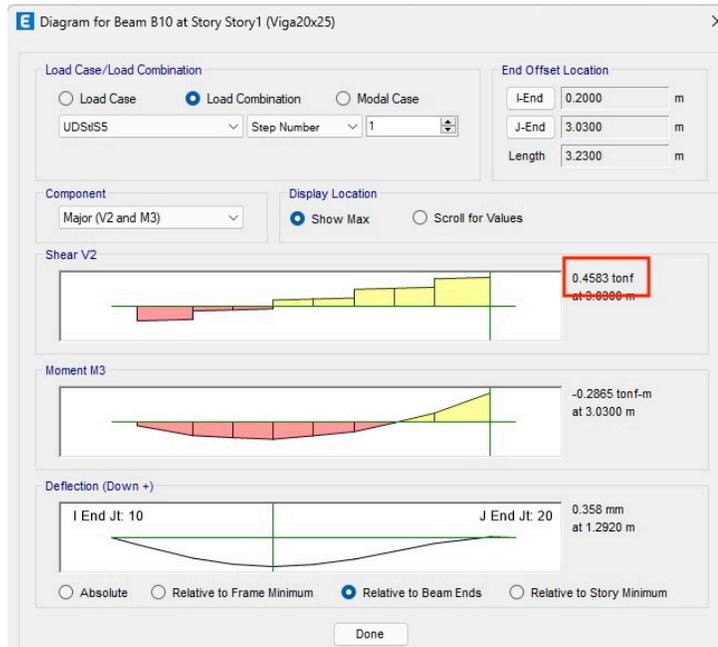
V (kg)	458.3
Mx (Kg.cm)	30220
My (kg.cm)	180

Figura 11. Datos obtenidos del software ETABS para el diseño de vigas principales. Todas las combinaciones de carga.

Vigas									
Viga Eje D									
Combinacion	V (Tonf)	My (2-2)(Ton-m)	Mx (3-3)(Ton-m)	V (Kg)	My (2-2)(Kg-m)	Mx (3-3)(Kg-m)	ly (2-2)(Kg-cn)	Mx (3-3)(Kg-cm)	
UDStID1	0.2426	-0.0000387	0.0984	242.6	-0.0387	98.4	-3.87	9840.00	
UDStID2	0.2743	-0.00004	0.1115	274.3	-0.04	111.5	-4.00	11150.00	
UDStIS1	0.3396	0.0001	0.1377	339.6	0.1	137.7	10.00	13770.00	
UDStIS2	0.3418	0.0001	0.1391	341.8	0.1	139.1	10.00	13910.00	
UDStIS3	0.347	0.0001	0.1243	347	0.1	124.3	10.00	12430.00	
UDStIS4	0.347	0.0018	0.1411	347	1.8	141.1	180.00	14110.00	
UDStIS5	0.4583	0.0008	0.2865	458.3	0.8	286.5	80.00	28650.00	
UDStIS6	0.4524	0.0008	0.3022	452.40	0.80	302.2	80.00	30220.00	
UDStIS7	0.1908	0.0016	0.0786	190.8	1.6	78.6	160.00	7860.00	
UDStIS8	0.1941	0.0018	0.0787	194.1	1.8	78.7	180.00	7870.00	
UDStIS9	0.3053	0.0008	0.2241	305.3	0.8	224.1	80.00	22410.00	
UDStIS10	0.1081	0.0008	0.2439	108.1	0.8	243.9	80.00	24390.00	

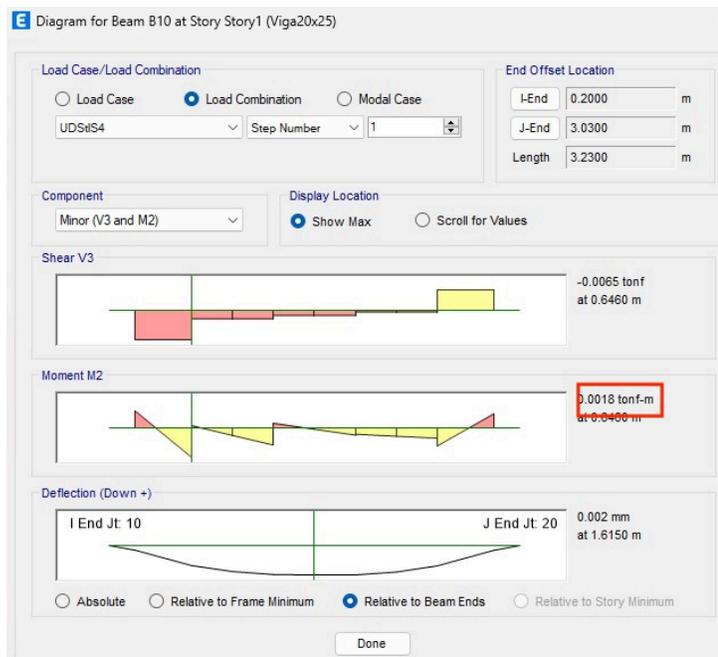
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 12. Fuerza Cortante obtenida del Software ETABS para la combinación de carga UDSstS5



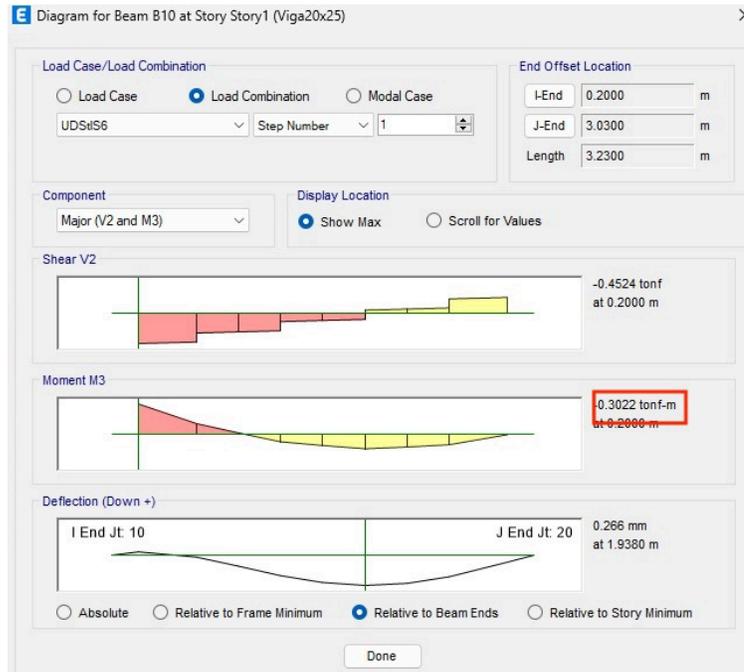
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 13. Momento eje x obtenido del Software ETABS para la combinación de carga UDSstS4



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 14. Momento eje y obtenido del Software ETABS para la combinación de carga UDS*t*S6



Fuente: Elaboración Propia.

3.3.3. CALCULO DE LOS ESFUERZOS ACTUANTES

3.3.3.1. ESFUERZO FLEXIONANTE EN EL EJE MENOR F_{by}

El esfuerzo flexionante en el eje mayor se calculará en base a lo descrito en la sección (3.3-2) de la (NDS-2018). Donde, para miembros rectangulares de base “b” y peralte “d” se tiene:

$$f_{by} = \frac{6M}{bd^2} = \frac{6My}{bd^2} \quad (\text{NDS-2018, Ec. 3.3-2})$$

Sustituyendo se tiene:

$$f_{by} = \frac{6(180 \text{ kg.cm})}{(15\text{cm})(20\text{cm})^2}$$

$$f_{by} = 0.18 \text{ kg/cm}^2$$

3.3.3.2. ESFUERZO FLEXIONANTE EN EL EJE MAYOR F_{bx}

Sustituyendo la formula anterior se tiene:

$$f_{bx} = \frac{6(30220 \text{ kg.cm})}{(15\text{cm})(20\text{cm})^2}$$
$$f_{bx} = 30.22 \text{ kg/cm}^2$$

3.3.3.3. ESFUERZO CORTANTE

El esfuerzo cortante se calculará en base a lo descrito en la sección (3.4.2) de la (NDS-2018). Donde, para miembros rectangulares de base “b” y peralte “d” se tiene:

$$f_V = \frac{3V}{2bd} \quad (\text{NDS-2018, Ec. 3.4-2})$$

Sustituyendo valores se tiene lo siguiente:

$$f_V = \frac{3(458.3\text{kg})}{2(15\text{cm})(20 \text{ cm})}$$
$$f_V = 2.2915 \text{ kg/cm}^2$$

3.3.3.4. CALCULO DE LONGITUD EFECTIVA

Según la (NDS-2018), cuando un elemento de flexión está provisto de apoyo lateral para evitar la rotación puntos intermedios y en los extremos, la longitud no soportada (L_u) es la distancia entre dichos puntos de apoyo lateral intermedio.

La longitud efectiva de vano, L_e , para elementos de flexión se determinará de acuerdo con la tabla 3.3.3 de la (NDS-2018).

Para la evaluación de la longitud efectiva es necesario determinar la relación de esbeltez de la siguiente manera:

$$\frac{L}{d} = \frac{(459\text{cm})}{(20\text{cm})} = 22.95$$

De la tabla 3.3.3 de la (NDS-2018): "Para miembros sometidos a flexión de un solo claro o miembros en voladizo con condiciones de carga no especificadas en la tabla 3.3.3, se analiza:

$$l_e = 1.84l_u$$
$$l_e = 1.84(459 \text{ cm})$$
$$l_e = 844.56 \text{ cm}$$

3.3.3.5. FACTORES DE AJUSTE

Como se menciona en la sección 2.27.3. de este documento, se aplicarán los factores de ajuste a los esfuerzos de diseño para el cálculo de esfuerzos ajustados de acuerdo a lo especificado por la (NDS-2018).

3.3.3.5.1. FACTORES DE SERVICIO HUMEDO

La madera se considera en estado seco, por lo tanto, el nivel de humedad en el elemento es menor al 19%, y este factor de ajuste solo aplica a miembros con contenido de humedad superior, por lo tanto, no aplica.

$$C_M = \text{No Aplica (NDS-2018, Tabla 4A).}$$

3.3.3.5.2. FACTOR DE TEMPERATURA

Al igual que el factor de ajuste anterior, el factor de ajuste por temperatura aplica únicamente a elementos que están expuestos a una temperatura sostenida mayor a los 150°F. Para propósitos de este diseño, la temperatura a la que se suponen expuestos los elementos es menor; por lo tanto, este factor de ajuste no aplica.

$C_t =$ No Aplica (NDS-2018, Tabla 2.3.3).

3.3.3.5.3. FACTOR DE TAMAÑO

Según la Sección 4.3.6.1 de la (NDS-2018), el factor de tamaño para vigas y otros elementos en flexión depende de la profundidad “d” del miembro. La NDS establece que para elementos con una profundidad de 12 pulgadas o menos, el C_f es 1.0. Dado que el elemento tiene una profundidad de 10 pulgadas, el factor de tamaño aplicable es:

$C_f = 1.0$ (NDS-2018 Sección 4.3.6.1.).

La NDS establece que para miembros en flexión con una profundidad de hasta 12 pulgadas, no se requiere ajuste de tamaño, esto se debe a que las propiedades de resistencia publicadas en las tablas de la (NDS-2018) ya consideran estos tamaños estándar.

3.3.3.5.4. FACTOR DE USO DE CARA ANCHA

Según la (NDS-2018), los valores de diseño de flexión ajustados por factores de tamaño se basan en el uso de canto (carga aplicada a la cara estrecha), cuando la madera dimensionada se utiliza a lo ancho. Por lo tanto, no aplica.

$C_{fu} =$ No Aplica (NDS-2018, Tabla 4b).

3.3.3.5.5. FACTOR DE CORTE

Este factor aplica a miembros de madera aserrada que tiene cortes significantes a lo largo de su longitud, el elemento en cuestión no posee ningún corte apreciable, por lo tanto, no aplica.

$C_i =$ No Aplica (T NDS-2018, Tabla 4.3.8).

3.3.3.5.6. FACTOR DE MIEMBRO REPETITIVO

El distanciamiento entre las vigas principales supera el valor mínimo admisible, por lo tanto, no aplica.

$C_r =$ No Aplica (NDS-2018, Sección 4.3.9).

3.3.3.5.7. FACTOR DE RIGIDEZ AL PANDEO

El uso del factor de rigidez al pandeo, es aplicable a elementos que están sujetos a flexión y compresión axial bajo condiciones de servicio seco que tienen hojas de plywood de un espesor de 3/8" o superior clavadas paralelamente al peralte. No siendo este el caso de las vigas principales, por lo tanto, no aplica.

$C_T =$ No Aplica (NDS-2018, Sección 4.4.2).

3.3.3.5.8. FACTOR POR EFECTO DEL TIEMPO

Dada la combinación de cargas, ocupación y según lo descrito en la (NDS-2018), de la Tabla 9 de este documento, se determina que el factor por efecto del tiempo será:

$\lambda = 0.8$ (NDS-2018, Tabla N3).

3.3.3.5.9. FACTOR DE ESTABILIDAD DE VIGA

Según lo descrito en la (NDS-2018) – Sección 3.3 el cálculo del factor de estabilidad de viga se calcula con la siguiente formula:

$$C_L = \frac{1 + \left(\frac{F_{bE}}{F * b}\right)}{1.9} - \sqrt{\left[\frac{1 + \left(\frac{F_{bE}}{F * b}\right)}{1.9}\right]^2 - \frac{\left(\frac{F_{bE}}{F * b}\right)}{0.95}} \quad \text{(NDS-2018, Sección 3.3.3.6).}$$

Donde:

F_{bE} = Valor crítico de diseño al colapso para miembros a flexión, calculado con la siguiente fórmula:

$$F_{bE} = \frac{1.20E'_{min}}{R_b^2} \quad (\text{NDS-2018, Sección 3.3.3.6}).$$

Donde:

E'_{min} = Módulo de elasticidad ajustado para los factores de estabilidad de viga y de columna, calculado con la siguiente fórmula:

$$E'_{min} = E_{min} \times C_M \times C_t \times C_i \times C_T \times KF \times \phi$$

Donde KF y ϕ se dan en la tabla 4.3.1 (NDS-2018), por lo tanto:

$$E'_{min} = E_{min} \times C_M \times C_t \times C_i \times C_T \times 1.76 \times 0.85$$

Donde E_{min} esta dado por:

$$E_{min} = E [1 - 1.645 COV_E] \left(\frac{1.03}{1.66} \right)$$

Y el factor COV_E se obtiene de la Tabla F1 del apéndice F de la (NDS-2018) y la Tabla 11 de este documento, como $COV_E = 0.25$.

Por lo tanto:

$$E_{min} = 130,000 \text{ kg/cm}^2 [1 - 1.645(0.25)] (1.03)/1.66$$

$$E_{min} = 47,490.14 \text{ kg/cm}^2$$

Y:

$$E'_{min} = E_{min} * 1.76 * 0.85$$

$$E'_{min} = 47,490.14 \text{ kg/cm}^2 * 1.76 * 0.85$$

$$E'_{min} = 71,045.24 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

R_b = Relación de Esbeltez y está dada por la siguiente formula según la sección 3.3.3.5. de la (NDS-2018):

$$R_b = \sqrt{\frac{l_e d}{b^2}} \leq 50 \quad (\text{NDS-2018, Sección 3.3.3.6}).$$

$$R_b = \sqrt{\frac{(844.56 \text{ cm}) (20 \text{ cm})}{(15 \text{ cm})^2}} \leq 50$$

$$R_b = 8.66 < 50$$

Teniendo esto,

$$F_{bE} = \frac{1.20 (71,045.24 \text{ kg/cm}^2)}{(8.66)^2}$$

$$F_{bE} = 1,135.7 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

F^*_b = Valor de la flexión de diseño de referencia, calculado de la siguiente manera:

$$F^*_b = F_b \times C_M \times C_t \times C_F \times C_i \times C_r \times 2.54 \times 0.85 \times \lambda$$

$$F^*_b = 116 \text{ kg/cm}^2 \times 1 \times 2.54 \times 0.85 \times 0.8$$

$$F^*_b = 200.36 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, el factor de estabilidad de la viga se calcularía:

$$CL = \frac{1 + \frac{(1,135.7 \text{ kg/cm}^2)}{(200.36 \text{ kg/cm}^2)}}{1.9}$$

$$\sqrt{\left[\frac{1 + \frac{(1,135.7 \text{ kg/cm}^2)}{(200.36 \text{ kg/cm}^2)}}{1.9} \right]^2 - \frac{(1,135.7 \text{ kg/cm}^2)}{(200.36 \text{ kg/cm}^2)}}{0.95}$$

$$C_L = 0.99$$

3.3.3.5.10. RESUMEN DE FACTORES DE AJUSTE

Tabla 16. Resumen de Factores de Ajuste de Vigas

Factor de ajuste	Valor
C_D	No aplica
C_M	No aplica
C_T	No aplica
C_L	0.99
C_F	1.00
C_{FU}	No aplica
C_i	No aplica
C_r	No aplica
C_T	No aplica
λ	0.8

Fuente: Elaboración Propia.

3.3.3.5.11. ESFUERZOS DE DISEÑO AJUSTADO

Posterior al cálculo de los factores de ajuste, se determinarán los esfuerzos de diseño ajustado, utilizando las fórmulas descritas en la (NDS-2018).

$$F'_B = F_b \times C_L \times C_F \times 2.54 \times 0.85 \times \lambda \quad (\text{NDS-2018, Sección 4.3.1.}).$$

Por lo tanto, sustituyendo la fórmulas se tiene:

$$F'_b = 116 \text{ kg/cm}^2 \times 0.99 \times 1.00 \times 2.54 \times 0.85 \times 0.8$$

$$F'_b = 198.26 \text{ kg/cm}^2$$

3.3.3.5.12. CHEQUEO POR ECUACION DE INTERACCION

Según la (NDS-2018) en la sección 3.9.1., para un miembro sometido a compresión y flexión en ambos ejes, se tiene que cumplir que:

$$\left(\frac{f_c}{F_c'}\right)^2 + \frac{f_{b1}}{F_{b1}'(1 - (f_c/F_{CE1}))} + \frac{f_{b2}}{F_{b1}'(1 - (f_c/F_{CE2}) - (f_{b1}/F_{bE})^2)} \leq 1.0$$

El elemento no está sometido a ningún tipo de fuerza de compresión; por lo tanto, se tiene que:

$$\left[\frac{f_{by}}{F_{b1}'}\right]^2 + \frac{f_{bx}}{F_{b1}'[1 - (f_{bx}/f_{bE})]} \leq 1$$

Sustituyendo se tiene:

$$\left(\frac{0.18 \text{ kg/cm}^2}{198.26 \text{ kg/cm}^2}\right)^2 + \frac{30.22 \text{ kg/cm}^2}{198.26 \text{ kg/cm}^2(1 - (30.22 \text{ kg/cm}^2/1,135.7 \text{ kg/cm}^2))} \leq 1.0$$

$$0.16 \leq 1.0$$

Por lo tanto, se dice que el elemento es adecuado.

3.3.3.5.13. CHEQUEO POR CORTANTE

Para un miembro de madera sometido a fuerzas cortantes se debe de cumplir que el valor del esfuerzo cortante de diseño ajustado (valor del cortante horizontal de la tabla No. 18 del (RNC-07) multiplicado por todos los factores de ajuste aplicables) debe de ser mayor al valor del esfuerzo cortante calculado.

$$FV' \geq FV$$

3.3.3.5.14. CALCULO DEL ESFUERZO CORTANTE DE DISEÑO AJUSTADO

Según lo descrito en la (NDS-2018) el esfuerzo cortante de diseño ajustado se calculará de la siguiente manera:

$$F'_v = Fv \times 2.88 \times 0.75 \times \lambda$$

Donde:

F_v = Esfuerzo Cortante, sabiendo que está dado por:

$$f_v = \frac{3V}{2bd}$$

$$f_v = \frac{3(458.3 \text{ kg})}{2(15\text{cm})(20\text{cm})}$$

$$f_v = 2.2915 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo tenemos:

$$F'_v = 7 \text{ kg} \times 2.88 \times 0.75 \times 0.8$$

$$F'_v = 12.10$$

Por lo tanto:

$$12.10 \geq 2.2915$$

La sección cumple.

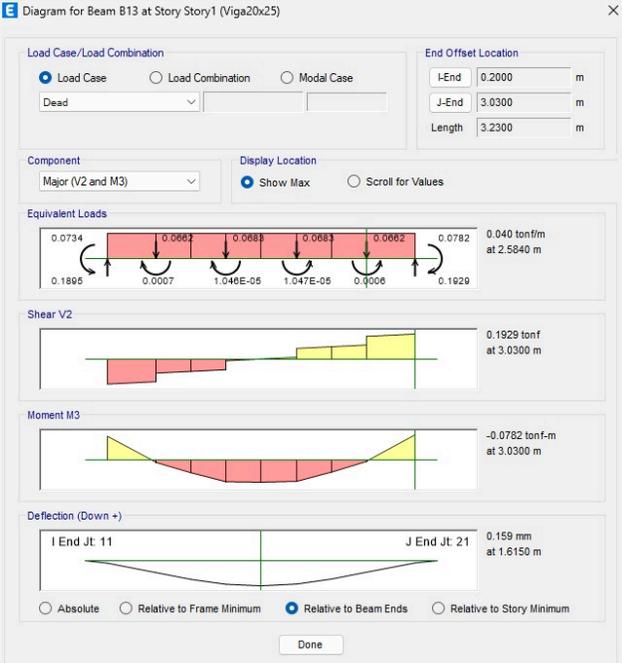
3.3.3.5.15. CHEQUEO POR DEFLEXION

Para la verificación del elemento ante la deflexión se extraen los valores de la deflexión actuante del software ETABS y se comparan con la deflexión permisible.

Del software ETABS se obtienen los siguientes datos:

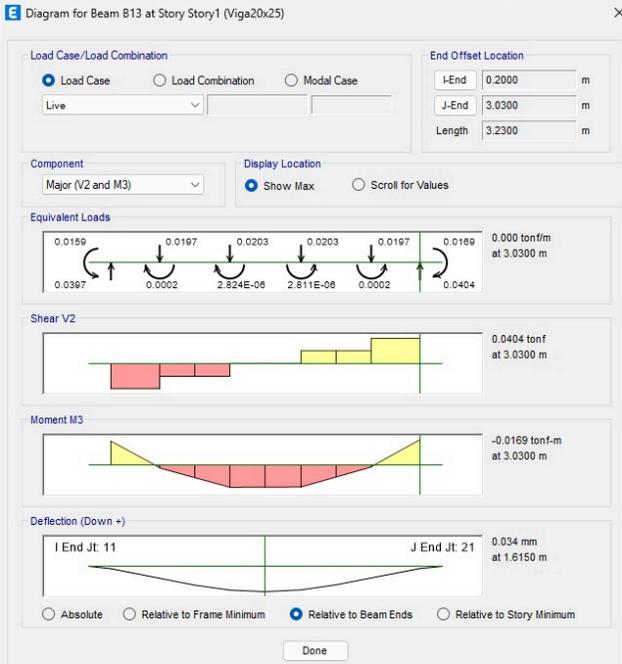
- Deflexión inmediata a largo plazo (CM) = 0.159 mm
- Deflexión inmediata a corto plazo (CV) = 0.034 mm
- Deflexión total actuante (largo plazo + corto plazo) = 0.193 mm

Figura 15. Deflexión de la viga sometida a carga muerta obtenido del Software ETABS.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 16. Deflexión de la viga sometida a carga viva obtenido del Software ETABS.



Fuente: Elaboración Propia.

De la (IBC-2021) conocemos que la deflexión máxima se determina de la siguiente manera:

$$\Delta_{\max} = L/240 \quad (\text{IBC 2021})$$

Sustituyendo tenemos que:

$$\Delta_{\max} = \frac{(459 \text{ cm})}{240}$$

$$\Delta_{\max} = 1.91 \text{ cm}$$

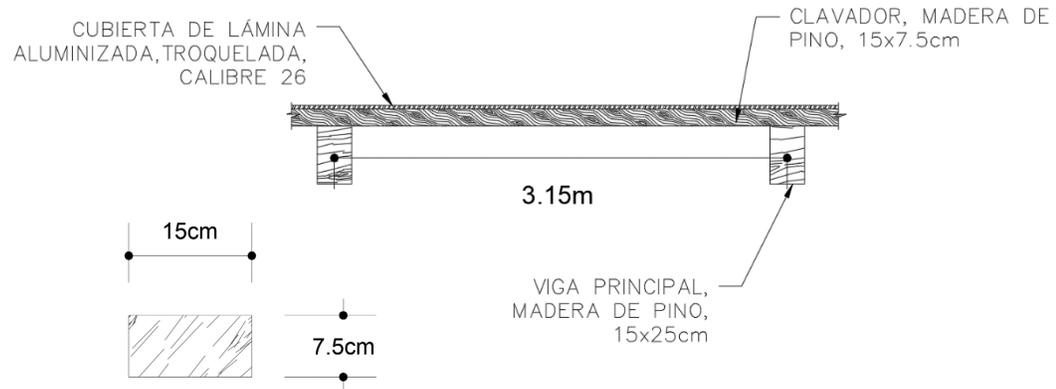
Al comparar los valores se tiene que:

$$\begin{aligned} \Delta_T &< \Delta_{\max} \\ 0.0193 \text{ cm} &< 1.91 \text{ cm} \end{aligned}$$

Por lo tanto, se dice que el elemento es adecuado.

3.4. DISEÑO DE LARGUEROS DE TECHO

Figura 17. Largueros de techo.



Fuente: Elaboración Propia.

3.4.1. DIMENSIONES LARGUERO DE TECHO

Dimensiones

Base b (cm)	15
Peralte d (cm)	7.5
Longitud (cm)	315

3.4.2. FUERZAS APLICADAS (ETABS)

Combinación crítica

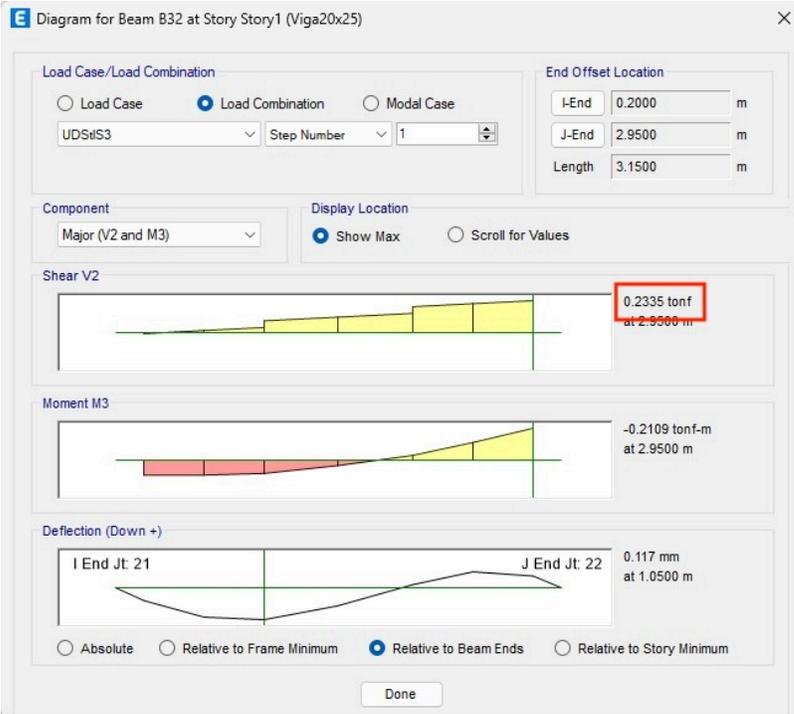
V (kg)	233.5
Mx (Kg.cm)	210.9
My (kg.cm)	1.7

Figura 18. Datos obtenidos del software ETABS para el diseño de largueros. Todas las combinaciones de carga.

Clavador de techo								
E-F								
Combinacion	V (Tonf)	My (2-2)(Ton-m)	Mx (3-3)(Ton-m)	V (Kg)	My (2-2)(Kg-m)	Mx (3-3)(Kg-m)	ly (2-2)(Kg-cm)	Mx (3-3)(Kg-cm)
UDStID1	0.0725	0.0001	0.0397	72.5	0.1	39.7	150.00	3970.00
UDStID2	0.0976	0.0001	0.0434	97.6	0.1	43.4	10.00	4340.00
UDStIS1	0.1265	0.0002	0.0556	126.5	0.2	55.6	20.00	5560.00
UDStIS2	0.12	0.0002	0.0536	120	0.2	53.6	20.00	5360.00
UDStIS3	0.2335	0.0003	0.2109	233.5	0.3	210.9	30.00	21090.00
UDStIS4	0.242	0.0003	0.2107	242	0.3	210.7	30.00	21070.00
UDStIS5	0.1244	0.0017	0.055	124.4	1.7	55	170.00	5500.00
UDStIS6	0.125	0.0015	0.0556	125	1.5	55.6	150.00	5560.00
UDStIS7	0.1847	0.0002	0.1923	184.7	0.2	192.3	20.00	19230.00
UDStIS8	0.1896	0.0002	0.1875	189.6	0.2	187.5	20.00	18750.00
UDStIS9	0.072	0.0016	0.0315	72	1.6	31.5	160.00	3150.00
UDStIS10	0.0725	0.0015	0.0321	72.5	1.5	32.1	150.00	3210.00

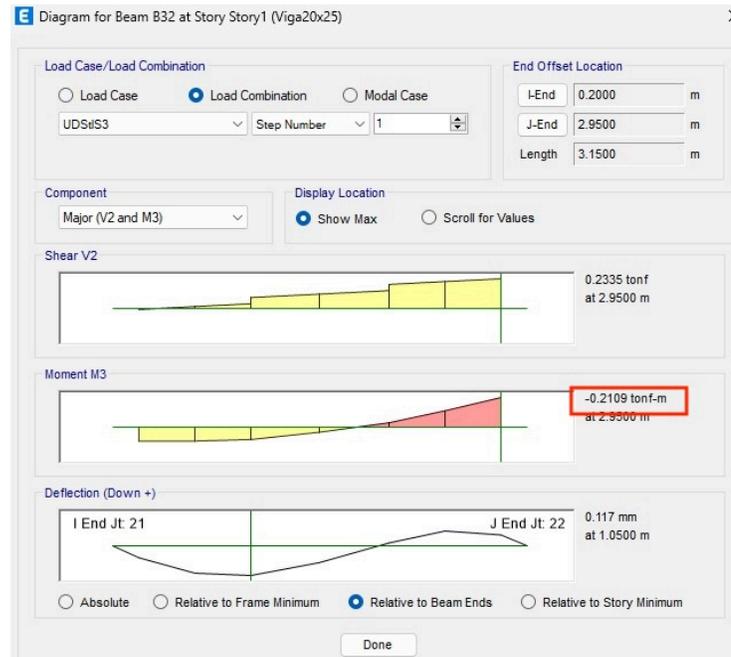
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 19. Fuerza Cortante obtenida del Software ETABS para la combinación de carga UDStIS3.



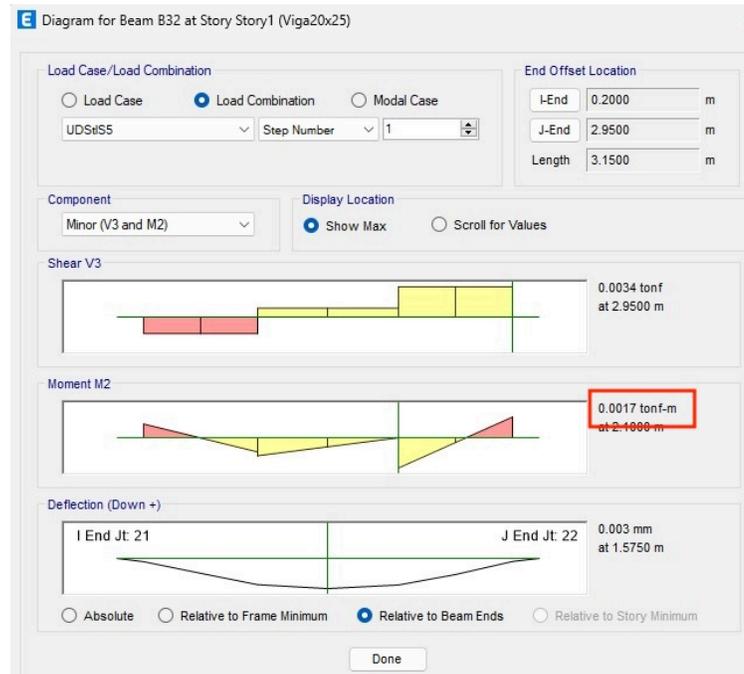
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 20. Momento eje x obtenido del Software ETABS para la combinación de carga UDS#IS3.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 21. Momento eje x obtenido del Software ETABS para la combinación de carga UDS#IS5



Fuente: Elaboración Propia.

3.4.3. CALCULO DE LOS ESFUERZOS ACTUANTES

3.4.3.1. ESFUERZO FLEXIONANTE EN EL EJE MENOR F_{by}

El esfuerzo flexionante en el eje mayor se calculará en base a lo descrito en la sección 3.3-2 de la (NDS-2018). Donde, para miembros rectangulares de base “b” y peralte “d” se tiene:

$$f_{by} = \frac{6M}{bd^2} = \frac{6My}{bd^2} \quad (\text{NDS-2018, Ec. 3.3-2})$$

Sustituyendo se tiene:

$$f_{by} = \frac{6(1.7 \text{ kg.cm})}{(15\text{cm})(7.5\text{cm})^2}$$

$$f_{by} = 0.012 \text{ kg/cm}^2$$

3.4.3.2. ESFUERZO FLEXIONANTE EN EL EJE MAYOR F_{bx}

Sustituyendo la formula anterior se tiene:

$$f_{bx} = \frac{6(210.9 \text{ kg.cm})}{(15\text{cm})(7.5\text{cm})^2}$$

$$f_{bx} = 1.499 \text{ kg/cm}^2$$

3.4.3.3. ESFUERZO CORTANTE

El esfuerzo cortante se calculará en base a lo descrito en la sección (3.4.2) de la (NDS-2018). Donde, para miembros rectangulares de base “b” y peralte “d” se tiene:

$$f_v = \frac{3V}{2bd} \quad (\text{NDS-2018, Ec. 3.4-2})$$

Sustituyendo valores se tiene lo siguiente:

$$f_v = \frac{3(233.53\text{kg})}{2(15\text{cm})(7.5\text{ cm})}$$
$$f_v = 3.11 \text{ kg/cm}^2$$

3.4.3.4. CALCULO DE LONGITUD EFECTIVA

Según la (NDS-2018), cuando un elemento de flexión está provisto de apoyo lateral para evitar la rotación puntos intermedios y en los extremos, la longitud no soportada (L_u) es la distancia entre dichos puntos de apoyo lateral intermedio.

La longitud efectiva de vano, L_e , para elementos de flexión se determinará de acuerdo con la tabla 3.3.3 de la (NDS-2018).

Para la evaluación de la longitud efectiva es necesario determinar la relación de esbeltez de la siguiente manera:

$$\frac{L}{d} = \frac{(315\text{cm})}{(7.5\text{cm})} = 42$$

De la tabla 3.3.3 de la (NDS-2018): “Para miembros sometidos a flexión de un solo claro o miembros en voladizo con condiciones de carga no especificadas en la tabla 3.3.3, se analiza:

$$l_e = 1.84l_u$$
$$l_e = 1.84(315 \text{ cm})$$
$$l_e = 579.6 \text{ cm}$$

3.4.3.5. FACTORES DE AJUSTE

Como se menciona en la sección 2.27.3. de este documento, se aplicarán los factores de ajuste a los esfuerzos de diseño para el cálculo de esfuerzos ajustados de acuerdo a lo especificado por la (NDS-2018).

3.4.3.5.1. FACTORES DE SERVICIO HUMEDO

La madera se considera en estado seco, por lo tanto, el nivel de humedad en el elemento es menor al 19%, y este factor de ajuste solo aplica a miembros con contenido de humedad superior, por lo tanto, no aplica.

$C_M =$ No Aplica (NDS-2018, Tabla 4A).

3.4.3.5.2. FACTOR DE TEMPERATURA

Al igual que el factor de ajuste anterior, el factor de ajuste por temperatura aplica únicamente a elementos que están expuestos a una temperatura sostenida mayor a los 150°F. Para propósitos de este diseño, la temperatura a la que se suponen expuestos los elementos es menor; por lo tanto, este factor de ajuste no aplica.

$C_t =$ No Aplica (NDS-2018, Tabla 2.3.3).

3.4.3.5.3. FACTOR DE TAMAÑO

Según la Sección 4.3.6.1 de la (NDS-2018), el factor de tamaño para vigas y otros elementos en flexión depende de la profundidad “d” del miembro. La NDS establece que para elementos con una profundidad de entre 2” y 4”, el C_f debe determinarse según la Tabla 5 de este documento, que corresponde a la Tabla 4A de la (NDS-2018).

Dado que el elemento tiene una profundidad de 3 pulgadas y una base de 6 pulgadas, el factor de tamaño aplicable es:

$$C_f = 1.3 \text{ (NDS-2018, Sección 4.3.6.1.)}$$

3.4.3.5.4. FACTOR DE USO DE CARA ANCHA

Según la (NDS-2018), los valores de diseño de flexión ajustados por factores de tamaño se basan en el uso de canto (carga aplicada a la cara estrecha), cuando la madera dimensionada se utiliza a lo ancho. Por lo tanto, no aplica.

$$C_{fu} = \text{No Aplica (NDS-2018, Tabla 4b)}$$

3.4.3.5.5. FACTOR DE CORTE

Este factor aplica a miembros de madera aserrada que tiene cortes significantes a lo largo de su longitud, el elemento en cuestión no posee ningún corte apreciable, por lo tanto, no aplica.

$$C_i = \text{No Aplica (NDS-2018, Tabla 4.3.8)}$$

3.4.3.5.6. FACTOR DE MIEMBRO REPETITIVO

El distanciamiento entre las vigas principales supera el valor mínimo admisible, por lo tanto, no aplica.

$$C_r = \text{No Aplica (NDS-2018, Sección 4.3.9)}$$

3.4.3.5.7. FACTOR DE RIGIDEZ AL PANDEO

El uso del factor de rigidez al pandeo, es aplicable a elementos que están sujetos a flexión y compresión axial bajo condiciones de servicio seco que tienen hojas de

plywood de un espesor de 3/8" o superior clavadas paralelamente al peralte. No siendo este el caso de las vigas principales, por lo tanto, no aplica.

$C_T =$ No Aplica (NDS-2018, Sección 4.4.2).

3.4.3.5.8. FACTOR POR EFECTO DEL TIEMPO

Dada la combinación de cargas, ocupación y según lo descrito en la (NDS-2018), de la Tabla 9 de este documento, se determina que el factor por efecto del tiempo será:

$$\lambda = 0.8 \text{ (NDS-2018, Tabla N3).}$$

3.4.3.5.9. FACTOR DE ESTABILIDAD DE VIGA

Según lo descrito en la (NDS-2018) – Sección 3.3 el cálculo del factor de estabilidad de viga se calcula con la siguiente formula:

$$C_L = \frac{1 + \left(\frac{F_{bE}}{F^*_{*b}}\right)}{1.9} - \sqrt{\left[\frac{1 + \left(\frac{F_{bE}}{F^*_{*b}}\right)}{1.9}\right]^2 - \frac{\left(\frac{F_{bE}}{F^*_{*b}}\right)}{0.95}} \quad \text{(NDS-2018, Sección 3.3.3.6).}$$

Donde:

F_{bE} = Valor critico de diseño al colapso para miembros a flexión, calculado con la siguiente formula:

$$F_{bE} = \frac{1.20E'_{min}}{R_b^2} \quad \text{(NDS-2018, Sección 3.3.3.6).}$$

Donde:

E'_{min} = Módulo de elasticidad ajustado para los factores de estabilidad de viga y de columna, calculado con la siguiente formula:

$$E'_{min} = E_{min} \times C_M \times C_t \times C_i \times C_T \times K F \times \phi$$

Donde KF y ϕ se dan en la tabla 4.3.1 (NDS-2018), por lo tanto:

$$E'_{min} = E_{min} \times C_M \times C_t \times C_i \times C_T \times 1.76 \times 0.85$$

Donde E_{min} esta dado por:

$$E_{min} = E [1 - 1.645 COV_E] \left(\frac{1.03}{1.66} \right)$$

Y el factor COV_E se obtiene de la Tabla F1 del apéndice F de la (NDS-2018) y la Tabla 11 de este documento, como $COV_E = 0.25$.

Por lo tanto:

$$E_{min} = 130,000 \text{ kg/cm}^2 [1 - 1.645(0.25)] (1.03)/1.66$$

$$E_{min} = 47,490.14 \text{ kg/cm}^2$$

Y:

$$E'_{min} = E_{min} * 1.76 * 0.85$$

$$E'_{min} = 47,490.14 \text{ kg/cm}^2 * 1.76 * 0.85$$

$$E'_{min} = 71,045.24 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

R_b = Relación de Esbeltez y está dada por la siguiente formula según la sección 3.3.3.5. de la (NDS-2018):

$$R_b = \sqrt{\frac{l_e d}{b^2}} \leq 50 \quad (\text{NDS-2018, Sección 3.3.3.6}).$$

$$R_b = \sqrt{\frac{(579.6 \text{ cm}) (7.5 \text{ cm})}{(15 \text{ cm})^2}} \leq 50$$

$$R_b = 4.39 < 50$$

Teniendo esto,

$$F_{bE} = \frac{1.20 (71,045.24 \text{ kg/cm}^2)}{(4.39)^2}$$

$$F_{bE} = 4,412.75 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

F^*_b = Valor de la flexión de diseño de referencia, calculado de la siguiente manera:

$$F^*_b = F_b \times C_M \times C_t \times C_F \times C_i \times C_r \times 2.54 \times 0.85 \times \lambda$$

$$F^*_b = 116 \text{ kg/cm}^2 \times 1.3 \times 2.54 \times 0.85 \times 0.8$$

$$F^*_b = 260.46 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, el factor de estabilidad de la viga se calcularía:

$$C_L = \frac{1 + \frac{(4,412.75 \text{ kg/cm}^2)}{(260.46 \text{ kg/cm}^2)}}{1.9}$$

$$\sqrt{\left[\frac{1 + \frac{(4,412.75 \text{ kg/cm}^2)}{(260.46 \text{ kg/cm}^2)}}{1.9} \right]^2 - \frac{(4,412.75 \text{ kg/cm}^2)}{(260.46 \text{ kg/cm}^2)}}{0.95}}$$

$$C_L = 0.99$$

3.4.3.5.10. RESUMEN DE FACTORES DE AJUSTE

Tabla 17. Resumen de Factores de Ajuste Largueros de Techo.

Factor de ajuste	Valor
C_D	No aplica
C_M	No aplica
C_T	No aplica
C_L	1.00
C_F	1.30
C_{FU}	No aplica
C_i	No aplica
C_r	No aplica
C_T	No aplica
λ	0.8

Fuente: Elaboración Propia.

3.4.3.5.11. ESFUERZOS DE DISEÑO AJUSTADO

Posterior al cálculo de los factores de ajuste, se determinarán los esfuerzos de diseño ajustado, utilizando las fórmulas descritas en la (NDS-2018).

$$F'_B = F_b \times C_L \times C_F \times 2.54 \times 0.85 \times \lambda \quad (\text{NDS-2018, Sección 4.3.1.})$$

Por lo tanto, sustituyendo las fórmulas se tiene:

$$F'_b = 116 \text{ kg/cm}^2 \times 1.00 \times 1.30 \times 2.54 \times 0.85 \times 0.8$$

$$F'_b = 259.65 \text{ kg/cm}^2$$

3.4.3.5.12. CHEQUEO POR ECUACION DE INTERACCION

Según la (NDS-2018) en la sección 3.9.1., para un miembro sometido a compresión y flexión en ambos ejes, se tiene que cumplir que:

$$\left(\frac{f_c}{F_c'}\right)^2 + \frac{f_{b1}}{F_{b1}'(1 - (f_c/F_{CE1}))} + \frac{f_{b2}}{F_{b1}'(1 - (f_c/F_{CE2}) - (f_{b1}/F_{bE})^2)} \leq 1.0$$

El elemento no está sometido a ningún tipo de fuerza de compresión; por lo tanto, se tiene que:

$$\left[\frac{fby}{Fb'}\right]^2 + \frac{fbx}{Fb' \left[1 - (fbx/fbe)\right]} \leq 1$$

Sustituyendo se tiene:

$$\left(\frac{0.0.12 \text{ kg/cm}^2}{259.65 \text{ kg/cm}^2}\right)^2 + \frac{1.499 \text{ kg/cm}^2}{259.65 \text{ kg/cm}^2(1 - (1.499 \text{ kg/cm}^2/4,412.75 \text{ kg/cm}^2))} \leq 1.0$$

$$0.006 \leq 1.0$$

Por lo tanto, se dice que el elemento es adecuado.

3.4.3.5.13. CHEQUEO POR CORTANTE

Para un miembro de madera sometido a fuerzas cortantes se debe de cumplir que el valor del esfuerzo cortante de diseño ajustado (valor del cortante horizontal de la tabla No. 18 del (RNC-07) multiplicado por todos los factores de ajuste aplicables) debe de ser mayor al valor del esfuerzo cortante calculado.

$$FV' \geq FV$$

3.4.3.5.14. CALCULO DEL ESFUERZO CORTANTE DE DISEÑO AJUSTADO

Según lo descrito en la (NDS-2018) el esfuerzo cortante de diseño ajustado se calculará de la siguiente manera:

$$F'_v = Fv \times 2.88 \times 0.75 \times \lambda$$

Donde:

Fv = Esfuerzo Cortante, sabiendo que está dado por:

$$fv = \frac{3V}{2bd}$$

$$fv = \frac{3(233.5 \text{ kg})}{2(15\text{cm})(7.5\text{cm})}$$

$$fv = 3.11 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo tenemos:

$$F'_v = 7 \text{ kg} \times 2.88 \times 0.75 \times 0.8$$

$$F'_v = 12.10$$

Por lo tanto:

$$12.10 \geq 3.11$$

La sección cumple.

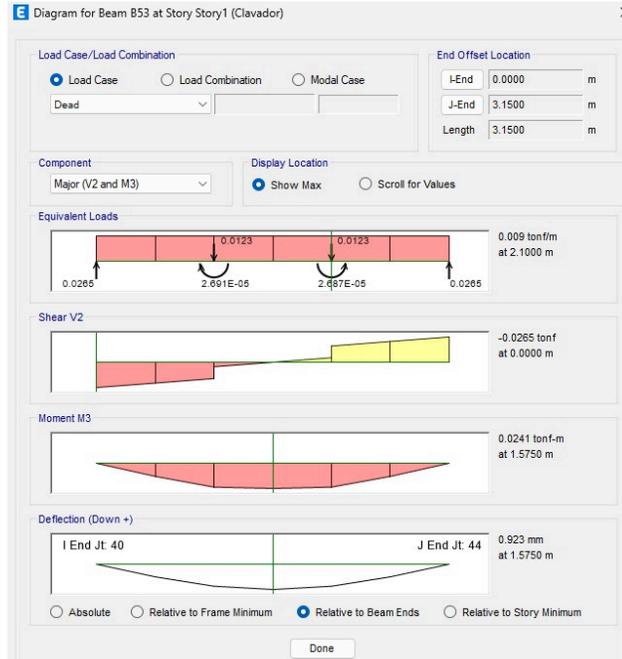
3.4.3.5.15. CHEQUEO POR DEFLEXION

Para la verificación del elemento ante la deflexión se extraen los valores de la deflexión actuante del software ETABS y se comparan con la deflexión permisible.

Del software ETABS se obtienen los siguientes datos:

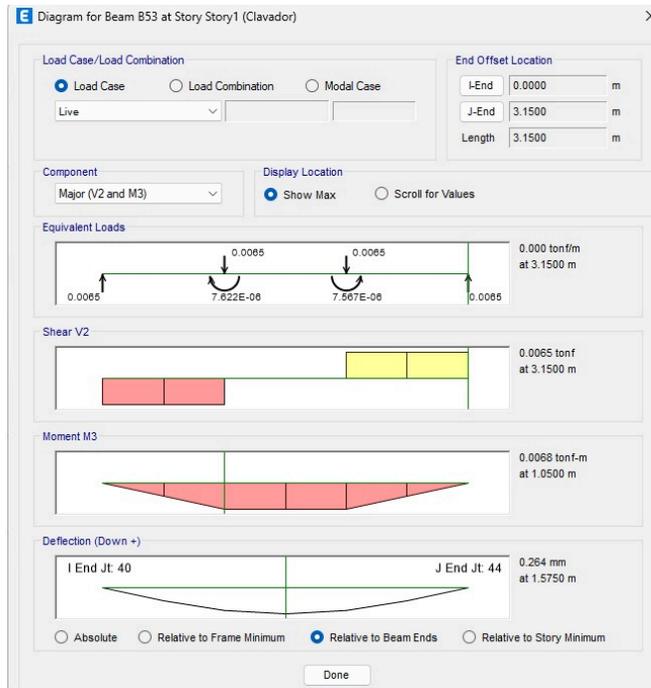
- Deflexión inmediata a largo plazo (CM) = 0.923 mm
- Deflexión inmediata a corto plazo (CV) = 0.264 mm
- Deflexión total actuante (largo plazo + corto plazo) = 1.187 mm

Figura 22. Deflexión del larguero de techo sometido a carga muerta obtenido del Software ETABS.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 23. Deflexión del larguero de techo sometido a carga viva obtenido del Software ETABS.



Fuente: Elaboración Propia.

De la (IBC-2021) conocemos que la deflexión máxima se determina de la siguiente manera:

$$\Delta_{\max} = L/240$$

(IBC 2021)

Sustituyendo tenemos que:

$$\Delta_{\max} = \frac{(315 \text{ cm})}{240}$$
$$\Delta_{\max} = 1.31 \text{ cm}$$

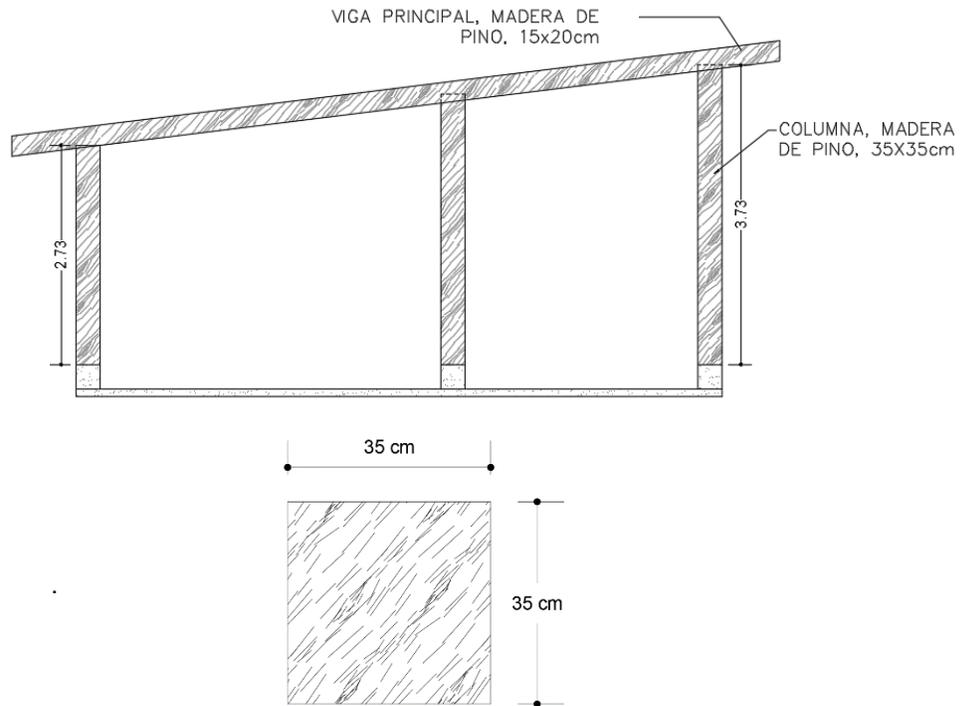
Al comparar los valores se tiene que:

$$\Delta_T < \Delta_{\max}$$
$$0.12 \text{ cm} < 1.31 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se dice que el elemento es adecuado.

3.5. DISEÑO DE COLUMNAS

Figura 24. Columnas.



Fuente: Elaboración Propia.

3.5.1. DIMENSIONES COLUMNAS

Dimensiones

Base b (cm)	35
Peralte d (cm)	35
Claro (cm)	373

3.5.2. FUERZAS APLICADAS (ETABS)

Combinación crítica

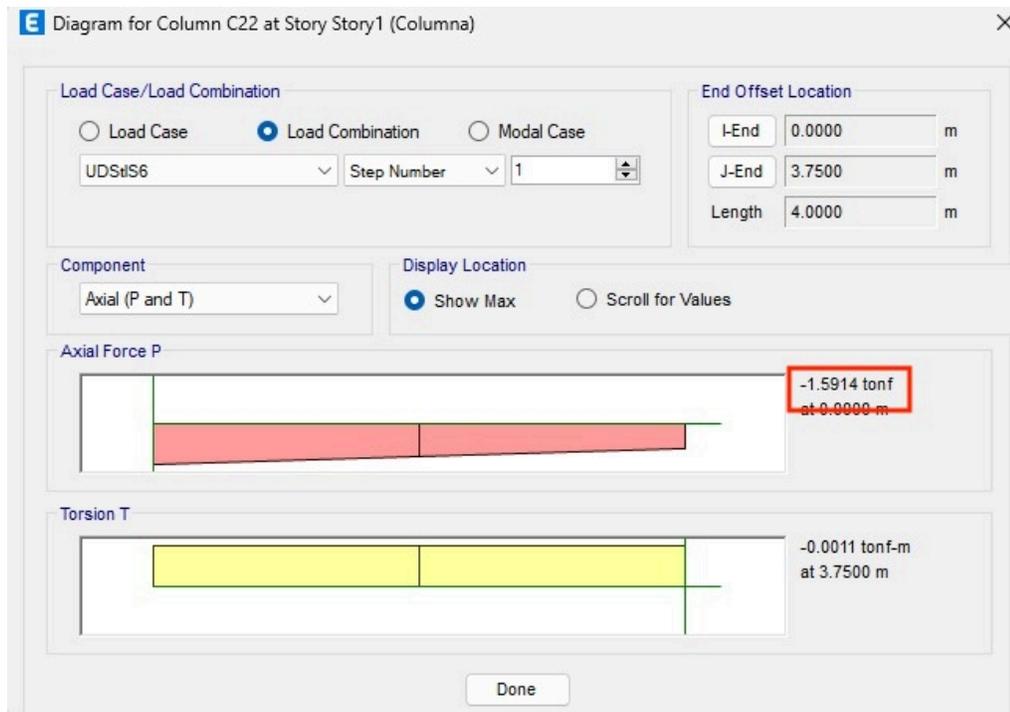
P (kg)	1591.4
V (Kg)	231.2
M (kg.cm)	66,680

Figura 25. Datos obtenidos del software ETABS para el diseño de columnas. Todas las combinaciones de carga.

Columnas							
Columna Eje F-3							
Combinacion	V (Tonf)	M (Ton-m)	P (Tonf)	V (Kg)	M (Kg-m)	P (Kg)	M (Kg-cm)
UDStID1	0.0176	0.0437	0.8275	17.6	43.7	827.5	4,370.00
UDStID2	0.0192	0.0476	0.862	19.2	47.6	862	4,760.00
UDStIS1	0.0247	0.0611	1.1585	24.7	61.1	1158.5	6,110.00
UDStIS2	0.0237	0.0587	1.0482	23.7	58.7	1048.2	5,870.00
UDStIS3	0.2312	0.6668	1.2291	231.2	666.8	1229.1	66,680.00
UDStIS4	0.1821	0.6042	0.9914	182.1	604.2	991.4	60,420.00
UDStIS5	0.0249	0.0609	0.6291	24.9	60.9	629.1	6,090.00
UDStIS6	0.0242	0.0605	1.5914	24.2	60.5	1591.4	6,050.00
UDStIS7	0.2207	0.6535	0.7809	220.7	653.5	780.9	65,350.00
UDStIS8	0.1925	0.6175	0.5431	192.5	617.5	543.1	61,750.00
UDStIS9	0.0145	0.0352	0.2036	14.5	35.2	203.6	3,520.00
UDStIS10	0.0138	0.0347	1.1431	13.8	34.7	1143.1	3,470.00

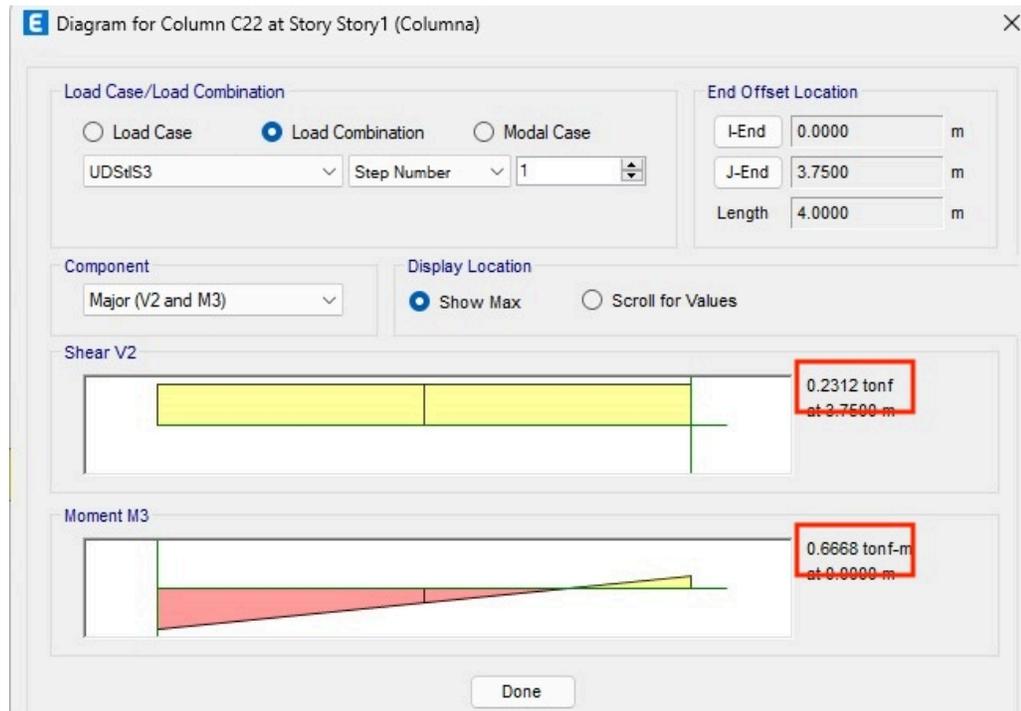
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 26. Carga Axial obtenida del Software ETABS para la combinación de carga UDStIS6.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 27. Fuerza Cortante y Momento obtenida del Software ETABS para la combinación de carga UDS1S3.



Fuente: Elaboración Propia.

3.5.3. ESFUERZO A LA COMPRESION

De la mecánica de materiales conocemos que el esfuerzo a la compresión se calcula con la siguiente formula:

$$f_c = \frac{P}{bd}$$

Sustituyendo tenemos que:

$$f_c = \frac{(1591.4 \text{ kg})}{(35 \text{ cm})(35 \text{ cm})}$$

$$f_c = 1.29 \text{ kg/cm}^2$$

3.5.4. ESFUERZO FLEXIONANTE EN EL EJE MAYOR F_{by}

El esfuerzo flexionante en el eje mayor se calculará en base a lo descrito en la sección 3.3-2 de la (NDS-2018). Donde, para miembros rectangulares de base “b” y peralte “d” se tiene:

$$f_{by} = \frac{6M}{bd^2} = \frac{6My}{bd^2} \quad (\text{NDS-2018, Ec. 3.3-2})$$

Sustituyendo se tiene:

$$f_{by} = \frac{6(66,680 \text{ kg.cm})}{(35\text{cm})(35\text{cm})^2}$$
$$f_{by} = 9.33 \text{ kg/cm}^2$$

3.5.5. ESFUERZO CORTANTE

Para la determinación del esfuerzo cortante se utiliza la sección 3.4.2. de la NDS-2018).

$$f_V = \frac{3V}{2bd} \quad (\text{NDS-2018, Sección 3.4.2.}).$$

$$f_V = \frac{3(231.2 \text{ kg})}{2(35\text{cm})(35\text{cm})}$$

$$f_V = 0.283 \text{ kg/cm}$$

3.5.6. CALCULO DE LONGITUD EFECTIVA

Para la evaluación de la longitud efectiva es necesario determinar la relación de esbeltez de la siguiente manera:

$$\frac{L}{d} = \frac{(375\text{cm})}{(35\text{ cm})} = 10.71$$

De la tabla 3.3.3 de la (NDS-2018): “Para miembros sometidos a flexión de un solo claro o miembros en voladizo con condiciones de carga no especificadas en la tabla 3.3.3”, se analiza:

$$l_e = 1.84l_u$$

$$l_e = 1.84(375\text{ cm})$$

$$l_e = 690\text{ cm}$$

3.5.7. FACTORES DE AJUSTE

Como se menciona en la sección 5.2.8 de este documento, se aplicarán los factores de ajuste a los esfuerzos de diseño para el cálculo de esfuerzos ajustados de acuerdo a lo especificado por la (NDS-2018).

3.5.7.1. FACTORES DE SERVICIO HUMEDO

La madera se considera en estado seco, por lo tanto, el nivel de humedad en el elemento es menor al 19%, y este factor de ajuste solo aplica a miembros con contenido de humedad superior, por lo tanto, no aplica.

$$C_M = \text{No Aplica (NDS-2018, Tabla 4A).}$$

3.5.7.2. FACTOR DE TEMPERATURA

Al igual que el factor de ajuste anterior, el factor de ajuste por temperatura aplica únicamente a elementos que están expuestos a una temperatura sostenida mayor a los 150°F. Para propósitos de este diseño, la temperatura a la que se suponen expuestos los elementos es menor; por lo tanto, este factor de ajuste no aplica.

$C_t =$ No Aplica (NDS-2018, Tabla 2.3.3).

3.5.7.3. FACTOR DE TAMAÑO

Según la Sección 4.3.6.2. de la (NDS-2018), el factor de tamaño para vigas y otros elementos en flexión depende de la profundidad “d” del miembro. La (NDS-2018) establece que para elementos con una profundidad mayor a 12 pulgadas, el C_f debe determinarse por la siguiente ecuación:

$$C_F = \frac{12^{1/9}}{d} \leq 1 \quad (\text{NDS-2018, Sección 4.3.6.2}).$$

$$C_F = \frac{12^{1/9}}{35} \leq 1$$

$$C_f = 0.88$$

3.5.7.4. FACTOR DE USO DE CARA ANCHA

Según la (NDS-2018), los valores de diseño de flexión ajustados por factores de tamaño se basan en el uso de canto (carga aplicada a la cara estrecha), cuando la madera dimensionada se utiliza a lo ancho. Por lo tanto, no aplica.

$C_{fu} =$ No Aplica (NDS-2018, Tabla 4b).

3.5.7.5. FACTOR DE CORTE

Este factor aplica a miembros de madera aserrada que tiene cortes significantes a lo largo de su longitud, el elemento en cuestión no posee ningún corte apreciable, por lo tanto, no aplica.

$C_i =$ No Aplica (NDS-2018, Tabla 4.3.8).

3.5.7.6. FACTOR DE MIEMBRO REPETITIVO

El distanciamiento entre las vigas principales supera el valor mínimo admisible, por lo tanto, no aplica.

$C_r =$ No Aplica (NDS-2018, Sección 4.3.9).

3.5.7.7. FACTOR DE RIGIDEZ AL PANDEO

El uso del factor de rigidez al pandeo, es aplicable a elementos que están sujetos a flexión y compresión axial bajo condiciones de servicio seco que tienen hojas de plywood de un espesor de 3/8" o superior clavadas paralelamente al peralte. No siendo este el caso de las vigas principales, por lo tanto, no aplica.

$C_T =$ No Aplica (NDS-2018, Sección 4.4.2).

3.5.7.8. FACTOR POR EFECTO DEL TIEMPO

Dada la combinación de cargas, ocupación y según lo descrito en la (NDS-2018), de la Tabla 9 de este documento, se determina que el factor por efecto del tiempo será:

$\lambda = 1.00$ (NDS-2018, Tabla N3).

3.5.7.9. FACTOR DE ESTABILIDAD DE VIGA

El factor de estabilidad para vigas se establece como 1.0 en el diseño de columnas según la (NDS-2018) porque este factor no es aplicable a la estabilidad global en compresión axial, que es el modo de falla relevante para columnas. El pandeo global en columnas se maneja con otros factores, como el factor de esbeltez, y no requiere ajuste adicional por el factor de estabilidad lateral-torsional que se aplica a las vigas.

$$C_L = 1.00 \text{ (NDS-2018, Seccion 3.7).}$$

3.5.7.10. FACTOR DE ESTABILIDAD DE COLUMNA

Según lo descrito en la (NDS-2018) – Sección 3.7 el cálculo del factor de estabilidad de columna se calcula con la siguiente formula:

$$C_p = \frac{1 + \left(\frac{F_{cE}}{F^*_c}\right)}{2c} - \sqrt{\left[\frac{1 + \left(\frac{F_{cE}}{F^*_c}\right)}{2c}\right]^2 - \frac{\left(\frac{F_{cE}}{F^*_c}\right)}{c}} \quad \text{(NDS-2018, Seccion 3.7.1).}$$

Donde:

F_{cE} = Valor del pandeo critico de diseño para miembros en compresión calculado, según el anexo H de la (NDS-2018), de la siguiente manera:

$$F_{cE} = \frac{0.822 E'_{min}}{(le/d)^2}$$

$$F_{cE} = \frac{0.822 (67,492.98 \text{ kg/cm}^2)}{(690 \text{ cm}/35 \text{ cm})^2}$$

$$F_{cE} = 142.75 \text{ kg/cm}^2$$

Y donde:

F^*_c = Valor Compresion de diseño de referencia, calculado de la siguiente manera:

$$F^*_c = F_c \times C_M \times C_t \times C_F \times C_i \times 2.40 \times 0.90 \times \lambda$$

$$F^*_c = 78 \text{ kg/cm}^2 \times 0.89 \times 2.40 \times 0.9 \times 1$$

$$F^*_c = 149.59 \text{ kg/cm}^2$$

Y el valor de “c” para la madera aserrada este dado por: 0.8

Por lo tanto, el factor de estabilidad de la columna se calcularía:

$$C_p = \frac{1 + \frac{(142.75 \text{ kg/cm}^2)}{(149.59 \text{ kg/cm}^2)}}{2(0.8)} - \sqrt{\left[\frac{1 + \frac{(142.75 \text{ kg/cm}^2)}{(149.59 \text{ kg/cm}^2)}}{2(0.8)} \right]^2 - \frac{(142.75 \text{ kg/cm}^2)}{(149.59 \text{ kg/cm}^2)} \cdot \frac{1}{0.8}}$$

$$C_p = 0.67$$

3.5.7.11. RESUMEN DE FACTORES DE AJUSTE

Tabla 18. Resumen de Factores de Ajuste Columnas.

Factor de ajuste	Valor
C_D	No aplica
C_M	No aplica
C_T	No aplica
C_L	1.00
C_F	0.89
C_{FU}	No aplica
C_i	No aplica
C_r	No aplica
C_P	0.67
C_T	No aplica
λ	1.00

Fuente: Elaboración Propia.

3.5.8. ESFUERZOS DE DISEÑO AJUSTADO

Posterior al cálculo de los factores de ajuste, se determinarán los esfuerzos de diseño ajustado, utilizando las fórmulas descritas en la (NDS-2018).

$$F'_B = F_b \times C_L \times C_F \times 2.54 \times 0.85 \times \lambda \quad (\text{NDS-2018, Sección 4.3.1}).$$

$$F'_C = F_c \times C_F \times C_P \times 2.40 \times 0.90 \times \lambda \quad (\text{NDS-2018, Sección 4.3.1}).$$

$$F'_V = F_v \times C_M \times C_t \times C_i \times 2.88 \times 0.75 \times \lambda \quad (\text{NDS-2018, Sección 4.3.1}).$$

Por lo tanto, sustituyendo las fórmulas se tiene:

$$F'_b = 116 \text{ kg/cm}^2 \times 1.00 \times 2.54 \times 0.85 \times 1$$

$$F'_b = 221.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_c = 78 \text{ kg/cm}^2 \times 0.89 \times 0.67 \times 2.40 \times 0.9 \times 1$$

$$F'_c = 100.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_v = 7 \text{ kg/cm}^2 \times 2.88 \times 0.75 \times 1$$

$$F'_v = 15.12 \text{ kg/cm}^2$$

3.5.8.1. CHEQUEO POR ECUACION DE INTERACCION

Para un miembro sometido a compresión y flexión en ambos ejes, se tiene que cumplir que:

$$\left(\frac{f_c}{F'_c}\right)^2 + \frac{f_{b1}}{F'_{b1}(1 - (f_c/F_{CE1}))} + \frac{f_{b2}}{F'_{b1}(1 - (f_c/F_{CE2}) - (f_{b1}/F_{bE})^2)} \leq 1.0$$

Simplificando la ecuación tenemos:

$$\left(\frac{f_c}{F_c'}\right)^2 + \frac{f_{by}}{F_b'(1 - (f_c/F_{CE}))} \leq 1.0$$

Sustituyendo se tiene:

$$\left(\frac{1.29 \text{ kg/cm}^2}{111.92 \text{ kg/cm}^2}\right)^2 + \frac{9.33 \text{ kg/cm}^2}{221.73 \text{ kg/cm}^2(1 - (1.29 \text{ kg/cm}^2/142.75 \text{ kg/cm}^2))} \leq 1.0$$

$$0.043 \leq 1.0$$

Por lo tanto, se dice que el elemento es adecuado.

3.5.9. CHEQUEO POR FLEXIÓN

La sección 3.9.1. de la (NDS-2018) dicta que un elemento de madera sometido a momento de flexión debe cumplir que la capacidad de momento ajustada sea mayor que el momento de flexión.

$$M' \geq M$$

3.5.9.1. CÁLCULO DEL MOMENTO AJUSTADO

El valor del momento ajustado que servirá para compararlo con el momento flexionante se calculará mediante la sección M.3.3 de la (NDS-2018).

$$M' = F_b' S \text{ (NDS-2018, Sección M.3.3.)}$$

$$M' = F_b' \frac{bd^2}{6}$$

$$M' = (221.73 \text{ kg/cm}^2) \frac{(35 \text{ cm})(35 \text{ cm})^2}{6}$$

$$M' = 1,584,445.625 \text{ kg.cm}$$

$$1,584,445.625 \text{ kg.cm} > 66,680 \text{ kg.cm}$$

Por lo tanto, se dice que el elemento es adecuado.

3.5.10. CHEQUEO POR COMPRESIÓN

La sección 4.3.2. de la (NDS-2018) se especifica que para el chequeo por compresión se debe cumplir que la fuerza de compresión ajustada sea mayor que la compresión aplicada sobre el elemento.

$$P' \geq P$$

3.5.10.1. CÁLCULO DE LA COMPRESIÓN AJUSTADO

El valor de la fuerza de compresión ajustado se calculará mediante la sección M.3.6 de la (NDS-2018).

$$P' = F_c' A \text{ (NDS-2018, Sección M.3.6.)}$$

$$P' = 100.91 \text{ kg/cm}^2 (35 \text{ cm} * 35 \text{ cm})$$

$$P' = 123,614.5 \text{ kg}$$

$$P' \geq P$$

$$123,614.5 \text{ kg} > 1,591.4 \text{ kg}$$

3.5.11. CHEQUEO POR CORTANTE

Para el chequeo de un elemento de madera sometido a esfuerzos cortantes, la (NDS-2018) en la sección 4.3.2. especifica que se debe cumplir que la fuerza cortante de diseño ajustado tiene que ser mayor al cortante actuante.

$$V' \geq V$$

3.5.11.1. CÁLCULO DEL CORTANTE AJUSTADO

El valor de la capacidad cortante ajustado se calculará mediante la sección M.3.4 de la (NDS-2018).

$$V' = \frac{2}{3} F_v' A \text{ (NDS-2018, Sección M.3.4).}$$

Sustituyendo tenemos que:

$$V' = \frac{2}{3} (15.12 \text{ kg/cm}^2)(35 \text{ cm} \cdot 35 \text{ cm})$$

$$V' = 12,348.00 \text{ kg}$$

$$V' \geq V$$

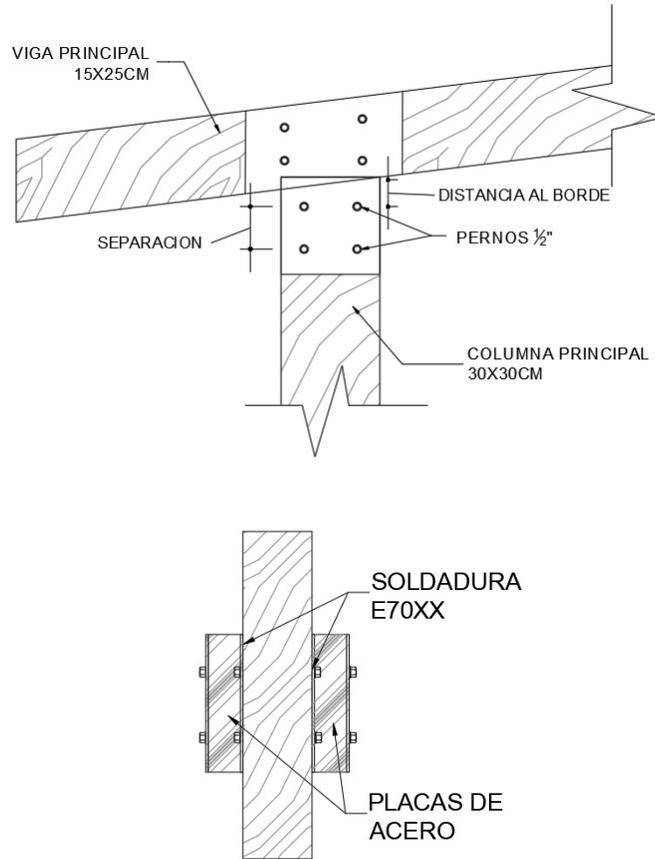
$$12,348.00 \text{ kg} > 231.2 \text{ kg}$$

Por lo tanto, se dice que el elemento es adecuado.

3.6. DISEÑO DE CONEXIONES

3.6.1. CONEXIÓN VIGA-COLUMNA

Figura 28. Detalle de la conexión Viga – Columna.



Fuente: Elaboración propia.

3.6.2. DATO DE FUERZA EN VIGA PRINCIPAL

Tabla 19. Datos de fuerza en viga principal.

Combinación crítica	1.2CM+Fs+CV
P (kg)	1591.4
P (lb)	3,508.43

Fuente: Elaboración propia.

3.6.3. DATOS DE LA CONEXIÓN A UTILIZAR

Tabla 20. Resistencia al aplastamiento.

Specific Gravity, G	Dowel bearing strength in pounds per square inch (psi) ²										
	F_e	$F_{e\parallel}$	$F_{e\perp}$								
			D=1/4"	D=5/16"	D=3/8"	D=7/16"	D=1/2"	D=5/8"	D=3/4"	D=7/8"	D=1"
0.73	9300	8200	7750	6900	6300	5850	5450	4900	4450	4150	3850
0.72	9050	8050	7600	6800	6200	5750	5350	4800	4350	4050	3800
0.71	8850	7950	7400	6650	6050	5600	5250	4700	4300	3950	3700

Fuente: (NDS-2018).

Tabla 21. Propiedades del elemento de madera.

Propiedades del elemento de madera

Dato	Referencia
$G_{ESP} = 0.66$	$\gamma_{Pino}/\gamma_{Agua}$ (660/1000)
d_m (in)= 7.87	Figura
B_M (IN)= 5.91	Figura
E_m (psi)= 1,849,029	Tabla 1
$F_{E\parallel}$ (PSI)= 7,400	Tabla
$F_{e\perp}$ (psi)= 4,700	Tabla

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 22. Resistencia a la fluencia por flexión

Fastener Type	F_{yb} (psi)
Bolt, lag screw (with $D \geq 3/8"$), drift pin (SAE J429 Grade 1 - $F_y = 36,000$ psi and $F_u = 60,000$ psi)	45,000
Common, box, or sinker nail, spike, lag screw, wood screw (low to medium carbon steel)	
0.099" $\leq D \leq$ 0.142"	100,000
0.142" $< D \leq$ 0.177"	90,000
0.177" $< D \leq$ 0.236"	80,000
0.236" $< D \leq$ 0.273"	70,000
0.273" $< D \leq$ 0.344"	60,000
0.344" $< D \leq$ 0.375"	45,000

Fuente: (NDS-2018).

Tabla 23. Propiedades del perno.

Propiedades del perno	
Dato	Referencia
D(in) = ½	Figura
S(in) = 2	
F _{yb} (psi)= 45,000	Tabla

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 24. Propiedades de la placa (ASTM A36)

Propiedades de la placa (ASTM A36)	
Dato	Referencia
t (in) = 1/8	Figura
d _s (in)= 8	
E _s (psi) = 29,000,000	
F _{es} (psi)= 87,000	Tabla

Fuente: Elaboración propia.

3.6.4. GEOMETRIA DE LA CONEXIÓN

Tabla 25. Geometría de la conexión.

Geometría de conexión	
Espesor de miembro lateral l _s =t(in)	1/8
Espesor de miembro principal l _m =d _m (in)	8
Angulo entre la carga y la dirección del grano (grados)	0

Fuente: Elaboración propia.

3.6.5. ECUACIONES DEL LIMITE DE FLUENCIA

3.6.5.1. RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO DEL MIEMBRO PRINCIPAL

El eje de acción de la carga P se encuentra paralelo al eje longitudinal del elemento de la viga, por lo que el valor de la resistencia al aplastamiento del miembro principal a utilizar es:

$$F_{em} = F_{e\parallel} = 7400 \text{ psi (NDS 2018, 12.3.3)}$$

3.6.5.2. MODOS DE FLUENCIA

La conexión que se propone está conformada por los miembros de madera y dos placas de acero en ambas caras de la misma, por lo que los pernos estarán sometidos a doble cortante, las ecuaciones del límite de fluencia a utilizarse serán las de cortante doble (NDS-2018, 12.3.1A) siendo:

a) Modo de fluencia I_m

Para el cálculo de la resistencia lateral de referencia en este modo se utiliza la siguiente ecuación:

$$Z = \frac{D I_m F_{em}}{R_d} \text{ (NDS-2018).}$$

Donde:

- Cálculo del término de reducción R_d .

Tabla 26. Término de reducción.

Table 12.3.1B Reduction Term, R_d		
Fastener Size	Yield Mode	Reduction Term, R_d
$0.25" \leq D \leq 1"$	I_m, I_s	$4 K_\theta$
	II	$3.6 K_\theta$
	III_m, III_s, IV	$3.2 K_\theta$
$D < 0.25"$	$I_m, I_s, II, III_m, III_s, IV$	K_D^1

Notes:

$$K_\theta = 1 + 0.25(\theta/90)$$

θ = maximum angle between the direction of load and the direction of grain ($0^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$) for any member in a connection

D = diameter, in. (see 12.3.7)

$$K_D = 2.2 \quad \text{for } D \leq 0.17"$$

$$K_D = 10D + 0.5 \quad \text{for } 0.17" < D < 0.25"$$

1. For threaded fasteners where nominal diameter (see Appendix L) is greater than or equal to 0.25" and root diameter is less than 0.25", $R_d = K_D K_\theta$

Fuente: (NDS-2018).

$$R_d = 4 K_\theta \text{ (NDS 2018, Tabla 12.3.1B).}$$

Donde:

$$K_\theta = 1 + 0.25(\theta/90)$$

$$K_\theta = 1 + 0.25(0/90)$$

$$K_\theta = 1$$

$$R_d = 4K_\theta$$

$$R_d = 4(1)$$

$$R_d = 4$$

- Cálculo de la resistencia lateral de referencia Z en el modo I_m

$$Z = \frac{D I_m F_{em}}{R_d}$$

$$Z = \frac{(0.5 \text{ in})(8 \text{ in})(4,700 \text{ psi})}{(4)}$$

$$Z = 4,700 \text{ lbs}$$

b) Modo de fluencia I_s

Para el cálculo de la resistencia lateral de referencia en este modo se utiliza la siguiente ecuación:

$$Z = \frac{2 D I_s F_{es}}{R_d} \quad (\text{NDS-2018}).$$

Ecuación 22: Resistencia lateral en modo de fluencia I_s .

Donde:

- Cálculo del término de reducción R_d

$$R_d = 4 K_\theta \quad (\text{NDS 2018, Tabla 12.3.1B}).$$

Donde:

$$K_\theta = 1 + 0.25(\theta/90)$$

$$K_\theta = 1 + 0.25(0/90)$$

$$K_\theta = 1$$

$$R_d = 4K_\theta$$

$$R_d = 4(1)$$

$$R_d = 4$$

- Cálculo de la resistencia lateral de referencia Z en el modo I_s

$$Z = \frac{2 D I_s F_{es}}{R_d}$$

$$Z = \frac{2 (0.5 \text{ in})(1/8 \text{ in}) (87,000 \text{ psi})}{(4)}$$

$$Z = 2,718.75 \text{ lbs}$$

c) Modo de fluencia III_s

Para el cálculo de la resistencia lateral de referencia en este modo se utiliza la siguiente ecuación:

$$Z = \frac{2k_3 D I_s F_{em}}{(2+R_e) R_d} \quad (\text{NDS 2018}).$$

Ecuación 23: Resistencia lateral en modo de fluencia III_s .

Donde:

- Término de reducción R_d

$$R_d = 3.2 K_0 \text{ (NDS 2018, Tabla 12.3.1B).}$$

Donde:

$$K_0 = 1 + 0.25(\theta/90)$$

$$K_0 = 1 + 0.25(0/90)$$

$$K_0 = 1$$

$$R_d = 3.2(1)$$

$$R_d = 3.2$$

Tabla 27. Ecuación del estado limite.

Table 12.3.1A Yield Limit Equations			
Yield Mode	Single Shear		Double Shear
I _m	$Z = \frac{D \ell_m F_{em}}{R_d}$	(12.3-1)	$Z = \frac{D \ell_m F_{em}}{R_d}$ (12.3-7)
I _s	$Z = \frac{D \ell_s F_{es}}{R_d}$	(12.3-2)	$Z = \frac{2 D \ell_s F_{es}}{R_d}$ (12.3-8)
II	$Z = \frac{k_1 D \ell_s F_{es}}{R_d}$	(12.3-3)	
III _m	$Z = \frac{k_2 D \ell_m F_{em}}{(1 + 2R_e) R_d}$	(12.3-4)	
III _s	$Z = \frac{k_3 D \ell_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d}$	(12.3-5)	$Z = \frac{2 k_3 D \ell_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d}$ (12.3-9)
IV	$Z = \frac{D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2 F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$	(12.3-6)	$Z = \frac{2 D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2 F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$ (12.3-10)

Notes:

$$k_1 = \frac{\sqrt{R_e + 2R_e^2(1 + R_t + R_t^2) + R_t^2 R_e^3} - R_e(1 + R_t)}{(1 + R_e)}$$

$$k_2 = -1 + \sqrt{2(1 + R_e) + \frac{2F_{yb}(1 + 2R_e)D^2}{3F_{em}\ell_m^2}}$$

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + R_e)}{R_e} + \frac{2F_{yb}(2 + R_e)D^2}{3F_{em}\ell_s^2}}$$

D = diameter, in. (see 12.3.7)
 F_{yb} = dowel bending yield strength, psi
 R_d = reduction term (see Table 12.3.1B)
 R_e = F_{em}/F_{es}
 R_t = ℓ_m/ℓ_s
 ℓ_m = main member dowel bearing length, in.
 ℓ_s = side member dowel bearing length, in.
 F_{em} = main member dowel bearing strength, psi (see Table 12.3.3)
 F_{es} = side member dowel bearing strength, psi (see Table 12.3.3)

Fuente: (NDS-2018).

- Cálculo del factor R_e

$$R_e = \frac{F_{em}}{F_{es}} \text{ (NDS-2018)}$$

$$R_e = \frac{(7,400 \text{ psi})}{(87,000 \text{ psi})}$$

$$R_e = 0.085$$

- Cálculo del factor k_3

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + R_e)}{R_e} + \frac{2F_{yb}(2 + 2R_e)D^2}{3F_{em}I_s^2}}$$

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + 0.085)}{0.085} + \frac{2(45,000 \text{ psi})(2 + 2(0.085))(0.5 \text{ in})^2}{3(7,400 \text{ psi})(1/8 \text{ in})^2}}$$

$$k_3 = 11.89$$

- Cálculo de la resistencia lateral de referencia Z en el modo III_s

$$Z = \frac{2k_3 D I_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d}$$

$$Z = \frac{2(11.89)(0.5 \text{ in})(1/8 \text{ in})(7,400 \text{ psi})}{(2 + (0.085))(3.2)}$$

$$Z = 1,649.04 \text{ lbs}$$

d) Modo de fluencia IV

Para el cálculo de la resistencia lateral de referencia en este modo se utiliza la siguiente ecuación:

$$Z = \frac{2D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em}F_{yb}}{3(1 + R_e)}} \quad \text{(NDS 2018)}.$$

Ecuación 24: Resistencia lateral en modo de fluencia IV.

Donde:

- Término de reducción R_d

$$R_d = 3.2 K_\theta$$

Donde:

$$K_\theta = 1 + 0.25(\theta/90)$$

$$K_\theta = 1 + 0.25(0/90)$$

$$K_\theta = 1$$

$$R_d = 3.2(1)$$

$$R_d = 3.2$$

- Cálculo del factor R_e

$$R_e = \frac{F_{em}}{F_{es}} \text{ (NDS 2018)}$$

$$R_e = \frac{(7,400 \text{ psi})}{(87,000 \text{ psi})}$$

$$R_e = 0.085$$

- Cálculo de la resistencia lateral de referencia Z en el modo IV

$$Z = \frac{2D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2 F_{em} F_{yb}}{3 (1+R_e)}}$$

$$Z = \frac{2(0.5 \text{ in})^2}{3} \sqrt{\frac{2(7,400 \text{ psi})(45,000 \text{ psi})}{3 (1+0.085)}}$$

$$Z = 2,235 \text{ lbs}$$

- a) Resumen de los valores de resistencia lateral de la conexión en los modos de límite de fluencia

A continuación, se muestra una recopilación de los datos obtenidos por medio de los cálculos para los valores de resistencia lateral en los nodos:

Tabla 28. Valores de la resistencia lateral en los nodos.

Modo de fluencia	Resistencia Lateral Z (lbs)
I _m	4,700
I _s	2,718.75
III _s	1,649.04
IV	2,235

Fuente: Elaboración propia.

3.6.6. RESISTENCIA LATERAL DE REFERENCIA DE LA CONEXIÓN

De la tabla anterior se tomará el valor de menor magnitud para la resistencia lateral de referencia de la conexión, siendo este el siguiente:

$$Z = 1,649.04 \text{ LB}$$

3.6.7. FACTORES DE AJUSTE PARA LA CONEXIONES

3.6.7.1. FACTOR DE SERVICIO HUMEDO

Al igual que en los factores utilizados en el diseño de los elementos estructurales de madera aserrada, se toman las mismas consideraciones por lo tanto este factor no aplica.

Tabla 29. Factor de servicio húmedo.

Table 11.3.3 Wet Service Factors, C_M, for Connections			
Fastener Type	Moisture Content		C_M
	At Time of Fabrication	In-Service	
Lateral Loads			
Split Ring and Shear Plate Connectors ¹	≤ 19%	≤ 19%	1.0
	> 19%	≤ 19%	0.8
	any	> 19%	0.7
Dowel-type Fasteners (e.g. bolts, lag screws, wood screws, nails, spikes, drift bolts, & drift pins)	≤ 19%	≤ 19%	1.0
	> 19%	≤ 19%	0.4 ²
	any	> 19%	0.7
Timber Rivets	≤ 19%	≤ 19%	1.0
	≤ 19%	> 19%	0.8
Withdrawal Loads			
Lag Screws & Wood Screws	any	≤ 19%	1.0
	any	> 19%	0.7
Nails & Spikes ³	≤ 19%	≤ 19%	1.0
	> 19%	≤ 19%	0.25 ³
	≤ 19%	> 19%	0.25 ³
	> 19%	> 19%	1.0
Pull-Through Loads			
Fasteners with Round Heads	any	≤ 19%	1.0
	any	> 19%	0.7

Fuente: Elaboración propia.

C_M = No aplica (NDS-2018).

3.6.7.2. FACTOR DE TEMPERATURA

Tomando en cuenta lo del inciso anterior, este factor tampoco aplica.

Tabla 30. Factor por temperatura.

In-Service Moisture Conditions ¹	C_t		
	$T \leq 100^\circ\text{F}$	$100^\circ\text{F} < T \leq 125^\circ\text{F}$	$125^\circ\text{F} < T \leq 150^\circ\text{F}$
Dry	1.0	0.8	0.7
Wet	1.0	0.7	0.5

Fuente: Elaboración propia.

C_t = No aplica (NDS-2018).

3.6.7.3. FACTOR DE ACCION GRUPAL

Los pernos propuestos son de 1/2" por lo que el factor se calcula de la siguiente manera:

$$C_g = \left[\frac{m(1 - m^{2n})}{n[(1 + R_{EA}m^n)(1 + m) - 1 + m^{2n}]} \right] \left[\frac{1 + R_{EA}}{1 - m} \right] \quad (\text{NDS 2018, 11.3.6})$$

Ecuación 25. Factor de acción grupal.

a) Numero de pasadores en fila n

La cantidad de pasadores propuestos, los cuales están sobre la línea de acción de la fuerza, son:

$$n = 2$$

b) Cálculo de R_{EA}

Para la determinación del valor de R_{EA} se selecciona el menor del resultante de las siguientes expresiones:

$$\frac{E_s A_s}{E_m A_m} \text{ o } \frac{E_m A_m}{E_s A_s}$$

Donde:

• Cálculo de $\frac{E_s A_s}{E_m A_m}$

$$\frac{E_s A_s}{E_m A_m} = \frac{(29,000,000 \text{ psi}) (2 \cdot 1/8 \text{ in} \cdot 8 \text{ in})}{(1,849,029 \text{ psi}) (5.91 \text{ in} \cdot 7.87 \text{ in})} = 0.67$$

• Cálculo de $\frac{E_m A_m}{E_s A_s}$

$$\frac{E_m A_m}{E_s A_s} = \frac{(1,849,029 \text{ psi}) (5.91 \text{ in} \cdot 7.87 \text{ in})}{(29,000,000 \text{ psi}) (2 \cdot 1/8 \text{ in} \cdot 8 \text{ in})} = 1.48$$

Se toma el valor menor, siendo:

$$R_{EA} = 0.67$$

c) Cálculo de m

$$m = u - \sqrt{u^2 - 1}$$

$$u = 1 + \gamma \frac{s}{2} \left[\frac{1}{E_m A_m} + \frac{1}{E_s A_s} \right]$$

$$\gamma = 270,000 D^{2.5} (\text{psi})$$

$$\gamma = 270,000 (0.5 \text{ in})^{2.5}$$

$$\gamma = 47,729.71 \text{ psi}$$

$$u = 1 + (47,729.71 \text{ psi}) \left(\frac{2 \text{ in}}{2} \right)$$

$$\left[\frac{1}{(1,849,029 \text{ psi}) (5.91 \text{ in} \cdot 7.87 \text{ in})} + \frac{1}{(29,000,000 \text{ psi}) (2 \cdot 1/8 \text{ in} \cdot 8 \text{ in})} \right]$$

$$u = 1.20$$

$$m = 1.20 - \sqrt{(1.20)^2 - 1}$$

$$m = 0.534$$

d) Cálculo del factor de acción grupal

$$C_g = \left[\frac{0.534(1-0.534^{2(2)})}{2[(1+(0.67)(0.534)^2)(1+0.534) - 1+(0.534)^{2(2)})} \right] \left[\frac{1+0.67}{1-0.534} \right]$$

$$C_g = 0.968$$

3.6.7.4. FACTOR DE GEOMETRIA

$$C_{\Delta} = \frac{\text{Distancia al borde de los pasadores}}{\text{Distancia mínima al borde para } C_{\Delta}} \quad (\text{NDS 2018, 12.5.1})$$

Donde para $C_{\Delta}=1$ en dirección perpendicular al grano equivale a 4D, por lo tanto:

$$C_{\Delta} = \frac{\text{Distancia al borde}}{4D}$$

$$C_{\Delta} = \frac{1 \text{ in}}{4(0.5 \text{ in})}$$

$$C_{\Delta} = 0.5$$

3.6.7.5. FACTOR DE FIBRA EXTREMA

C_{eg} = No aplica (NDS 2018, 12.5.2).

3.6.7.6. FACTOR DE DIAFRAGMA

C_{di} = No aplica (NDS 2018, 12.5.3).

3.6.7.7. FACTOR DE CLAVO DE PIE

C_{tn} = No aplica (NDS 2018, 12.5.4).

3.6.7.8. FACTOR DE EFECTO DEL TIEMPO

Dada la combinación de carga el factor es el siguiente:

Tabla 31. Factor de efecto del tiempo.

Table N3 Time Effect Factor, λ (LRFD Only)	
Load Combination²	λ
1.4D	0.6
1.2D + 1.6L + 0.5(L _r or S or R)	0.7 when L is from storage 0.8 when L is from occupancy 1.25 when L is from impact ¹
1.2D + 1.6(L _r or S or R) + (L or 0.5W)	0.8
1.2D + 1.0W + L + 0.5(L _r or S or R)	1.0
1.2D + 1.0E + L + 0.2S	1.0
0.9D + 1.0W	1.0
0.9D + 1.0E	1.0

Fuente: (NDS 2018).

$$\lambda = 1 \text{ (NDS 2018)}$$

3.6.7.9. RESUMEN DE LOS FACTORES DE AJUSTES PARA LAS CONEXIONES

Tabla 32. Resumen de los factores de ajuste para las conexiones.

Factor de ajuste	Valor
C _M	No aplica
C _T	No aplica
C _G	0.96
C _Δ	0.5
C _{EG}	No aplica
C _{DI}	No aplica
C _{TN}	No aplica
λ	1

Fuente: Elaboración propia.

3.6.8. RESISTENCIA LATERAL AJUSTADA

El valor de la resistencia lateral ajustada con los factores de ajuste correspondientes es el siguiente:

Tabla 33. Factores de ajuste para las conexiones.

Table 11.3.1 Applicability of Adjustment Factors for Connections														
	ASD Only	ASD and LRFD										LRFD Only		
		Load Duration Factor ¹	Wet Service Factor	Temperature Factor	Group Action Factor	Geometry Factor ³	Penetration Depth Factor ³	End Grain Factor ³	Metal Side Plate Factor ³	Diaphragm Factor ³	Toe-Nail Factor ³	Format Conversion Factor K_F	Resistance Factor ϕ	Time Effect Factor
Lateral Loads														
Dowel-type Fasteners (e.g. bolts, lag screws, wood screws, nails, spikes, drift bolts, & drift pins)	$Z' = Z \times$	C_D	C_M	C_t	C_g	C_A	-	C_{eg}	-	C_{di}	C_{in}	3.32	0.65	λ
Split Ring and Shear Plate Connectors	$P' = P \times$	C_D	C_M	C_t	C_g	C_A	C_d	-	C_{st}	-	-	3.32	0.65	λ
	$Q' = Q \times$	C_D	C_M	C_t	C_g	C_A	C_d	-	-	-	-	3.32	0.65	λ
Timber Rivets	$P' = P \times$	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	C_{st}^4	-	-	3.32	0.65	λ
	$Q' = Q \times$	C_D	C_M	C_t	-	C_A^5	-	-	C_{st}^4	-	-	3.32	0.65	λ
Spike Grids	$Z' = Z \times$	C_D	C_M	C_t	-	C_A	-	-	-	-	-	3.32	0.65	λ
Withdrawal Loads														
Nails, spikes, lag screws, wood screws, & drift pins	$W' = W \times$	C_D	C_M^2	C_t	-	-	-	C_{eg}	-	-	C_{in}	3.32	0.65	λ
Pull-Through														
Fasteners with Round Heads	$W_H' = W_H \times$	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	-	-	-	3.32	0.65	λ

Fuente: (NDS-2018).

$$Z' = (Z) (C_M) (C_t) (C_g) (C_{\square}) (C_{eg}) (C_{di}) (C_{tn}) (3.32) (0.65) (\lambda) \text{ (NDS-2018)}$$

Omitiendo los factores que no aplican, se simplifica la expresión de la siguiente forma:

$$Z' = (Z) (C_g) (C_A) (3.32) (0.65) (\lambda)$$

$$Z' = (1,649.049 \text{ LB}) (0.96) (0.5) (3.32) (0.65) (1)$$

$$Z' = 1,722.69 \text{ LB}$$

3.6.9. CHEQUEO DE LA RESISTENCIA EN LA CONEXIÓN

Para el chequeo de la resistencia solamente se comparan la fuerza en compresión del elemento con la resistencia lateral de la conexión de la siguiente manera:

$$Z' > P$$

Sustituyendo valores y teniendo en cuenta que aún no se ha determinado a cantidad de pernos a usar:

$$1,722.69 \text{ LB} < 3,508.432 \text{ LB}$$

La cantidad de pernos mínima a utilizar se obtiene al despejar la siguiente ecuación:

$$P_u = n Z'$$

$$n = \frac{P_u}{Z'}$$

Conociendo la fuerza en compresión del elemento y la resistencia lateral de la conexión, entonces el número de pernos a utilizar:

$$n = \frac{3,508.432 \text{ Lb}}{1,722.69 \text{ Lb}}$$

$$n = 2.04 \text{ pernos}$$

Tomando en cuenta la simetría de la conexión se propone utilizar 4 pernos de ½” en cada miembro. Para determinar que la conexión es adecuada se realiza nuevamente el chequeo de la resistencia con el número de pernos en cada miembro:

$$(1,722.69 \text{ LB} * 4) < 3,508.432 \text{ LB}$$

$$6,890.74 \text{ LB} < 3,508.432 \text{ LB}$$

La resistencia en la conexión cumple con la condición:

$$Z' > P$$

Por lo tanto, se considera como adecuada.

4

Capítulo

ÁNÁLISIS
ESTRUCTURAL

CAPITULO 4: ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En este capítulo se describe la primera fase del diseño de la estructura, tomando en cuenta las consideraciones establecidas en (RCN-07). A su vez, se genera el modelo estructural mediante el software ETABS, el procedimiento del cálculo de todas las fuerzas que se cargarán a los elementos estructurales y la forma que responde la vivienda ante tales fuerzas.

4.2. DETERMINACION DE LAS CARGAS DE ANÁLISIS

4.2.1. CARGA MUERTA

La carga muerta de la vivienda proviene del peso propio de los elementos, y la carga permanente proviene de los elementos no estructurales, estos pesos son tomados de las tablas 1A, y 2A (RNC-07).

4.2.1.1. PESO DE LA LÁMINA DE LA CUBIERTA DE TECHO

El anexo A, tabla 1A (RNC-07), contiene el peso para cubiertas de techo, en la vivienda se utilizará zinc corrugado calibre 26 con peso de 5.4 kg/m^2 .

4.2.1.2. PESO DE LAS PAREDES

En el anexo A, tabla 2A (RNC-07) contiene el peso de esqueleto de madera 2"x3" con Plycem 6mm ambas caras siendo de 16 kg/m^2 .

4.2.2. CARGA VIVA

Para determinar la carga viva de la vivienda, se utilizará lo descrito en el artículo 11 (RNC-07), Carga viva en techos y pisos livianos, inciso a) Techos livianos:

Para el caso de techos livianos de cubiertas onduladas (incluyendo la teja de barro), los elementos estructurales resistentes (tales como cuarterones de madera o perlines metálicos), podrán ser diseñados para los efectos que resulten de la superposición de una carga concentrada de 100 Kg. en la mitad del claro del miembro resistente, más una carga uniformemente distribuida de 10 Kg/ m². Para el caso de elementos estructurales principales (tales como cerchas, marcos y vigas principales) que soportan techos livianos de cubiertas onduladas, se considerará una carga concentrada de 200 Kg que se aplicará en la mitad del claro del elemento resistente, independientemente de la posición de la cumbrera cuando posee dos vertientes. Se adicionará una carga uniformemente distribuida de 10 Kg/m². Para efecto de sismo, la carga viva reducida a emplearse será de 10 Kg/m²

En el mismo reglamento en la tabla 1, Cargas vivas unitarias mínimas, según la ocupación de la estructura se define la carga viva máxima para viviendas, siendo de 200 kg/m².

4.3. CONDICIONES DE REGULARIDAD SEGÚN RNC-07

El Reglamento Nacional de la Construcción, en el art 17, establece que toda estructura deberá ser diseñada y construida, para resistir, las cargas sísmicas determinadas según los siguientes requerimientos:

a) Simetría en planta

La forma de la planta de la vivienda es un rectángulo, presenta simetría en columnas y vigas con respecto a sus ejes ortogonales, por lo tanto, cumple con esta condición.

b) Relación altura y dimensión

La altura máxima de la vivienda es de 3.73 metros y la dimensión menor en planta es de 7.55 metros.

$$\frac{H}{b} \leq 2.5 \text{ (RNC-07)}$$

$$\frac{3.73 \text{ m}}{7.55 \text{ m}} = 0.494 \text{ m} \leq 2.5$$

La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5, la vivienda cumple con esta condición.

c) Relación largo ancho

La dimensión más larga de la vivienda es de 11.68 metros y la más corta de 7.55 metros.

$$\frac{B}{b} \leq 2.5 \text{ (RNC-07)}$$

$$\frac{11.68 \text{ m}}{7.55 \text{ m}} = 1.55 \text{ m} \leq 2.5$$

La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5, la vivienda cumple con esta condición.

d) Entrantes y salientes en planta

En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente, por lo tanto, cumple con esta condición.

e) Presencia de sistema de techo o piso rígido o resistente

El modelo estructural de la vivienda cumple con esta condición dado a que está compuesto a base de uniones rígidas.

f) Aberturas en planta

No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.

La vivienda cumple con esta condición debido que no tiene aberturas en la cubierta de techo.

g) Regularidad del peso en elevación

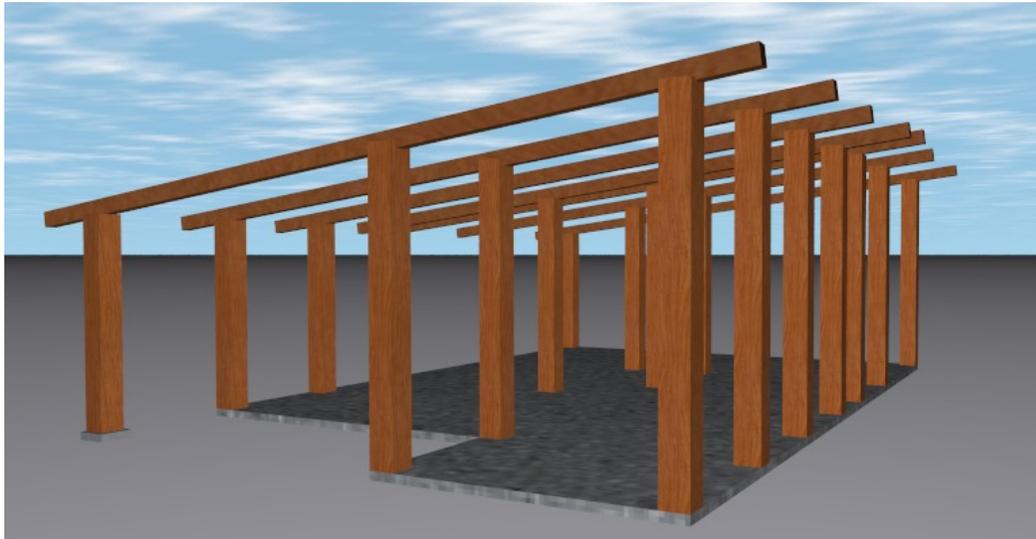
Esta condición especifica que el peso del nivel consecutivo superior a un nivel debe cumplir que

$$0.7 \leq \frac{W_n}{W_{n-1}} \leq 1.1 \text{ (RNC-07)}$$

$$0.7 \leq \frac{W_n}{W_{n-1}} \leq 1.1$$

La vivienda cuenta con un único nivel, y esta condición describe que el último nivel queda eximido de cumplir dicha condición, entonces la vivienda cumple con este requisito.

Figura 29. Sistema resistente de la vivienda.



Fuente: Elaboración propia.

h) Regularidad geométrica en elevación

Si A_n es el peso de un nivel y A_{n-1} el peso de piso inmediato inferior, debe cumplir que

$$0.7 \leq \frac{A_n}{A_{n-1}} \leq 1.1 \text{ (RNC-07)}$$

Se exime de este requisito el último piso de la construcción. Tomando en cuenta el análisis que se realizó para la condición del inciso anterior, la vivienda cumple con la actual condición.

i) Restricción lateral de las columnas

La vivienda cumple con esta condición debido a que las particiones exteriores de madera, el forro de plywood en las dos direcciones y el detalle de unión viga columna restringe el movimiento en las columnas.

j) Regularidad de rigidez en elevación

La vivienda cuenta únicamente con un nivel, esta condición no aplica.

k) Resistencia al corte

La vivienda cuenta únicamente con un nivel, esta condición no aplica.

l) Excentricidad torsional

Al igual que los últimos dos incisos, esta condición no aplica para la vivienda.

4.3.1. CUMPLIMIENTO DE LAS CONDICIONES DE REGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA

La vivienda cumple con todas las condiciones de regularidad del artículo 23 del (RNC-07), clasificándola como regular, por lo tanto, no debe corregirse el factor de reducción por ductilidad. Para poder visualizar de mejor manera que tan regular es la estructura en cuestión, se resumen las condiciones de regularidad definidas por el reglamento en la siguiente tabla:

Tabla 34. Cumplimiento de las condiciones de regularidad.

Condición	Cumplimiento
a	sí
b	sí
c	sí
d	sí
e	sí
f	sí
g	sí
h	sí
i	sí
j	N.A
k	N.A
l	N.A

Fuente: Elaboración propia.

4.4. CARACTERIZACIÓN SISMICA SEGÚN RNC-07

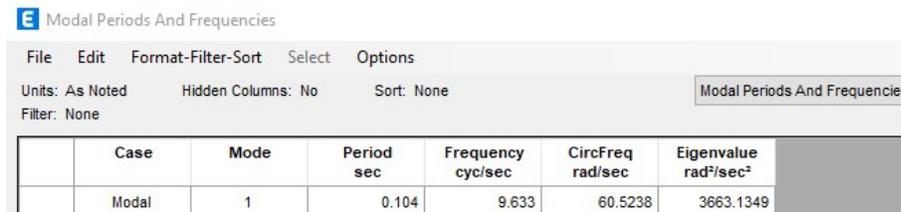
4.4.1. GRUPO

La estructura está destinada a uso residencial (vivienda), el Capítulo II, artículo 20 (RNC-07) la clasifica como una estructura perteneciente al grupo B.

4.4.2. FACTOR DE REDUCCION POR DUCTILIDAD

Al modelo de la estructura, con los elementos propuestos, se le aplicaron las cargas que se definen en el punto 6.2 y se realizó un análisis modal en el software ETABS para determinar el período de la estructura, siendo el siguiente:

Figura 30. Período de la estructura.



The screenshot shows the 'Modal Periods And Frequencies' window in ETABS. It contains a table with the following data:

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	0.104	9.633	60.5238	3663.1349

Fuente: Elaboración propia.

$$Q' = \begin{cases} Q & \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T > T_a \\ 1 + \frac{T}{T_a} & T \leq T_a \end{cases} \quad (\text{RNC-07}).$$

Ecuación 26. Factor por reduccion por ductilidad.

$$T = 0.104 \text{ s}$$

Dado a que se conoce el período de la estructura T , y que:

$$\begin{aligned} T &> T_a \\ 0.104 &> 0.1 \end{aligned}$$

El factor de reducción por ductilidad tendrá un valor

$$Q' = Q$$

Donde $Q = 1.5$ por ser una estructura cuya resistencia lateral es provista por marcos compuestos de columnas de madera, entonces

$$Q' = 1.5$$

Este valor es válido para cualquier dirección de la estructura.

4.4.3. FACTOR DE REDUCCIÓN POR SOBRE RESISTENCIA

El artículo 22 (RNC-07) establece que, la reducción por sobre resistencia está dada por el factor

$$\Omega = 2 \text{ (RNC-07).}$$

4.4.4. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN POR EL TIPO DE SUELO

La vivienda está ubicada en la ciudad de Managua, específicamente en el centro histórico, ubicado al norte de la Laguna de Tiscapa, y a orillas del Lago Xolotlán, colinda con varios barrios y zonas importantes de la ciudad.

Según el mapa de zonificación sísmica de Nicaragua (RNC-07, figura 2), se encuentra en la zona C. (Ver anexo 12)

Suponiendo un suelo tipo II, suelo firme. Según el artículo 25, tabla 2 (RNC-07) el factor de amplificación por tipo de suelo es

$$S = 1.5$$

El mapa de isoaceleraciones de Nicaragua establece el valor de a_0 , siendo para este caso, (Ver anexo 13)

$$a_0 = 0.31$$

4.4.5. MÁXIMA ACELERACIÓN ESPECTRAL, S_d

Para determinar este valor, se utilizaron las ecuaciones del inciso a, subtema II, artículo 27 (RNC-07) al igual que la figura 3, espectro de diseño para Nicaragua. El valor de S_d proviene del cálculo de la aceleración para diseño sísmico, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. El cálculo para las condiciones de la estructura analizada, debido a que el valor del período de la estructura se encuentra entre los valores T_a y T_b es el siguiente:

$$\begin{aligned}a &= S_d \\a &= S (2.7 a_0) \\a &= 1.5 (2.7 \times 0.31) \\a &= 1.256\end{aligned}$$

4.4.6. COEFICIENTE SISMICO, C

El (RNC-07) propone en dos artículos el cálculo del coeficiente sísmico. La primera propuesta contenida en el artículo 24, no toma en cuenta el valor del período de la estructura. La segunda propuesta descrita en el artículo 31, ecuación 13, utiliza el valor del período de la estructura, siendo esta última propuesta la que se usará para el cálculo del coeficiente sísmico

$$C = \frac{a}{\Omega Q'} \text{ (RNC - 07).}$$

Ecuación 27. Coeficiente de diseño sismo-resistente.

$$\begin{aligned}C &= \frac{1.256}{(2)(1.5)} \\C &= 0.4185\end{aligned}$$

4.5. JUSTIFICACIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS

El (RNC-07), título II, NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDO A SISMO, capítulo V, Arto. 30, elección del método, se establece los requisitos para la elección del método de análisis adecuado para el modelo de acuerdo con las características de la estructura. La determinación de la carga sísmica se realizará bajo el método estático equivalente (inciso b), debido a que la vivienda está definida como una estructura regular y no supera los 40 metros de altura.

4.6. DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS SISMICAS CORTANTES

Según el inciso b, artículo 32 (RNC-07): “Opcionalmente pueden adaptarse fuerzas sísmicas menores que las calculadas según el artículo anterior, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del período fundamental de vibración de la estructura”. Para la vivienda, con ayuda del software ETABS, se determinó el período fundamental.

Para determinar las fuerzas sísmicas que se aplicará al modelo de la vivienda para su análisis, se utilizará la ecuación 13 del artículo 32,

$$FS_i = \frac{a}{\Omega Q'} W_i H_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i H_i} \text{ (RNC-07)}$$

O

$$FS_i = C_x (W_i H_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i H_i}) \text{ (RNC-07)}$$

Ecuación 28. Fuerza de sismo lateral reducido.

Debido a que la estructura en análisis únicamente posee un nivel la ecuación se convierte en

$$FS_i = C_x W$$

Donde:

FS_i = Fuerza lateral actuante en el i-ésimo nivel.

C = Coeficiente sísmico.

W = Peso de la masa.

4.6.1. PESO DE LA ESTRUCTURA

El peso propio de los elementos de la estructura se presenta en la siguiente tabla, sabiendo que la densidad de la madera de pino, según la tabla 5A del anexo A18 (RNC-07) es de 660 kg/m³.

Tabla 35. Peso propio de la estructura.

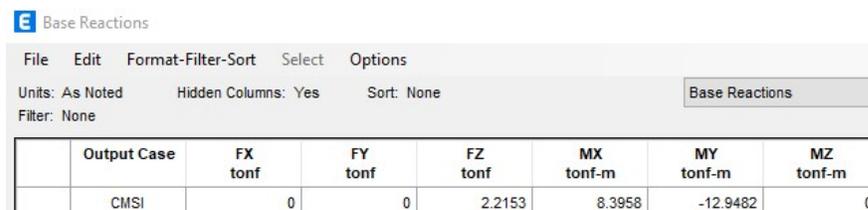
Elemento	Sección (m)	Longitud (m)	Peso (kg)
Vigas	0.15 x 0.20	9.6	190.08
Columnas	0.35x0.35	4.55	7,725.22
Largueros	0.075x0.15	11.86	88.0605
Peso propio de la estructura			8,003.36

Fuente: Elaboración propia.

El dato de la sobrecarga permanente de la estructura se determinó con ayuda de ETABS. Para esto se creó un caso de carga denominado CMSI, en el que se incluyeron únicamente las sobrecargas permanentes definidas.

Se realizó un análisis al modelo con el caso de carga y se obtuvieron los datos de las reacciones en los apoyos de las columnas que se presentan en la siguiente tabla de los resultados arrojados por el software:

Figura 31. Reacción en las columnas por el caso de carga CMSI.



Output Case	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
CMSI	0	0	2.2153	8.3958	-12.9482	0

Fuente: Elaboración propia.

Sabiendo que la fuerza Z es la reacción vertical, se obtiene que:

$$CM = [(2.215 \text{ Ton}) (1,000 \text{ Kg})]$$

$$CM = 2,215.3 \text{ Kg}$$

Siguiendo el mismo procedimiento anterior, esta vez para el caso de carga VIVA, en el que se tomaron en cuenta las cargas definidas, se obtiene lo siguiente:

Figura 32. Reacción en las columnas por el caso de carga CV.

E Base Reactions							
File Edit Format-Filter-Sort Select Options							
Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: None Base Reactions							
Filter: None							
	Output Case	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
	Live	0	0	0.8861	3.3583	-5.1793	0

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto; la carga debido a la carga viva presente en la estructura es de:

$$CV = [(0.8861 \text{ Ton}) (1,000 \text{ Kg})]$$

$$CV = 886.1 \text{ Kg}$$

El peso para usarse en el cálculo de la fuerza lateral resulta ser:

$$W = \text{PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA} + CM + CV$$

$$W = 8,003.36 \text{ Kg} + 2,215.3 \text{ Kg} + 886.1 \text{ Kg}$$

$$W = 11,104.76 \text{ Kg}$$

4.6.2. CÁLCULO DE LA FUERZA LATERAL

Los datos para el cálculo de la fuerza sísmica son los siguientes:

$$C = 0.4185$$

$$W = 11,104.76 \text{ Kg}$$

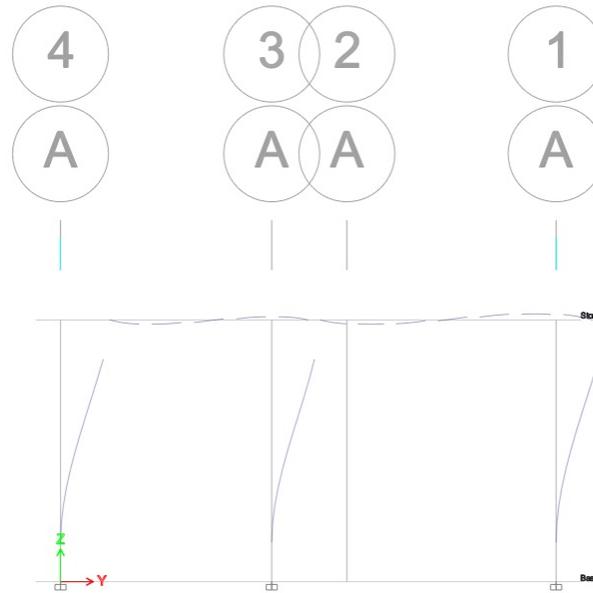
Donde obtenemos:

$$FS_i = C_x W$$

$$FS_i = (0.4185)(11,104.76 \text{ kg})$$

$$FS_i = 4,647.34 \text{ Kg}$$

Figura 33. Comportamiento del modelo en caso de carga sismo.



Fuente: Elaboración propia.

4.7. REVISIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS

La revisión de los desplazamientos de la vivienda se realizará únicamente por uno de los estados límites que propone (RNC-07): el estado límite de colapso. Lo anterior, debido a que el método de diseño utilizado le corresponde a este estado límite. Por lo tanto, los desplazamientos máximos que resulten del análisis con las combinaciones de carga propias del del LRFD se revisarán con las disposiciones del estado límite de colapso.

Del análisis computacional realizado en ETABS, se obtuvieron los siguientes desplazamientos laterales para la estructura.

Figura 34. Desplazamiento lateral del modelo.

Story	Elevation m	Location	X-Dir mm	Y-Dir mm
Story1	4	Top	0.002	0.003
Base	0	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia.

4.7.1. REVISIÓN DEL DESPLAZAMIENTO LATERAL

- Desplazamiento en estado límite de servicio

A como se menciona en el Arto.34, inciso a), acápite b (RNC-07): si se ha utilizado el método estático tomando en cuenta el efecto del periodo estructural, los desplazamientos serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor $Q'\Omega/2.5$ siendo este de la siguiente manera:

$$\Delta_{\text{servicio}} = \frac{\Delta Q' \Omega}{2.5} \text{ (RNC-07)}$$

Ecuación 29. Desplazamiento en estado límite de servicio.

Tomando en consideración todos los factores necesarios y sustituyendo valores se tiene lo siguiente:

$$\Delta_{\text{servicio}} = \frac{(0.001 \text{ m}) (1.5) (2)}{2.5}$$

$$\Delta_{\text{servicio}} = 0.001 \text{ m}$$

Para la limitación de danos a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos (calculado mediante el Arto.34 inciso a), no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes siendo esto expresado de la siguiente manera:

$$\frac{\Delta_{\text{servicio}}}{H} < 0.004$$

Sustituyendo valores se tiene lo siguiente:

$$\frac{0.001 \text{ m}}{3.73 \text{ m}} < 0.004$$

0.0003 < 0.004 ∴ Cumple ante las distorsiones máximas permitidas

- Desplazamiento en estado límite de colapso

Como se menciona en el Arto.34 inciso b (RNC-07): si se ha utilizado el método estático tomando en cuenta el efecto del periodo estructural tal como se prevé en el Arto.32 inciso b), los desplazamientos en este caso serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicados por el factor $Q\Omega$ siendo este de la siguiente manera:

$$\Delta_{\text{colapso}} = \Delta Q \Omega \text{ (RNC-07)}$$

Ecuación 30. Desplazamiento en estado límite de colapso.

Tomando en consideración todos los factores necesarios y sustituyendo valores se tiene lo siguiente:

$$\Delta_{\text{colapso}} = (0.001 \text{ m}) (1.5) (2)$$

$$\Delta_{\text{colapso}} = 0.003 \text{ m}$$

Para seguridad contra colapso las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos (calculado mediante el Arto 43. Inciso b), divididas por las diferencias de elevaciones correspondientes, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la tabla 4 para los distintos sistemas estructurales.

Al no tener un valor definido para las distorsiones máximas permitidas en la tabla 4 para estructuras de madera se utilizará las tablas que dispone el ASCE 7 donde primeramente se utiliza la tabla 1-1 (sección 1.8 del ASCE 7) que dispone de la categoría de ocupación que tiene la estructura en nuestro caso se clasifica en tipo II (al ser para uso habitacional), una vez determinado la categoría se utiliza la tabla 12.12-1 (sección 12.11 del ASCE 7) que dispone de las distorsiones máximas

permitidas por tipo de estructura y ocupación teniendo así un valor máximo de 0.02 expresando esto de la siguiente forma:

$$\frac{\Delta_{\text{colapso}}}{H} < 0.02$$

Sustituyendo valores se tiene

$$\frac{0.003 \text{ m}}{3.73 \text{ m}} < 0.02$$

$0.0008 < 0.02 \therefore$ Cumple ante las distorsiones máximas permitidas

4.7.2. EFECTO DE SEGUNDO ORDEN

Los efectos de segundo orden pueden tener un impacto significativo en el diseño y la construcción de estructuras, por lo tanto, es importante considerar los efectos de segundo orden al diseñar estructuras que estén sujetas a cargas laterales o gravitatorias significativas.

- Efecto P-delta

Para la verificación de la estructura en este caso se estipula en el Arto.32 inciso e, (RNC-07) que estos efectos pueden despreciarse en los entrepisos en los que se cumplen la siguiente condición:

$$\frac{\Delta}{H} \leq 0.08 \frac{V}{P_y}$$

Donde:

V= Fsi al tener una estructura de un solo nivel

Sustituyendo valores se tiene lo siguiente:

$$\frac{0.003 \text{ m}}{3.73 \text{ m}} \leq 0.08 \left(\frac{4,647.34 \text{ kg}}{11,104.76 \text{ kg}} \right)$$

$0.0008 \leq 0.42 \therefore$ Se cumple y se ignora este efecto en la estructura

4.8. CARGAS POR VIENTO

4.8.1. CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Se realiza la clasificación de la estructura sabiendo que estas se pueden clasificar en cuatro tipos según lo definido en el Arto.45 (RNC-07) para lo cual se determina de la siguiente forma:

$$\text{Relación } h/b = \frac{h}{b_{\text{menor}}}$$

$$\text{Relación } h/b = \frac{3.73 \text{ m}}{7.5 \text{ m}}$$

$$\text{Relación } h/b = 0.49 < 5$$

La relación h/b es menor que 5 por lo tanto la estructura es tipo 1 y comprende a una estructura poco sensible a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento, por lo que para su análisis se puede emplear el método estático.

4.8.2. DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD DE DISEÑO

Para el cálculo de la velocidad de diseño se utiliza la siguiente ecuación del Arto.49 (RNC-07) mostrada a continuación:

$$V_D = F_{TR} F_{\alpha} V_R \text{ (RNC-07)}$$

Ecuación 31. Velocidad de diseño.

Para la cual debemos determinar:

- Velocidad Regional

La estructura se clasifica en el grupo B siendo estas las estructuras de normal importancia (inciso b, Arto.20 RNC-07) ubicada en el departamento de Managua, zona 1 según el mapa de zonificación eólica de Nicaragua para análisis por viento

(Figura 7, Arto 50 RNC-07), por lo que su periodo de retorno será de 50 años por lo tanto se utiliza la tabla 5 del Arto.50 del (RNC-07) y se toma el siguiente valor para la velocidad regional:

$$V_R = 30 \text{ m/s}$$

- Factor de variación de altura

La estructura cuenta con una altura de 3.75 metros, por lo que se aplica la primera condición del reglamento en el Arto 51 (RNC-07), cuando el nivel de altura no es mayor de los 10 metros, por lo que el valor es el siguiente:

$$F_\alpha = 1$$

- Factor correctivo por topografía y rugosidad

Según las condiciones topográficas de la zona ubicada en Managua (al norte de la Laguna de Tiscapa, y a orillas del Lago Xolotlán), presenta una forma plana ubicándose con una topografía tipo T3 (Figura 8, Arto.53 del RNC-07) y con un terreno tipo R4 (Figura 6, Arto.50 del RNC-07) por lo que el factor de topografía y rugosidad es el siguiente:

$$F_{TR} = 0.82 \text{ (RNC-07, Arto 54 Tabla 7).}$$

Conociendo todos los datos para la determinación de la velocidad de diseño, se procede a sustituir valores y se tiene lo siguiente:

$$\begin{aligned} V_D &= F_{TR} F_\alpha V_R \\ V_D &= (0.82)(1)(30 \frac{\text{m}}{\text{s}}) \\ V_D &= 26.4 \text{ m/s} \end{aligned}$$

4.8.3. DETERMINACIÓN DE LA PRESIÓN DE DISEÑO

Para el cálculo de la presión de diseño se hace uso de la siguiente ecuación del Arto.54 (RNC-07) para la cual se necesitan de datos obtenidos anteriormente,

también de los coeficientes de presión, los cuales dependen de la forma de la vivienda:

$$p_z = 0.0479C_p V_D^2 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

- Coeficiente de presión

Para la determinación de los coeficientes de presión del Arto.54 (RNC-07) se toma en consideración que estos dependen de la geometría de la vivienda, en este caso, se tiene techo inclinado a un agua y por lo tanto se hará uso del factor para este lado del techo (lado de barlovento) a como se muestra a continuación:

Lado de Barlovento

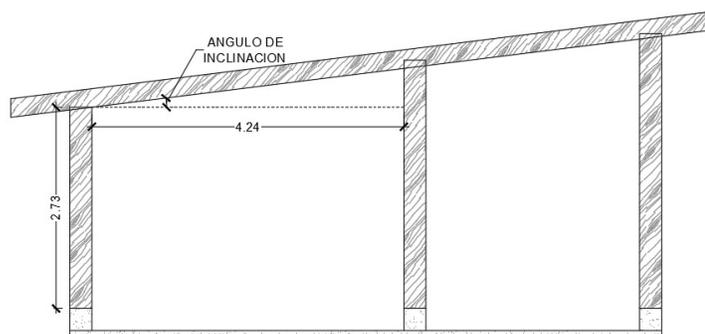
$$C_p = -0.8 < 0.04\theta - 1.6 < 1.8 \text{ (RNC-07, Arto 54, Tabla 8)}$$

Donde

- Cálculo del ángulo de la inclinación del techo

Para la determinación del ángulo de inclinación se utilizan las razones trigonométricas básicas, tomando en cuenta los datos de las dimensiones mostradas en la siguiente figura:

Figura 35. Ángulo de inclinación del techo



Fuente: Elaboración propia.

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\text{cateto opuesto}}{\text{cateto adyacente}} \right)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{0.53 \text{ m}}{4.24 \text{ m}} \right)$$

$$\theta = 7.12^\circ$$

- Cálculo del coeficiente de presión

Teniendo en cuenta el valor del ángulo de inclinación del techo, el valor del coeficiente de presión estaría dado de la siguiente manera:

$$C_p = -0.8 < 0.04\theta - 1.6 < 1.8$$

$$C_p = -0.8 < 0.04(7.12) - 1.6 < 1.8$$

$$C_p = -0.8 < 0.285 - 1.6 < 1.8$$

$$C_p = -0.8 < 1.315 < 1.8$$

$$C_p = -0.8$$

- Cálculo de las presiones de diseño

Teniendo todos los coeficientes necesarios para el cálculo de la presión de diseño se procede a calcular el valor barlovento, obteniéndose así lo siguiente:

$$p_z = 0.0479 C_p V_D^2 \text{ kg/m}^2$$

$$p_z = 0.0479(-0.8)(24.6 \text{ m/s})^2$$

$$p_z = -23.187 \text{ kg/m}^2$$

5. CONCLUSIONES

Finalizando el diseño de la propuesta de la vivienda de madera para el casco central de Managua, concluimos que:

Se llevó a cabo un análisis estructural conforme al (RNC-07). La evaluación de las condiciones de regularidad reveló que la estructura es regular, sin discontinuidades significativas horizontales o verticales que pudieran afectar la distribución de las cargas laterales. Así, se ha cumplido con los requisitos necesarios para las acciones de carga de diseño aplicadas.

Para el análisis sísmico, se empleó el método estático equivalente para determinar la fuerza sísmica lateral. Se calculó por medio del software ETABS el periodo fundamental de vibración de la estructura, que resultó ser de 0.104 segundos. Con esta información, se realizó la verificación de los desplazamientos y del efecto p-delta (efecto de segundo orden), cumpliendo así con los requisitos para evitar el colapso y los efectos asociados.

El diseño de los elementos estructurales de madera se realizó de acuerdo con las disposiciones establecidas en la (NDS-2018), utilizando el método de resistencia. Los resultados obtenidos indicaron que, las columnas, con dimensiones de 35 cm x 35 cm, y la viga principal, de 15 cm x 20 cm, cumplieron con todos los requisitos de resistencia necesarios. Los elementos estructurales demostraron capacidad adecuada para soportar los esfuerzos de flexión, cortante y compresión, incluso bajo las combinaciones de cargas más críticas a las que está expuesta la estructura.

Por otro lado, el diseño de las conexiones mecánicas de los elementos de madera, conforme a la (NDS-2018), ha demostrado ser adecuado. La utilización de pernos de $\frac{1}{2}$ " y placas de acero de $\frac{1}{4}$ " en ambas caras de los elementos, generando un

efecto de doble cortante, asegura que las conexiones pueden soportar las fuerzas aplicadas y proporcionan una resistencia lateral efectiva.

En resumen, el análisis y diseño realizados aseguran que la estructura y sus conexiones cumplen con los estándares de seguridad y funcionalidad requeridos, lo que garantiza su desempeño adecuado bajo las condiciones especificadas.

6. RECOMENDACIONES

Para obtener resultados óptimos en el diseño, construcción y ejecución de un proyecto de viviendas de madera en el centro urbano de Managua, se proponen las siguientes recomendaciones:

- **Diseño de Cimentaciones:**

Realizar un estudio de suelos en el centro urbano de Managua para obtener datos precisos y establecer un diseño de cimentaciones adecuado.

- **Impacto Ambiental y Eficiencia Energética:**

Evaluar el impacto ambiental y la eficiencia energética de las viviendas de madera diseñadas bajo las normativas necesarias, en comparación con otros materiales de construcción.

- **Innovación en Materiales de Madera:**

Investigar y proponer el uso de nuevas variedades de madera o productos madereros innovadores que cumplan con los estándares de la NDS 2018. Evaluar cómo estas innovaciones podrían mejorar la resistencia, durabilidad o sostenibilidad del diseño.

- **Educación y Concientización:**

Proponer estrategias educativas y de concientización dirigidas a profesionales de la construcción, arquitectos y comunidades locales sobre los beneficios y las mejores prácticas en el diseño estructural de viviendas de madera conforme a las disposiciones establecidas en el Reglamento Nacional de la Construcción y la NDS.

Estas recomendaciones buscan explorar aspectos específicos y áreas de mejora en el diseño estructural de viviendas de madera. Cada enfoque contribuirá al avance del conocimiento y la eficiencia en este campo específico en la carrera de Ingeniería Civil.

7. BIBLIOGRAFIA

- INEC. (2003). *Características del Departamento de Managua*. From <https://www.inide.gob.ni/atlas/caracteristicasdep/Managua.htm>
- INETER. (2005). *Microzonificación de Managua*. From <https://webserver2.ineter.gob.ni/geofisica/sis/proyectos/micromana/3-geologia-resx.htm>
- Bautista Lara, J. (2008). *La urbanización de Managua: el terremoto de 1972*. Managua : PAVSA.
- Prensa, L. (2014, Abril 13). Gobierno reparará 2,354 casas afectadas por terremotos. *La Prensa*.
- Prensa, L. (2014, mayo 9). Desaparecerán Obras Representativas.
- Torroja, E. (1960). *Razón y ser de los tipos estructurales*. Madrid: Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento .
- Robles Fernández-Villegas, F., & Echenique Manrique, R. (1983). *Estructuras de Madera*. México D.F.: LIMUSA.
- INAFOR, I. N. (2017). *Uso del Inventario Forestal, Registro de Planes del Manejo Forestal y estadísticas de reforestación para evaluar el estado de conservación de 3 especies forestales: Caoba, Cedro y Pochote bajo la Ley de Veda Forestal de Nicaragua*. Managua.
- Ramsey, C. G. (2003). *Las Dimensiones de la Arquitectura*. Mexico D.F.: LIMUSA.
- Hileras, C. (2018). *Feim*. From Impulsamadera: <http://www.feim.org>
- Buen López, O. (1990). *Estructuras de acero. Comportamiento y diseño*. . México D.F : LIMUSA.
- La madera y sus derivados*. (2013). From España, Oxford University Press: <http://www.oupe.es/es/Secundaria/>
- Reed, D. (1977). *From Tree to Beam*.
- Proholz, A. (2013). Madera aserrada para uso estructural. *Canales Sectoriales*.
- Rivera, I. A. (2017). Sistemas Estructurales en Madera: Aproximación General. *Revista M&M*, 29-34.
- Salazar Alvarado, V. (2014). *Vivienda con estructura de madera en la ciudad de Guayaquil*. Samborondón.
- Letón, S. L. (2015, Octubre 10). El milagro de las casas de madera . *El País* .
- Managua, La capital que descansa junto al Lago Xolotlán*. (n.d.). From <https://www.visitcentroamerica.com/visitar/managua/>

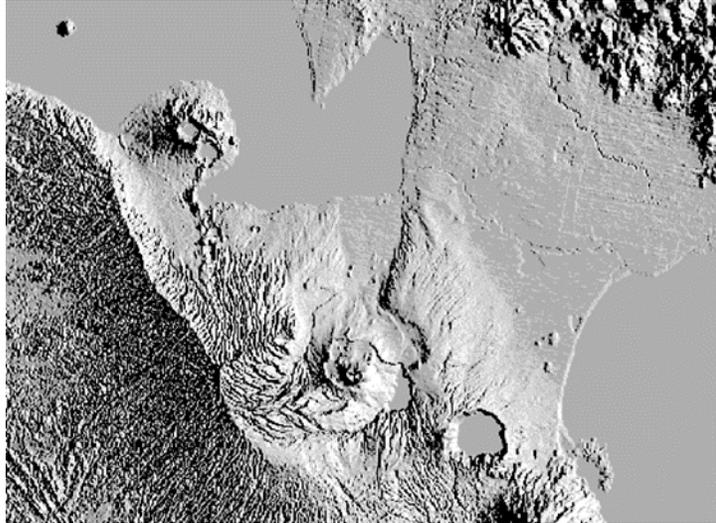
- Nicaragua inicia la jornada nacional de reforestación.* (2019, mayo 31). From HISPANTV Nexo Latino : <https://www.hispantv.com/noticias/nicaragua/429733/reforestacion-plantacion-arboles-calentamiento-global>
- Terremoto de Managua cumplió 31 años ¿Cuándo podrá ocurrir el próximo? (2000, diciembre 31). *La Estrella de Nicaragua*, p. 16.
- Vivienda: algunos pequeños grandes pasos.* (1988). From <https://www.envio.org.ni/articulo/565>
- (INAFOR), I. N. (2008). *Análisis de la situación del Sector Forestal de Nicaragua* . From <http://www.marena.gob.ni/Enderedd/wp-content/uploads/Docs/Documentos%20Tecnicos/Analisis%20%20Sector%20Forestal%20Nic%20Inafor.pdf>
- (INAFOR), I. N. (1992). *Plan de Acción Forestal de Nicaragua 1992*. Managua.
- (INAFOR), I. N., & (MAGFOR), M. A. (2007-2008). *Resultados del Inventario Nacional Forestal*. Managua.
- Arcia, M. E. (2012, octubre 8). *Impacto Ambiental del uso de la Madera en la Construcción*. From Casas Ecológicas: <http://icasasecologicas.com/impacto-ambiental-del-uso-de-la-madera-en-la-construccion/>
- Calleros, H. (2012). *Tecnología de la Madera*. From <http://sites.google.com>
- De Llano Moya, J., Gonzalez, B., Llinares, M., & Villagrà, C. (2010). *Guia de Construir con Madera* . Madrid: CcM.
- Duarte, E., INAFOR, & MAGFOR. (1998). *Breve Descripción de los Recursos Forestales en Nicaragua* . From <http://www.fao.org/3/ad102s/AD102S13.htm>
- FEIM. (n.d.). *Ventajas del uso de la madera*. From <http://www.feim.org>
- Humboldt, C. (2008, julio). *Sistema Productivo Forestal y Productos de Madera*. From http://simas.org.ni/media/Sistema_Productivo_Forest_Madera.pdf
- Managua, A. d. (2014). *Síntesis del Plan de Revitalización del Centro Tradicional y Patrimonial de Managua*. Managua.
- Marín Palma, A. (n.d.). *Portal Universidad de Alcalá*. From Aplicaciones Estructurales de la Madera: <http://portal.uah.es>
- México, A. P. (2017). *Normas Técnicas Complementarias* . México D.F. .
- MTI. (2007). *Reglamento Nacional de la Construcción*. Managua.
- Ortega B, V. M. (1999). *Problemática Forestal en Nicaragua* . Managua: Repositorio UCA .
- Williams, S. R. (2005). *Handbook of Wood Chemistry and Wood Composites*. Madison.
- Terán, J. F. (n.d.). *Nuestro próximo terremoto* . From <https://www.temasnicas.net/terremoto.pdf>

- Taraborelli, C., Spavento, E., & Keil, G. (2017). *Efecto del Intemperismo sobre la Madera*. La Plata.
- Strauch, W. (2000). *Estudio de la Microzonificación Sísmica de Managua*. Managua : INETER.
- Ruiz Ulloa, C., & Hernández López, M. (2018). *Sector Forestal e Inversión Pública, Período 2014-2016*. From <http://repositorio.unan.edu.ni/8659/1/18748.pdf>
- Ros, J. (2017). *Por qué las construcciones de madera son mas resistentes en un terremoto*. From <http://www.arquima.net>
- Engineers, A. S. (1995). *American Forest & Paper Association (Norma para el diseño de construcciones de madera mediante el metodo de factores de carga y resistencia)*.
- Sequeira, A. (2015). *Diseño Estructural de una Nave Industrial en madera para el Taller-Escuela del Programa Institucional de Madera* . Managua .
- NDS, A. W. (2018). *National Desing Specification. Design Values for Wood Construction. 2018 Edition*. Leesburg, VA.
- Kassimali, A. (2015). *Analisis Estructural*.
- Meli, R. (2002). *Diseño Estructural*.
- Teresa Maria Suirezs, G. B. (2009). *Descripciones de las propiedades físicas y mecánicas de la madera*.
- Suirezs, T. M., & Berger, G. (2009). *Descripciones de las propiedades físicas y mecánicas de la madera*.
- Askeland, D. (1998). *Ciencia e ingeniería de los materiales*.
- Ortega Garcia, J. E. (2016). *Diseño de estructuras de concreto armado*.
- American Society of Civil Engineers & Structural Engineers Institute. (2016). *Manual de diseño estructural*.
- Garcia, J. (2021). *Estructuras en madera, nociones basicas*.
- Arriaga, F., & Iñiguez, G. (n.d.). *Diseño y calculo de uniones en estructuras de madera*.
- NEVADO, M. A. (1999). *DISEÑO ESTRUCTURAL EN MADERA*. MADRID: AITIM.

ANEXOS

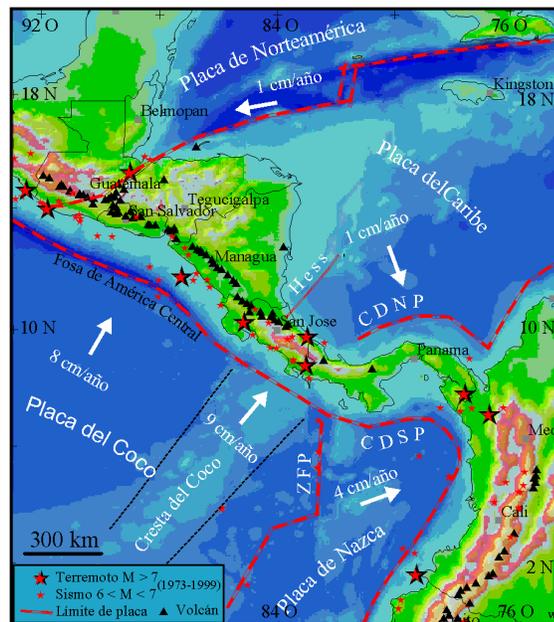
ANEXO A: FIGURAS Y TABLAS CONSULTADAS

Anexo A1. Modelo de terreno del área de Managua y sus alrededores.



Fuente: Geofísica, INETER (2002).

Anexo A2. Ambiente tectónico de Nicaragua.



Fuente: INETER (2005).

Anexo A3. Terremoto de Managua, 1972.



Fuente: Archivo Fotográfico, La Prensa.

Anexo A4. Materiales almacenables.

A. ROCAS	Kg/m ³	C. MATERIALES DIVERSOS	Kg/m ³
Arenisca	2600	Alquitrán	1200
Arenisca porosa y caliza porosa	2400	Asfalto	1300
Basalto, diorita	3000	Caucho en plancha	1700
Calizas compactas y mármoles	2800	Papel	1100
Granito, sienita, diabasa, pórfido	2800	Plástico en plancha	2100
Gneis	3000	Vidrio plano	2600
Mármol	2700		
Pizarra	2800	D. METALES	
B. MADERAS		Acero	7850
Pochote	530	Hierro dulce	7800
Pino Costeño	801	Fundición	7250
Pino Ocote	660	Aluminio	2750
Genizaro	513	Plomo	11400
Cedro Macho	615	Cobre	8900
Cedro Real	481	Bronce	8500
Laurel hembra	561	Zinc	6900
	Kg/m ³		Kg/m ³
Almendro	770	Estaño	7400
Bálsamo	960	Latón	8500
Roble	745	Mercurio	13600
Caoba	500	Níquel	9000
Cortez	960		
Guayabo	738	E. OTROS	
Guayacán	1240	Vidrios	2500
Laurel	565	Concreto asfáltico	2400
Comenegro	950	Concreto estructural	2400
Guapinol	930	Mortero	2200
Níspero	1010	Losetas	2400
Madero Negro	960	Cartón bituminado	600
Mora	920	Asbesto – cemento	2500
Melón	930	Leña	600
Nambar	1100	Tierra	1600

Fuente: (RNC-07, Anexo A, tabla 5A).

Anexo A5. Cubiertas de techo (incluye material de fijación).

CONCEPTO	PESO (kg/m²)
Zinc corrugado calibre 28	3.6
Zinc corrugado calibre 26	5.4
Zinc corrugado calibre 24	6.1
Asbesto cemento 5 mm tipo Tejalita	9
Asbesto Cemento o Fibrocemento, lámina ondulada 6 mm	18
Asbesto cemento autoportante tipo Canaleta	19
Autoportante tipo maxiplac	15
Teja de barro tipo española nacional, saturada. Nota: en techo de teja deberá añadirse 35 kg/m en líneas de cumbrera y de limatesas	50
Cartón asfáltico de 3 capas	35

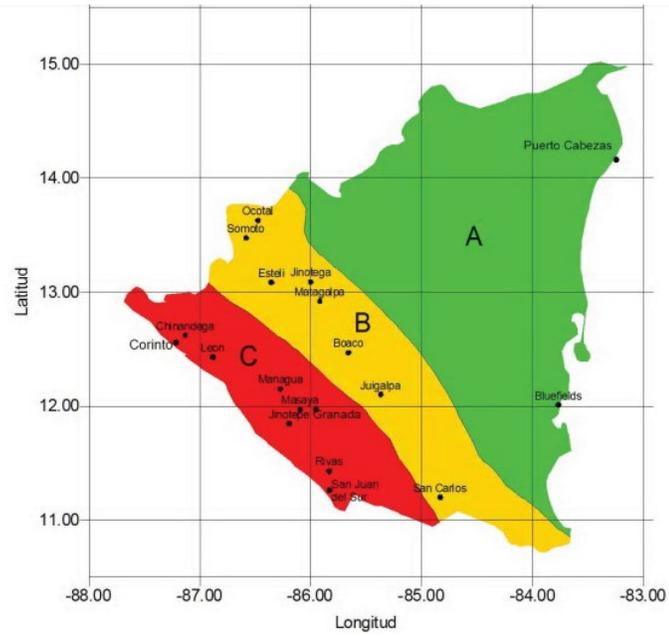
Fuente: (RNC-07, Anexo A, tabla 1A).

Anexo A6. Paredes.

CONCEPTO	PESO (kg/m²)
Planchetas para paredes prefabricadas, área visible, sin viga corona	110
Bloque decorativo de concreto	117
Lámina Troquelada con estructura de perlines	6
Estructura metálica con Durock en una cara y yeso en interiores	23
Esqueleto madera 2" x 3" con Plywood ¼" ambas caras	10
Esqueleto madera 2" x 3" con Plycem 6 mm ambas caras	16
Bloque de cemento de 10 x 20 x 40	140
Bloque de cemento de 15 x 20 x 40	200
Bloque de cemento de 20 x 20 x 40	228
Mampostería Reforzada Bloque de cemento de 15 x 20 x 40	260
Mampostería Reforzada Bloque de cemento de 20 x 20 x 40	300
Paneles de doble electromalla de acero con núcleo de poroplast (2.5 de repello ambas caras)	150
Bloque sólido de barro de 5.6 cmx20.3 cmx10.5 cm	172
Bloque sólido de barro de 5.2 cmx25.3 cmx13.3 cm	210
Bloque sólido de barro de 5.8 cmx29.8 cmx15.2 cm	255
Piedra Cantera 15x40x60	255
Ventanas de Paletas de vidrio con Estructura de aluminio	20
Ventanas de Vidrio Fijo con Estructura de Aluminio	35

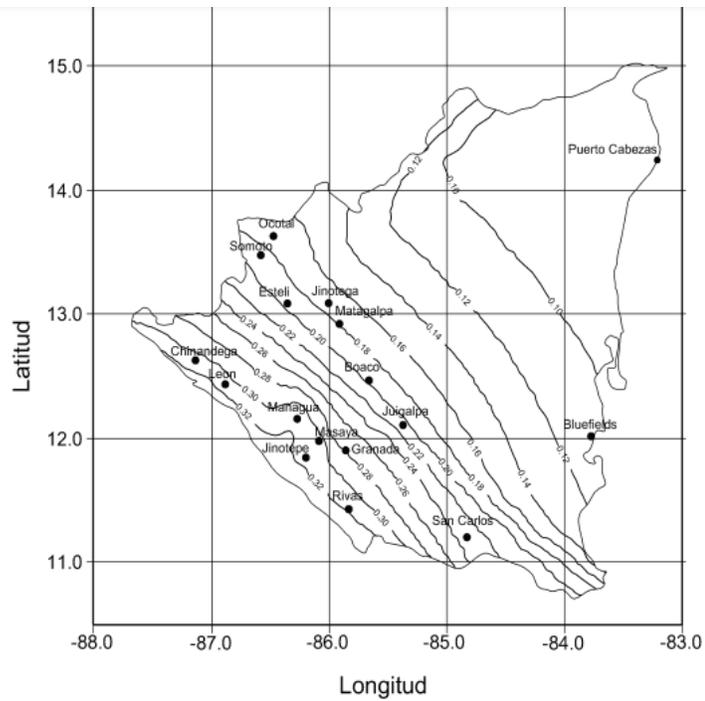
Fuente: RNC-07, Anexo A, tabla 4A.

Anexo A7. Zonificación sísmica de Nicaragua.



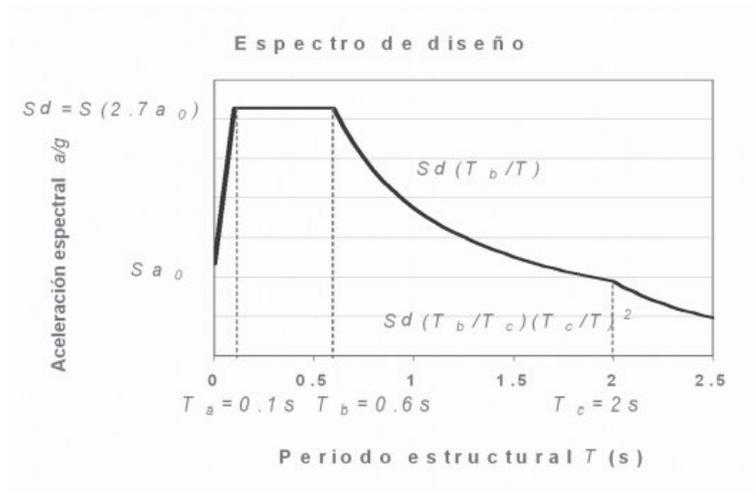
Fuente: (RNC-07, figura 2).

Anexo A8. Mapa de Isoaceleraciones.



Fuente: (RNC-07, Anexo C).

Anexo A9. Espectro de diseño para Nicaragua.



Fuente: (RNC-07, figura 3).

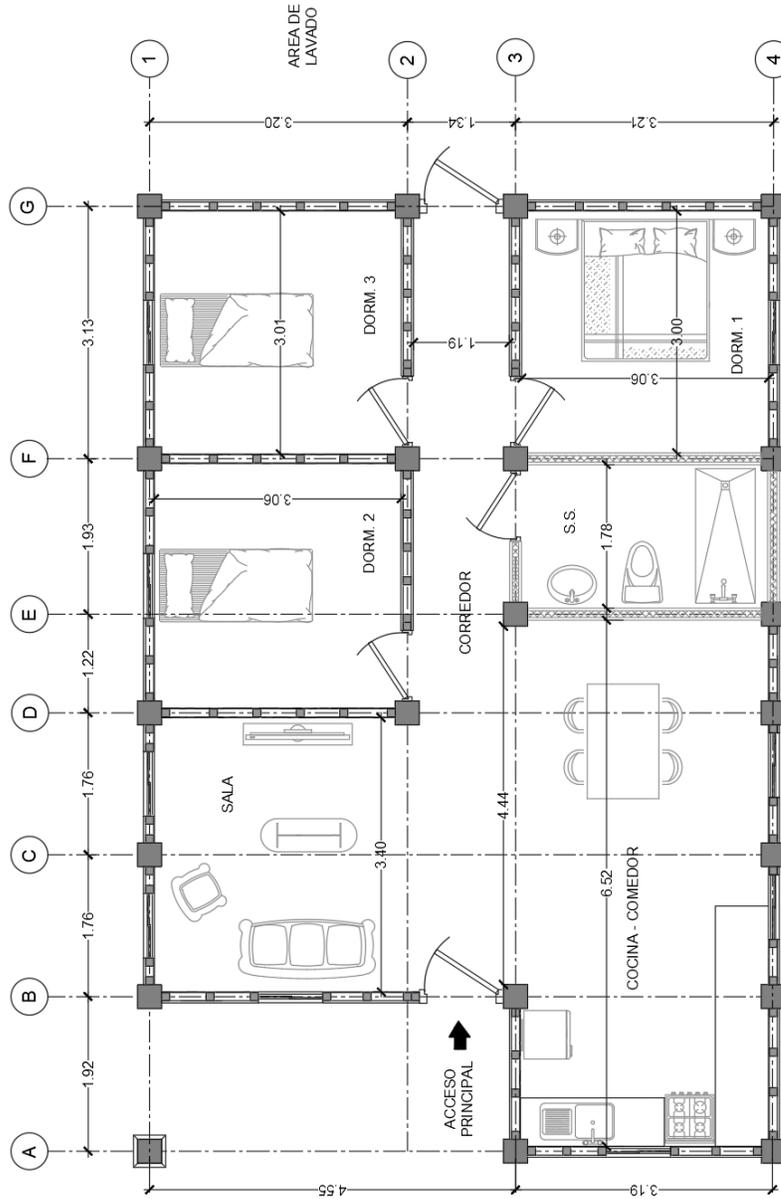
Anexo A10. Presión Máxima Permisible del Suelo.

Presión máxima permisible del suelo		
Tipo de material	Unidades de EUA (klb/pie ²)	Unidades SI (kN/m ²)
Roca	20% de la resistencia última al aplastamiento	20% de la resistencia última al aplastamiento
Arena gruesa compacta, arena fina compacta, arcilla dura o arcilla arenosa	8	385
Arcilla semirrígida o arcilla arenosa	6	290
Arena inorgánica compacta y mezclas de limo	4	190
Arena suelta	3	145
Arcilla arenosa suave o arcilla simple	2	95
Arena inorgánica suelta y mezclas de limo	1	50
Arena orgánica suelta y mezclas de limo, humus o barro de color blanco amarillento	0	0

Fuente: McComarc.

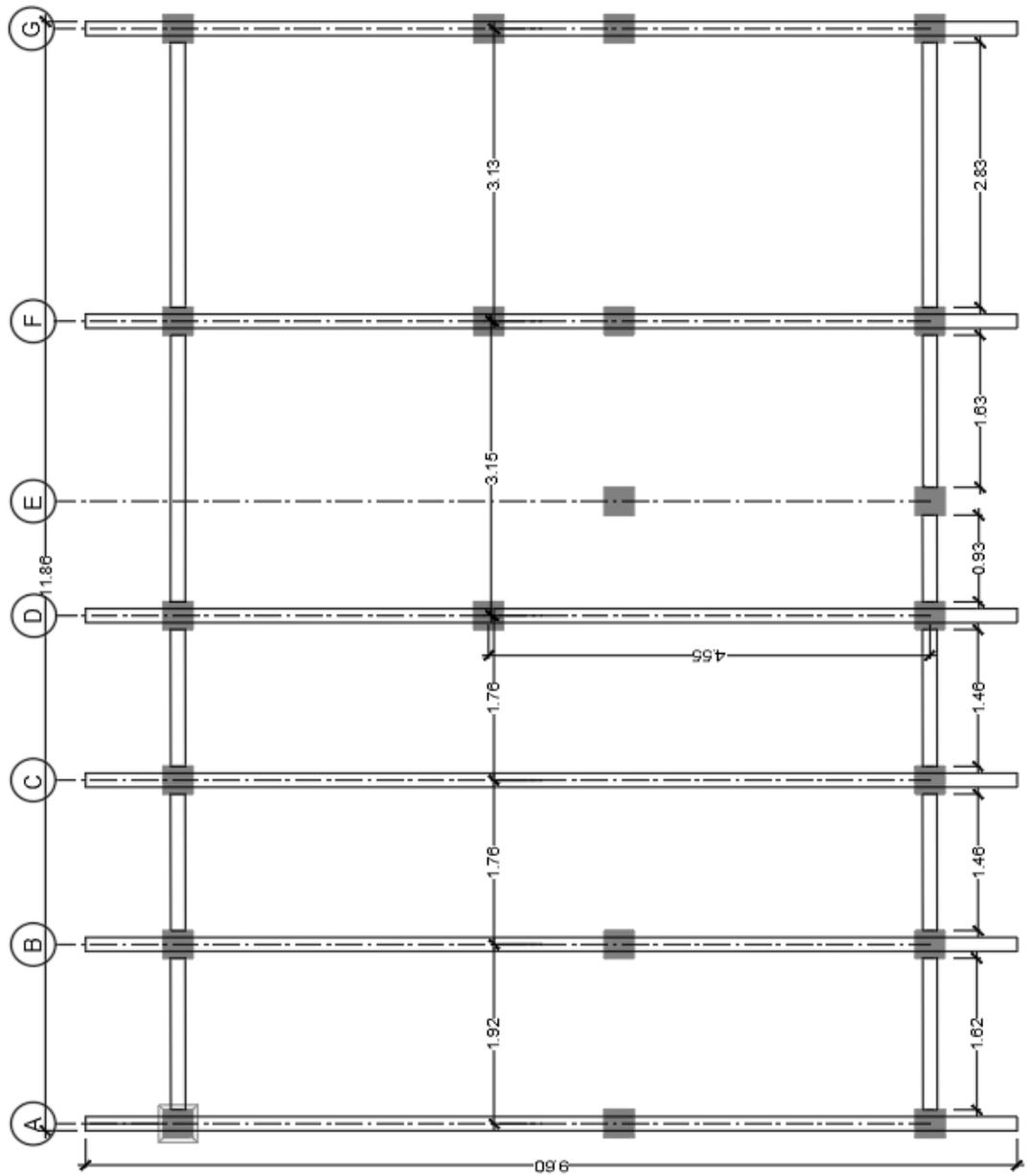
ANEXO B: PLANOS ARQUITECTONICOS Y ESTRUCTURALES, RENDERIZADOS DE LA VIVIENDA.

Anexo B1. Planta Arquitectónica.



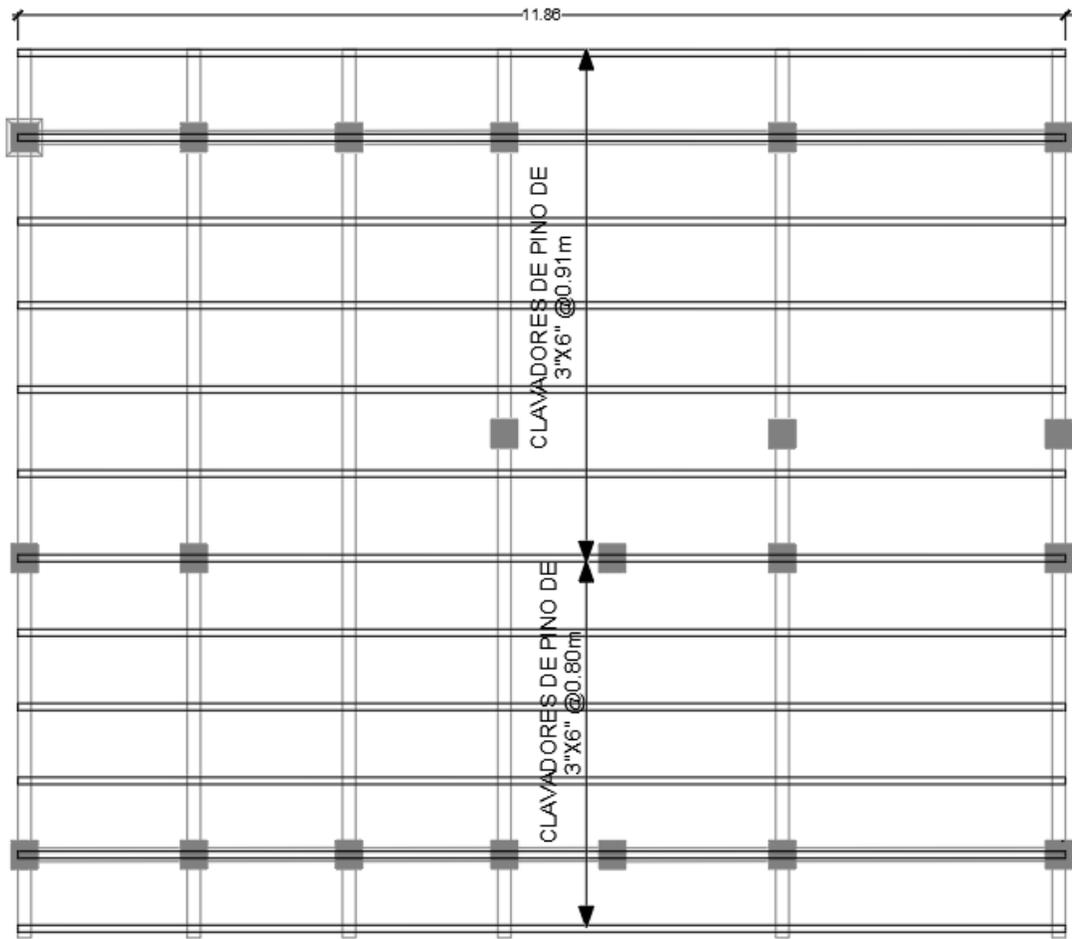
Fuente: Elaboración propia.

Anexo B2. Plano Estructural de Vigas Principales y Columnas.



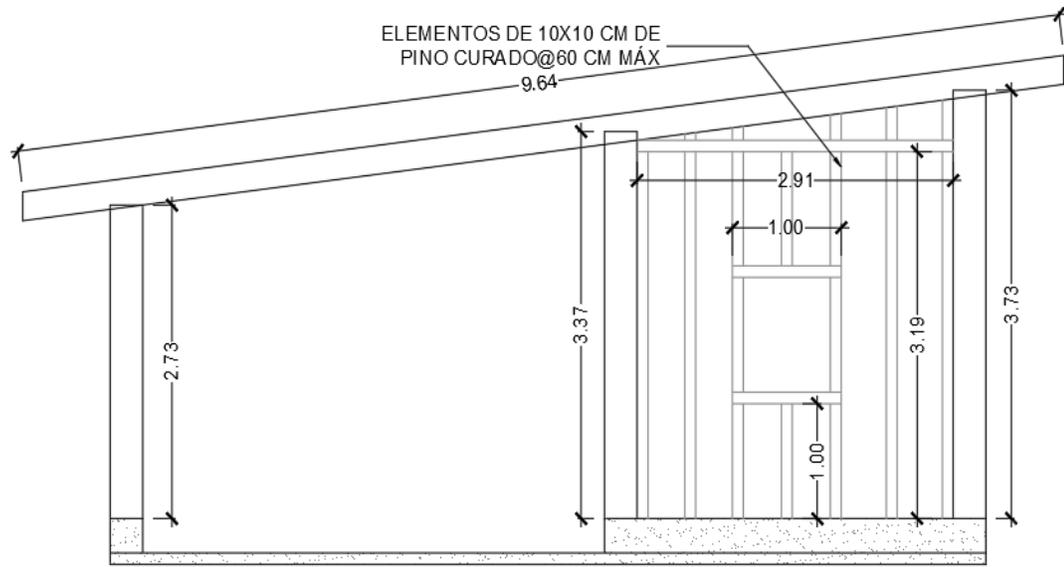
Fuente: Elaboración propia.

Anexo B3. Plano Estructural distribución propuesta de Clavadores de Techo.

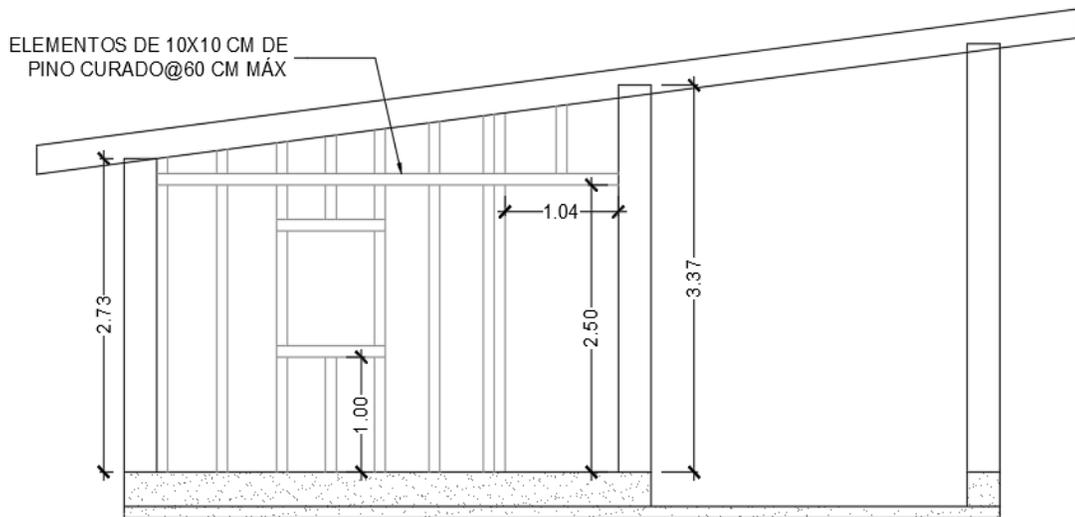


Fuente: Elaboración propia.

Anexo B4. Plano Elevaciones Estructurales A & B.



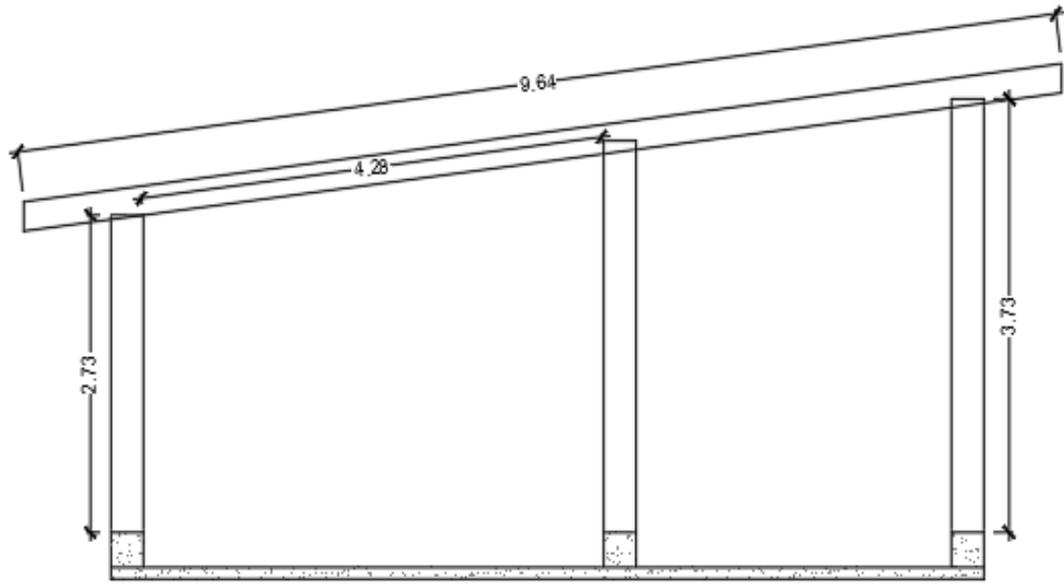
ELEVACIÓN ESTRUCTURAL A-A



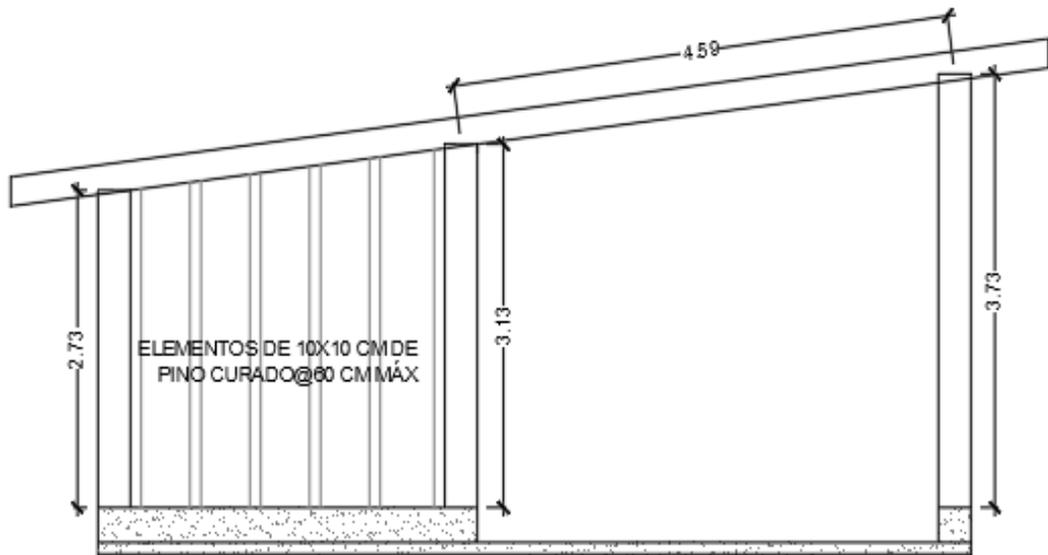
ELEVACIÓN ESTRUCTURAL B-B

Fuente: Elaboración propia.

Anexo B5. Elevaciones Estructurales C & D.



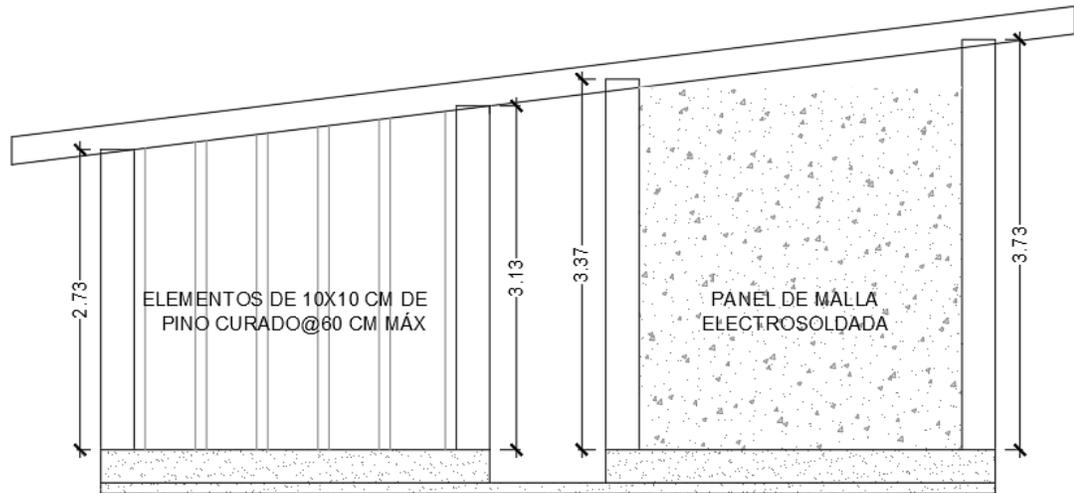
ELEVACIÓN ESTRUCTURAL C-C



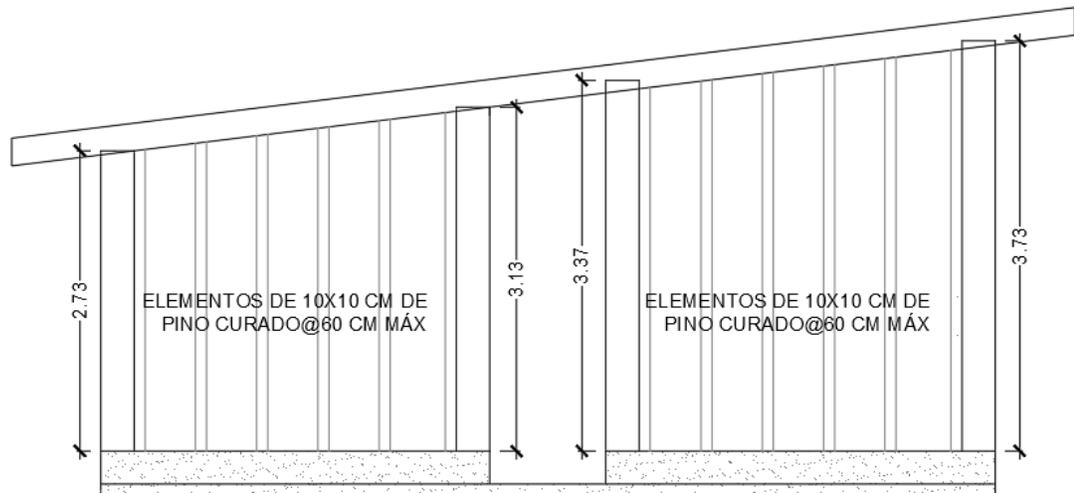
ELEVACIÓN ESTRUCTURAL D-D

Fuente: Elaboración propia.

Anexo B6. Elevaciones Estructurales F & G.



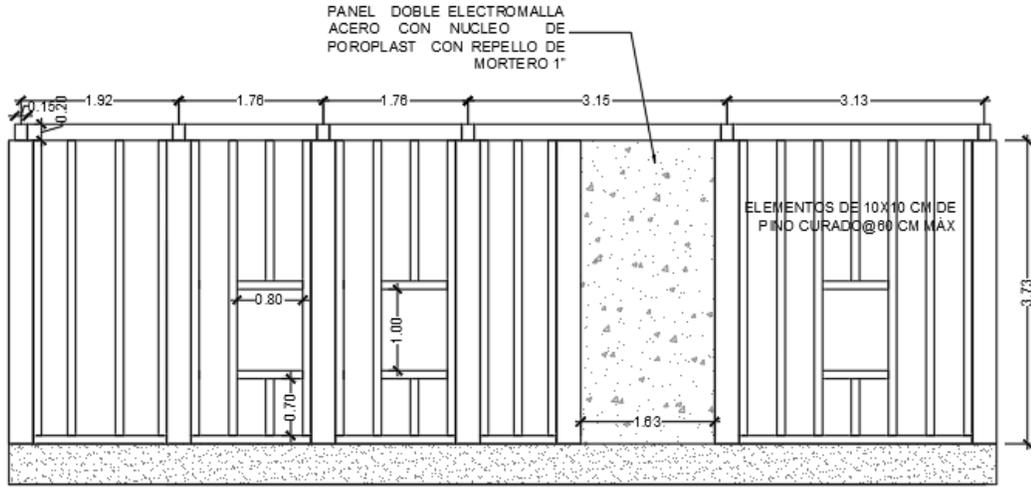
ELEVACIÓN ESTRUCTURAL F-F



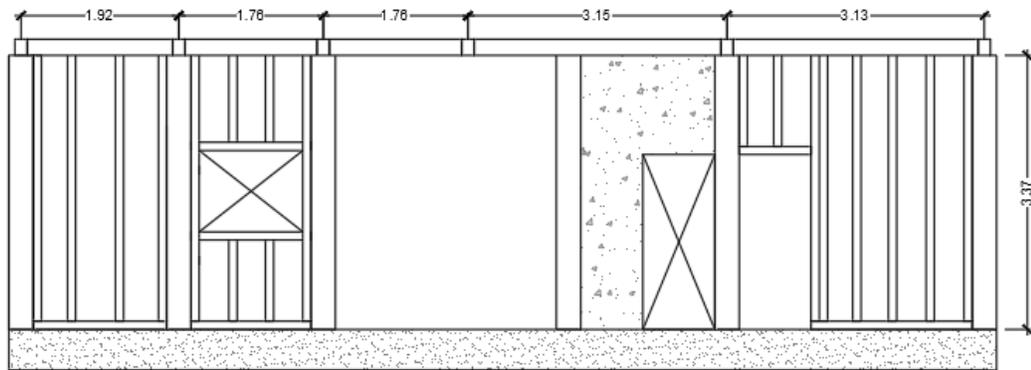
ELEVACIÓN ESTRUCTURAL G-G

Fuente: Elaboración propia.

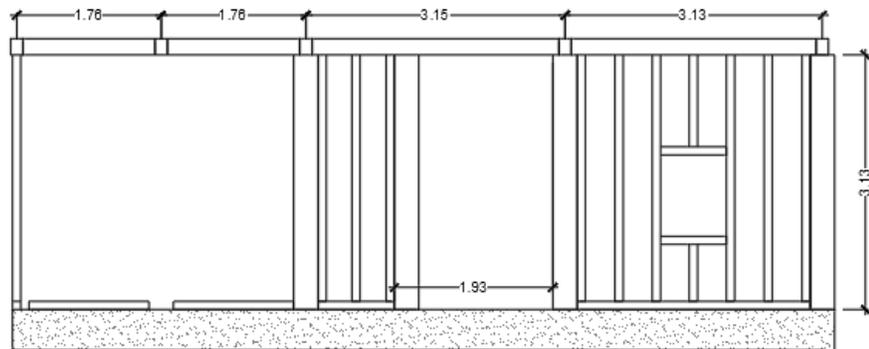
Anexo B7. Elevaciones Estructurales 2, 3 Y 4.



ELEVACIÓN ESTRUCTURAL 4-4



ELEVACIÓN ESTRUCTURAL 3-3



ELEVACIÓN ESTRUCTURAL 2-2

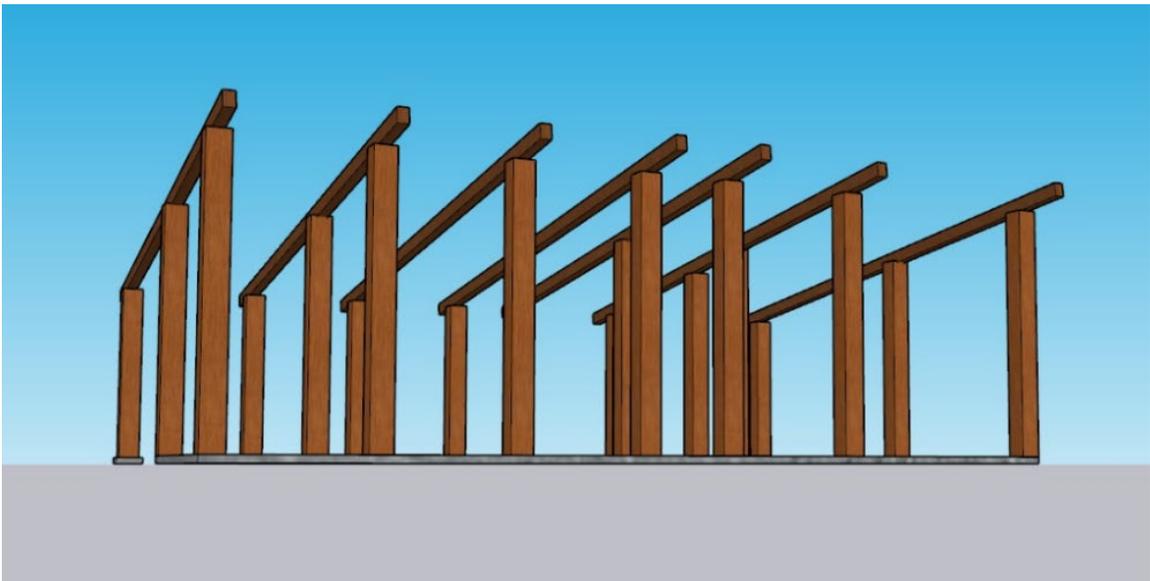
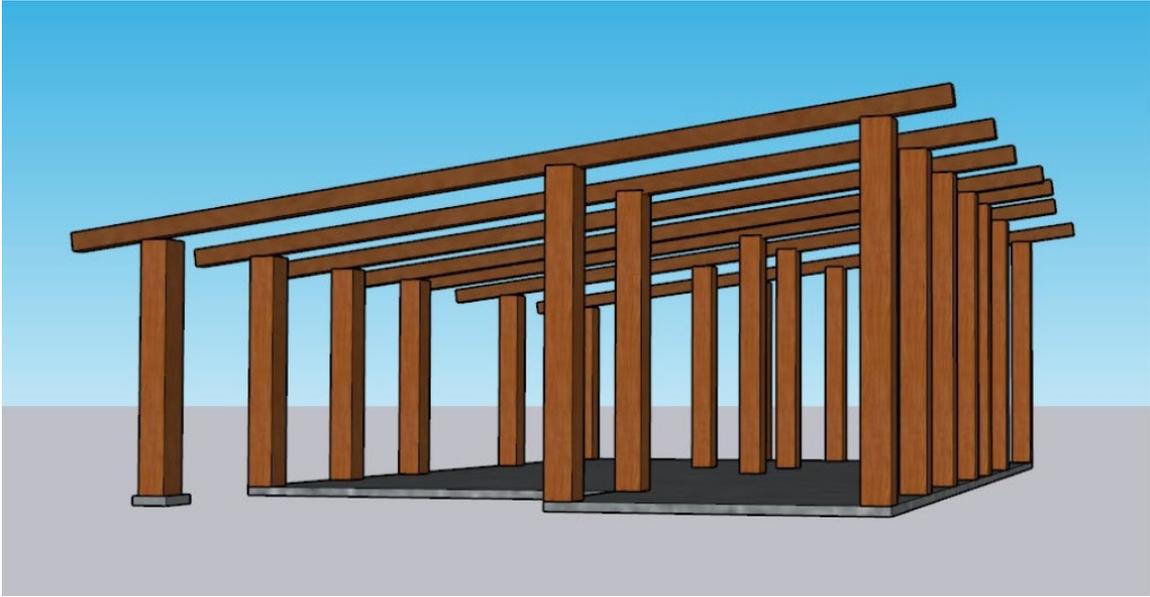
Fuente: Elaboración propia.

Anexo B8. Vista lateral derecha y trasera de la vivienda con herramientas de renderizado fotorrealista – V-Ray de Google SketchUp.



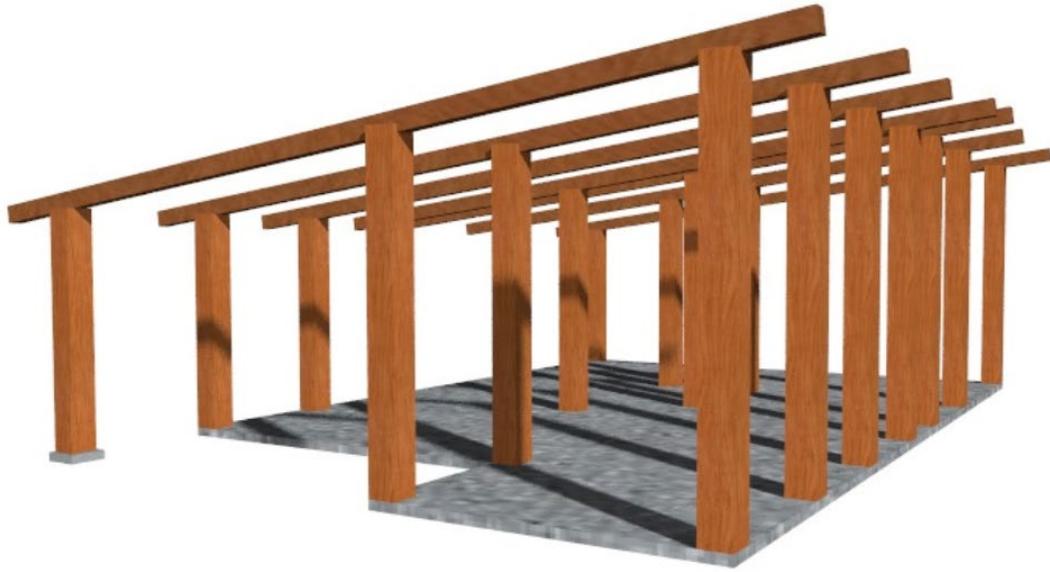
Fuente: Elaboración propia.

Anexo B9. Modelo 3D de la estructura de la vivienda.



Fuente: Elaboración propia.

Anexo B10. Estructura de la vivienda en 3D con herramientas de renderizado fotorrealista.



Fuente: Elaboración propia.