



UNIVERSIDAD DEL AZUAY

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**Análisis y diseño estructural de una vivienda modular en
madera según NEC 15.**

Trabajo de grado previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

Autores:

VICTOR HUGO ESPINOZA PINO

GALO SEBASTIAN DELGADO ZAMORA

Director

ESTEBAN MATEO NARVÁEZ VÁSQUEZ

CUENCA, ECUADOR

2026

Dedicatoria

A mis padres, Paola y Galo, por haber hecho este camino mucho más sencillo con su amor incondicional; por brindarme un apoyo inagotable y estar siempre presentes para tenderme la mano en cada momento. Este logro les pertenece y es enteramente para ustedes.

A mi enamorada, Camila, quien ha recorrido esta etapa a mi lado desde el primer día. Gracias por no dar un solo paso atrás y por ser mi fuente de fortaleza cuando más la necesité, has sido luz en días oscuros.

A mi hermano, Paul, cuya felicidad y alegría me recordaron siempre que los problemas nunca son tan graves como parecen. A mis abuelos, Galo y Ruth, por enseñarme desde la infancia el valor de la perseverancia y a no rendirme ante ninguna adversidad.

A mis tíos, José y Mateo, por su disposición constante y por no haberme negado nunca su ayuda. Finalmente, a mi grupo de amigos, tanto a los que me acompañan de toda la vida como a los que se forjaron en estas aulas.

-Galo Sebastian Delgado Zamora.

A mis padres, Víctor, por su esfuerzo, guía y apoyo incondicional, y Norma, por su amor infinito y por estar siempre a mi lado en cada paso de este camino, quienes han sido el pilar fundamental en mi vida.

A mi hermana, Sofía, a quien quiero profundamente y que con su cariño ha sido una fuente de alegría en mi vida.

A mis tíos, Raúl, Mauricio, Edmundo y Jonatan, por sus enseñanzas, su apoyo y a quienes considero mis hermanos, brindándome siempre su respaldo y cercanía.

Y a mi abuela, Norma, a quien amo mucho, por haberme criado con amor y dedicación, siendo una de las personas más importantes para mí.

Para finalizar, agradezco a mis amigos, quienes me han sostenido a lo largo de la universidad y con quienes he creado recuerdos inolvidables, haciendo de este camino una etapa aún más significativa.

-Victor Hugo Espinoza Pino.

Agradecimientos

Al culminar esta etapa tan significativa de nuestra formación profesional, queremos expresar nuestra más sincera gratitud a todas las personas que, de una u otra manera, hicieron posible la realización de este trabajo de titulación.

De manera especial, queremos dedicar este logro a nuestras familias, quienes han sido el pilar fundamental a lo largo de toda nuestra carrera universitaria. Su apoyo incondicional, su paciencia en los momentos difíciles y su constante motivación fueron la fuerza que nos impulsó a continuar y no rendirnos. Cada esfuerzo realizado lleva impresa la huella de su amor y sacrificio.

Asimismo, agradecemos profundamente a nuestros amigos y compañeros, quienes compartieron con nosotros tanto las alegrías como los desafíos de esta etapa. Su compañía y apoyo mutuo enriquecieron nuestra experiencia universitaria de una manera que difícilmente podemos expresar con palabras.

Un agradecimiento muy especial merece nuestro tutor, el Ing. Mateo Narváez, quien no solo guio y orientó con dedicación el desarrollo de este trabajo de titulación, sino que, además, desde las aulas, demostró ser uno de los docentes que mayor huella dejó en nuestra formación académica. Su capacidad de enseñanza, su pasión por la ingeniería civil y su vocación por transmitir el conocimiento nos motivaron a descubrir y amar esta hermosa rama de la ingeniería. Gracias, ingeniero, por su tiempo, su paciencia y por creer en nosotros.

A todos ustedes, nuestra gratitud eterna.

-Victor Hugo Espinoza Pino y Galo Sebastian Delgado Zamora

Resumen

El presente trabajo de titulación presenta el diseño estructural de una vivienda rural modular en madera, ubicada en la provincia del Azuay, zona de peligro sísmico alto según la NEC-SE-DS. El análisis ante cargas laterales se realizó mediante análisis modal espectral. Se diseñaron los elementos de madera y sus conexiones conforme a la normativa aplicable, y se elaboró el presupuesto de la vivienda tipo. La configuración modular permite ampliaciones progresivas sin comprometer el desempeño estructural. Los resultados muestran que la propuesta es estructural y económicamente viable para el contexto rural del Azuay.

Palabras clave: Vivienda, modular, madera estructural, conexiones, Azuay, normativa de construcción, ruralidad.

Abstract

This thesis presents the structural design of a modular rural timber dwelling located in the province of Azuay, a high seismic hazard zone according to NEC-SE-DS. The analysis under lateral loads was carried out through a response spectrum modal analysis. The timber members and their connections were designed in accordance with the applicable code, and the budget of the prototype dwelling was developed. The modular configuration allows progressive expansion without compromising structural performance. The results show that the proposal is structurally and economically viable for the rural context of Azuay.

Keywords: housing, modular construction, structural timber, connections, Azuay, construction standards, rural communities.

Índice de contenidos

Dedicatoria	ii
Agradecimientos	iii
Resumen	iv
Abstract	iv
Índice de figuras	ix
Índice de tablas	xi
Introducción	xv
Problemática y justificación	xvi
Objetivos	xviii
Objetivo general	xviii
Objetivos específicos	xviii
1. Marco contextual	1
1.1. Antecedentes	1
1.2. Pobreza en el Ecuador	1
1.3. Ubicación	2
1.4. Investigaciones previas	3
1.5. Propuesta de solución habitacional	3
2. Diseño estructural del modelo “B” y sus arquetipos	6
2.1. Normativa utilizada	6
2.2. Sistema resistente a cargas laterales	6
2.3. Materiales y secciones	6
2.3.1. Sección de vigueta de cubierta (7.2x9)	7
2.3.2. Sección de vigueta de entrepiso (7.2x13.5)	8
2.3.3. Sección de viga inclinada de cubierta (7.2x22.5)	8
2.3.4. Sección de viga T	9

2.3.5.	Sección de viga de cubierta (7.2x13.5)	9
2.3.6.	Sección de viga de cumbrera (7.2x13.5)	10
2.4.	Cargas Utilizadas	10
2.4.1.	Carga viva	10
2.4.2.	Carga Muerta	10
2.5.	Combinaciones de cargas	11
2.6.	Espectro de diseño según NEC-SE-DS	12
2.7.	Carga sísmica	13
2.8.	Análisis sísmico	13
2.8.1.	Carga estática equivalente	13
2.8.2.	Espectro de diseño	14
2.8.3.	Comportamiento modal	15
2.8.4.	Datos preliminares del coeficiente sísmico	15
2.8.5.	Masa sísmica y cálculo de cortante basal	15
2.8.6.	Fuerza lateral por piso	16
2.8.7.	Derivas de piso	17
2.9.	Metodología de diseño	19
2.9.1.	Vigas y viguetas	20
2.9.2.	Columnas	22
2.10.	Diseño de vigas y viguetas	26
2.10.1.	Comprobación Vigueta Cubierta (7.2x9)	27
2.10.2.	Comprobación Vigueta de entrepiso (7.2x13.5)	28
2.10.3.	Comprobación Viga inclinada de cubierta (7.2x22.5)	30
2.10.4.	Comprobación Viga T	31
2.10.5.	Comprobación Viga de cubierta (7.2x13.5)	33
2.10.6.	Comprobación Viga de cumbrera (7.2 x 13.5)	34
2.11.	Diseño de columnas	36

2.11.1.	Comprobación columnas _____	36
3.	Diseño de conexiones del modelo “B” y sus arquetipos _____	39
3.1.	Descripción y diagramas del sistema de conexiones utilizadas para el modelo B 39	
3.2.	Metodología de diseño _____	41
3.2.1.	Diseño según AISC _____	42
3.2.2.	Diseño según Manual andino de diseño para elementos de madera ____	46
3.3.	Diseño de conexiones _____	50
3.3.1.	Comprobación conexión L2 _____	50
3.3.2.	Comprobación conexión L3 _____	52
3.3.3.	Comprobación conexión L7 _____	52
3.3.4.	Comprobación conexión L8 _____	53
4.	Presupuesto referencial del modelo “B” _____	54
4.1.	Alcance del presupuesto _____	54
4.2.	Rubros del presupuesto _____	54
4.3.	Distribución de costos _____	57
5.	Conclusiones _____	58
	Bibliografía _____	61
	Anexos _____	64
	Anexo 1: Formulas de secciones y geometría para diseño de vigas, viguetas y columnas _____	64
	Anexo 2: Diagramas del modelo “B” _____	66
	Anexo 3: Diseño del modelo “B” _____	73
	Anexo 4: Diagramas del modelo “Z” _____	86
	Anexo 5: Diseño del modelo “Z” _____	92
	Anexo 6: Diagramas del Modelo “L” _____	99
	Anexo 7: Diseño del modelo “L” _____	106
	Anexo 8: Diagramas del modelo “I” _____	113

Anexo 9: Diseño del modelo “I” _____	120
Anexo 10: Diseño de conexiones del modelo “I” _____	127
Anexo 11: Diseño de conexiones del modelo “L” _____	137
Anexo 12: Diseño de conexiones del modelo “Z” _____	143

Índice de figuras

Figura 1-1:Ubicación del proyecto	2
Figura 1-2: Modelo B.....	5
Figura 1-3: Modelo I.....	5
Figura 1-4: Modelo L.....	5
Figura 1-5: Modelo Z.....	5
Figura 2-1:Sección geometrica de vigueta de cubierta	7
Figura 2-2:Sección geometrica de vigueta de entrepiso	8
Figura 2-3: Sección geometrica de viga inclinada de cubierta.....	8
Figura 2-4: Sección geometrica de viga T	9
Figura 2-5:Sección geometrica de viga de cubierta.....	9
Figura 2-6: Sección geometrica de viga de cumbrera.....	10
Figura 2-7: Mapa de zonificación sísmica	12
Figura 2-8:Diseño del modelo base	13
Figura 2-9: Espectro de aceleración.....	14
Figura 2-10: Distribución de cortante basal en altura.....	16
Figura 2-11: Diagrama de deformación lateral del portico frente al eje X	17
Figura 2-12: Diagrama de deformación lateral del portico frente al eje Y	17
Figura 2-13: Diagrama de deriva máxima de entrepiso en altura, sentidos X e Y	19
Figura 2-14: Diagrama de cortante último en vigueta de cubierta	27
Figura 2-15:Diagrama de Momento último en vigueta de cubierta.....	27
Figura 2-16: Diagrama de carga muerta mas sobrecarga en vigueta de cubierta.....	27
Figura 2-17: Diagrama de cortante último en vigueta de entrepiso.....	28
Figura 2-18:Diagrama de Momento último en vigueta de entrepiso	28
Figura 2-19: Diagrama de carga muerta mas sobrecarga en vigueta de entrepiso	29
Figura 2-20: Diagrama de cortante último en viga inclinada de cubierta.....	30
Figura 2-21:Diagrama de Momento último en viga inclinada de cubierta	30
Figura 2-22: Diagrama de carga muerta mas sobrecarga en viga inclinada de cubierta. 30	
Figura 2-23: Diagrama de cortante último en viga T.....	31
Figura 2-24:Diagrama de Momento último en viga T	32
Figura 2-25: Diagrama de carga muerta mas sobrecarga en viga T	32

Figura 2-26: Diagrama de cortante último en viga de cubierta	33
Figura 2-27:Diagrama de Momento último en viga de cubierta	33
Figura 2-28: Diagrama de carga muerta mas sobrecarga en viga de cubierta.....	33
Figura 2-29: Diagrama de cortante último en viga de cumbrera.....	35
Figura 2-30:Diagrama de Momento último en viga de cumbrera	35
Figura 2-31: Diagrama de carga muerta mas sobrecarga en viga de cumbrera	35
Figura 2-32: Diagrama de carga axial en columna.....	36
Figura 2-33: Diagrama de momento último (3) en columna.....	37
Figura 2-34: Diagrama de momento último (2) en columna.....	37
Figura 2-35:Diagrama de cortante último en columna	37
Figura 3-1:Conexión L2 en axometria	39
Figura 3-2: Conexión L2 en planta	39
Figura 3-3:Conexión L3 en axometria	40
Figura 3-4: Conexión L3 en planta	40
Figura 3-5:Conexión L7 en planta.....	40
Figura 3-6: Conexión L7 en vista frontal.....	40
Figura 3-7:Conexión L8 en planta.....	41
Figura 3-8: Conexión L8 en vista frontal.....	41

Índice de tablas

Tabla 2-1: Materiales de la estructura portante de madera	7
Tabla 2-2: Carga Viva.....	10
Tabla 2-3: Carga muerta en cubierta.....	11
Tabla 2-4: Carga muerta en planta baja	11
Tabla 2-5: Datos preliminares	13
Tabla 2-6: Factores de sitio	14
Tabla 2-7: Período aproximado	14
Tabla 2-8: Sistema estructural y coeficiente sísmico.....	15
Tabla 2-9: Cortante basal	15
Tabla 2-10: Estimación de carga sísmica reactiva W	16
Tabla 2-11: Distribución vertical de fuerza lateral.....	16
Tabla 2-12: Índice de estabilidad Q_i	18
Tabla 2-13: Derivas de piso.....	18
Tabla 2-14: Esfuerzo máximo admisible a flexión.....	20
Tabla 2-15: Esfuerzo admisible a corte paralelo a las fibras.....	20
Tabla 2-16: Clasificación de columnas	23
Tabla 2-17: Relación de esbeltez límite entre columnas intermedias y largas.....	23
Tabla 2-18: Esfuerzo admisible a compresión paralela	23
Tabla 2-19: Cuadro resumen de resultados obtenidos en diseño del elemento viga de cubierta.....	28
Tabla 2-20: Cuadro resumen de resultados obtenidos en diseño del elemento viga de entrepiso	30
Tabla 2-21: Cuadro resumen de resultados obtenidos en diseño del elemento viga inclinada de cubierta	31
Tabla 2-22: Cuadro resumen de resultados obtenidos en diseño del elemento viga T....	33
Tabla 2-23: Cuadro resumen de resultados obtenidos en diseño del elemento viga de cubierta.....	34
Tabla 2-24: Cuadro resumen de resultados obtenidos en diseño del elemento viga de cumbrera.....	36
Tabla 2-25: Cuadro resumen de resultados obtenidos en diseño del elemento columna .	38
Tabla 3-1: Cuadro de diseño de conexión L2, en base a la normativa AISC 360-22.....	50
Tabla 3-2: Cuadro de diseño de conexión L2, en base a la normativa JUNAC.....	51

Tabla 3-3: Cuadro de diseño de conexión L3, en base a la normativa AISC 360-22.....	52
Tabla 3-4: Cuadro de diseño de conexión L3, en base a la normativa JUNAC.....	52
Tabla 3-5: Cuadro de diseño de conexión L7, en base a la normativa AISC 360-22.....	52
Tabla 3-6: Cuadro de diseño de conexión L7, en base a la normativa JUNAC.....	53
Tabla 3-7: Cuadro de diseño de conexión L8, en base a la normativa AISC 360-22.....	53
Tabla 3-8: Cuadro de diseño de conexión L8, en base a la normativa JUNAC.....	53
Tabla 4-1: Detalle del presupuesto referencial.....	54
Tabla 4-2:Cuadro resumen de distribución de costos apartir del presupuesto referencial	57

Índice de ecuaciones

Ecuación 1: Esfuerzo normal a flexión	20
Ecuación 2: Esfuerzo de la madera a corte	21
Ecuación 3: Carga de servicio	21
Ecuación 4: Carga distribuida	21
Ecuación 5: Deformación Maxima	21
Ecuación 6: Deformación admisible	22
Ecuación 7: Relación de esbeltez respectp al eje X.....	22
Ecuación 8: Relación de esbeltez respecto al eje Y	22
Ecuación 9: Relación de Esbeltez Límite entre Columnas Intermedias y Largas	23
Ecuación 10: Resistencia a la compresión como columna corta	23
Ecuación 11: Resistencia a la compresión como columna intermedia	24
Ecuación 12: Resistencia a la compresión como columna larga	24
Ecuación 13: Carga crítica de pandeo de Euler para una columna.....	25
Ecuación 14: Factor de amplificación de momentos	25
Ecuación 15: Factor de utilización por carga axial.....	25
Ecuación 16: Factor de utilización por flexion.....	25
Ecuación 17: Interacción por Carga Axial y Flexión	26
Ecuación 18: Esfuerzo Cortante Máximo en Sección Rectangular de Madera.....	26
Ecuación 19: Factor de Utilización por Resistencia a Cortante	26
Ecuación 20:Diametro del agujero estandar.....	42
Ecuación 21:Separación mínima entre pernos	42
Ecuación 22: Separación máxima entre pernos.....	42
Ecuación 23: Distancia libre máxima al borde.....	42
Ecuación 24: Resistencia nominal al cortante del perno.....	42
Ecuación 25: Resistencia de diseño al cortante por perno (LRFD).....	43
Ecuación 26: Esfuerzo nominal de cortante del perno en función de la resistencia última	43
Ecuación 27: Distancia libre al aplastamiento para perno de borde	43
Ecuación 28: Distancia libre al aplastamiento para perno interior	43
Ecuación 29: Resistencia de diseño total por aplastamiento (LRFD)	44
Ecuación 30: Resistencia de diseño por fluencia en sección bruta.....	44
Ecuación 31: Área neta efectiva de la placa con perforaciones	44

Ecuación 32: Resistencia de diseño por fractura en sección neta.....	45
Ecuación 33: Área bruta de cortante en los planos de falla	45
Ecuación 34: Área neta de cortante en los planos de falla.....	45
Ecuación 35: Resistencia de diseño por fluencia al corte en rasgamiento de bloque.....	46
Ecuación 36: Resistencia de diseño por fractura al corte en rasgamiento de bloque	46
Ecuación 37: Área neta en tensión perpendicular a los planos de falla	46
Ecuación 38: Fórmula de Hankinson, capacidad admisible del perno a un ángulo θ respecto a la fibra.....	48
Ecuación 39: Reducción por cizallamiento simple del perno	48
Ecuación 40: Espesor efectivo de la pieza central en uniones de madera	48
Ecuación 41: Capacidad admisible del grupo de pernos en madera.....	48
Ecuación 42: Verificación de la union, factor de utilización del grupo de pernos.....	49
Ecuación 43: Resistencia promedio a la tensión neta de la madera	49
Ecuación 44: Resistencia mínima última a la tensión neta	49
Ecuación 45: Carga admisible por perno en dirección paralela a la fibra.....	50
Ecuación 46: Carga admisible por perno en dirección perpendicular a la fibra.....	50
Ecuación 47: Momento de inercia para sección rectangular.....	64
Ecuación 48: Distancia del plano neutro a la fibra más alejada.	64
Ecuación 49: Módulo de sección.....	64
Ecuación 50: Separación entre viguetas.....	64
Ecuación 51: Área de la seccion transversal de la columna compuesta	65
Ecuación 52: Momento de inercia frente al eje X	65
Ecuación 53: Momento de inercia frente al eje Y	65
Ecuación 54: Radio de gira frente al eje X	65
Ecuación 55: Radio de giro frente al eje Y	65
Ecuación 56: Módulo de seccion frente al eje X.....	65
Ecuación 57: Módulo de seccion frente al eje Y	65

Introducción

En el Ecuador, la vivienda es reconocida constitucionalmente como un derecho fundamental y parte esencial del Buen Vivir, concepto que busca garantizar la satisfacción de las necesidades humanas básicas en armonía con el entorno (Pineda-Quinde et al., 2020; Redrobán Barreto, 2022). No obstante, este principio aún enfrenta profundas limitaciones en su cumplimiento, especialmente en las zonas rurales, donde la pobreza mantiene una expresión estructural y persistente. A diciembre de 2024, la pobreza por Necesidades Básicas Insatisfechas (NBI) alcanza el 50,8 % en áreas rurales, frente al 23,8 % en zonas urbanas, lo que refleja las brechas territoriales en el acceso a vivienda, servicios e infraestructura (Instituto Nacional de Estadística y Censos, 2025). De acuerdo con el (Banco Mundial, 2022), la pobreza multidimensional en el país se sustenta principalmente en la carencia de infraestructura básica y de una vivienda digna, además reporta que el 65,4 % de las viviendas rurales presentan algún tipo de déficit habitacional, evidenciando la magnitud del problema. Frente a este panorama, Garzón (2010) sostiene que las edificaciones deben integrar de forma equilibrada aspectos ambientales, sociales, funcionales y simbólicos mediante estrategias de diseño sostenibles que optimicen los recursos locales y reduzcan la dependencia energética. En este sentido, la madera, ampliamente utilizada en construcciones tradicionales, surge como una alternativa renovable y de menor impacto ambiental frente a materiales convencionales como el acero o el hormigón (Idrovo-Ureña & Torres-Quezada, 2025), constituyéndose en un recurso clave para el desarrollo de soluciones habitacionales sostenibles y accesibles en el contexto rural ecuatoriano.

En la búsqueda de soluciones habitacionales eficientes y sostenibles, el sistema de vivienda modular surge como una alternativa viable para enfrentar el déficit de vivienda en zonas rurales. Este enfoque propone estructuras estandarizadas y adaptables a distintos contextos sociales, por lo que el presente trabajo se enfoca en el análisis y diseño estructural de una vivienda modular en madera, siguiendo los lineamientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 15, especialmente en lo referente a diseño sismorresistente, elementos de madera y conexiones metálicas. Con ello, se busca demostrar que la vivienda modular en madera es una alternativa viable, segura y sostenible para atender parte del déficit habitacional en la ruralidad ecuatoriana.

Problemática y justificación

En Ecuador persiste una marcada brecha económica entre las distintas clases sociales, evidenciada con mayor intensidad en las zonas rurales, donde las condiciones de vida son considerablemente más precarias que en las áreas urbanas (Mideros, 2012). La relación entre la pobreza rural y el promedio nacional no ha mostrado mejoras significativas en las últimas décadas (Cornejo Vega et al., 2024). La población rural percibe entre el 36 % y el 57 % de los ingresos urbanos, lo que limita su acceso a servicios básicos y, especialmente, a una vivienda que cumpla con estándares mínimos de habitabilidad, seguridad y confort. Según el Banco Mundial (2022), el 65,4 % de las viviendas rurales equivalente a unas 898.611 unidades presentan algún tipo de déficit habitacional, reflejando la profundidad de las brechas sociales y territoriales. Además, más del 50 % de las zonas rurales carece de servicios básicos (Rodríguez Ávalos et al., 2025), lo que evidencia que el problema habitacional no se limita a la cantidad de viviendas disponibles, sino también a su calidad y adecuación a las necesidades reales de la población.

En este contexto, los proyectos de vivienda social implementados en el país no han logrado integrar criterios técnicos de habitabilidad y sostenibilidad, reduciendo su vida útil y obligando a los usuarios a modificar las estructuras para alcanzar niveles mínimos de confort (Muñoz Chavarría et al., 2021). Esta deficiencia se agrava con el fenómeno de la autoconstrucción informal, donde la falta de planificación y supervisión técnica incrementa la vulnerabilidad frente a desastres naturales como terremotos e inundaciones (Gómez Salazar & Cuvi, 2016). Se estima que el 82 % de las edificaciones rurales con más de 50 años están abandonadas y presentan deterioro estructural severo, lo que compromete directamente su seguridad (Lara & Bustamante, 2022).

Ante esta situación, la madera surge como una alternativa técnica y ambientalmente sostenible. Su carácter renovable, bajo consumo energético y capacidad de almacenar carbono la posicionan como un material de bajo impacto ambiental: emite alrededor de 0,35 kg de CO₂ y requiere 3,0 MJ por kilogramo, frente a los 2,62 kg de CO₂ y 33,5 MJ del acero (Idrovo-Ureña & Torres-Quezada, 2025). Por ello, su aprovechamiento estructural en proyectos de vivienda social y rural representa una oportunidad viable para mejorar la habitabilidad, reducir la huella ecológica y promover un desarrollo territorial más equitativo y sostenible.

En respuesta a las condiciones de vulnerabilidad estructural que caracterizan a gran parte de las edificaciones rurales del país, el presente proyecto se enfoca en el diseño estructural de una vivienda modular de madera, concebida para demostrar que es posible alcanzar altos niveles de seguridad, normativamente verificados y ambientalmente sostenibles. Este enfoque se fundamenta en el cumplimiento estricto de los parámetros definidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, particularmente en los apartados NEC-SE-DS (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015a) y NEC-SE-MD (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2023), que establecen los criterios de diseño sismo resistente y las especificaciones estructurales para elementos de madera.

Objetivos

Objetivo general

Realizar el diseño estructural de una vivienda modular en madera según los lineamientos de la NEC-15.

Objetivos específicos

- Realizar el diseño estructural de los elementos de madera que conforman la vivienda modular.
- Diseñar las conexiones y herrajes requeridos para el sistema estructural de la vivienda modular.
- Analizar los resultados obtenidos.

1. Marco contextual

1.1. Antecedentes

El presente trabajo forma parte de un proyecto impulsado por la carrera de Arquitectura de la Universidad del Azuay (UDA) a manera de un proyecto de vinculación. Este proyecto tiene como objetivo el diseño de viviendas de interés social que sean sostenibles, eco amigables y accesibles económicamente para la población. Como parte del compromiso con la sostenibilidad, las viviendas están construidas principalmente en madera, un material renovable y con menor huella ambiental en comparación con los sistemas constructivos tradicionales.

El proyecto está planificado para desarrollarse en la provincia del Azuay, donde se busca fomentar el acceso a una vivienda digna a través de créditos de bajo interés y costos significativamente menores en comparación con las viviendas del mercado convencional. En este contexto, la Consultoría Civil de la Universidad del Azuay ha asumido la responsabilidad del diseño estructural de las viviendas, evaluando de igual forma su comportamiento sísmico asegurando parámetros de seguridad.

1.2. Pobreza en el Ecuador

En Ecuador, la pobreza mantiene una expresión estructural que se evidencia con mayor fuerza en las zonas rurales. A diciembre de 2024, la pobreza por Necesidades Básicas Insatisfechas (NBI) alcanzó el 50,8 % en el área rural, mientras que en el sector urbano se ubicó en 23,8 %, reflejando una marcada desigualdad territorial en el acceso a vivienda adecuada, infraestructura y servicios básicos (Instituto Nacional de Estadística y Censos, 2025).

Estudios recientes indican que, pese a diversos programas sociales, la relación entre la pobreza rural y el promedio nacional no ha mostrado mejoras significativas en décadas, lo que evidencia la persistencia del problema (Cornejo Vega et al., 2024). La población rural percibe apenas entre 36 % y 57 % de los ingresos que reciben los hogares urbanos, limitando su acceso a servicios esenciales y exacerbando las desigualdades sociales (Mideros, 2012).

Dentro de este panorama, el déficit habitacional constituye uno de los principales indicadores de pobreza. Según el Banco Mundial (2022), el 65,4 % de las viviendas rurales equivalente a cerca de 898.611 unidades presentan algún tipo de déficit, ya sea

1.4. Investigaciones previas

En los últimos años, diversas investigaciones han analizado el uso de materiales alternativos y sostenibles en viviendas de interés social, demostrando que pueden ofrecer desempeños estructurales adecuados junto con ventajas ambientales y económicas frente a los sistemas tradicionales de hormigón y acero.

Franco-Vélez & Baque-Solis (2020) evaluaron el comportamiento estructural de viviendas con caña guadua en Ecuador, evidenciando que su alta relación resistencia - peso reduce las fuerzas inerciales durante sismos y permite el diseño de cimentaciones más ligeras. Mediante modelos en software especializado, verificaron que las uniones y elementos de soporte cumplen con los requerimientos sismo-resistentes, consolidando a este material como una alternativa técnicamente viable para vivienda permanente.

En otro contexto geográfico, Salzer et al. (2017) compararon sistemas constructivos de bambú, bloques de suelo-cemento y tableros de fibra de coco frente a bloques de concreto convencionales. Mediante análisis de ciclo de vida, concluyeron que los materiales alternativos presentan un Potencial de Calentamiento Global (GWP) significativamente menor, reduciendo las emisiones de CO₂ debidas a la producción de materiales.

Finalmente, Chaves De Jesus et al. (2020) destacan que la madera de reforestación y el bambú presentan baja energía incorporada, actúan como reservorios de carbono y, gracias a su baja conductividad térmica, mejoran el confort interior. Además, su compatibilidad con sistemas prefabricados y modulares permite reducir desperdicios y tiempos de ejecución frente a la construcción tradicional.

En conjunto, estos estudios respaldan el uso de materiales de origen biológico como alternativas estructurales, ambientales y económicamente viables para el desarrollo de vivienda social sostenible.

1.5. Propuesta de solución habitacional

Frente a este escenario, resulta imperativo plantear alternativas constructivas que respondan de manera integral a las necesidades de la población rural, sin sacrificar la seguridad estructural ni los estándares técnicos exigidos por la normativa vigente. La solución debe ser al mismo tiempo económicamente accesible para familias de bajos ingresos, ambientalmente responsable en términos de huella ecológica, y técnicamente robusta para garantizar el desempeño de la edificación ante las condiciones sísmicas y

climáticas de la región. En este sentido, la madera emerge como un material constructivo idóneo ya que: es un recurso renovable, con bajo consumo energético en su procesamiento, capacidad de almacenamiento de carbono y propiedades mecánicas comparables a las de materiales convencionales cuando se diseña y conecta correctamente.

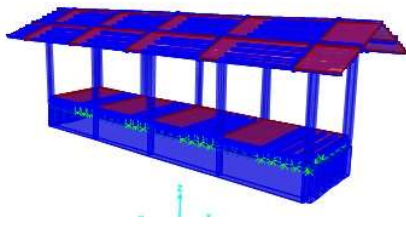
En respuesta a esta necesidad, el Departamento de Arquitectura de la Universidad del Azuay planteó el diseño de una vivienda modular de madera como solución habitacional para el sector rural de la provincia del Azuay. El concepto de modularidad es central en esta propuesta, ya que permite adaptar la vivienda a diferentes configuraciones espaciales y necesidades familiares sin comprometer la integridad estructural del sistema. La modularidad también facilita la industrialización parcial de los componentes, la replicabilidad del sistema en distintos contextos geográficos y la reducción de costos a través de la estandarización de elementos. El material predominante, la madera de pino, ofrece una relación resistencia-peso favorable, facilidad de conexión con herrajes metálicos y compatibilidad con las técnicas constructivas locales, reduciendo la dependencia de mano de obra altamente especializada

Con el fin de atender la diversidad de configuraciones familiares y espaciales presentes en el medio rural, el Departamento de Arquitectura de la Universidad del Azuay desarrolló cuatro arquetipos de vivienda modular, denominados Modelo B, Modelo I, Modelo Z y Modelo L. Todos ellos parten de un módulo base, cuya combinación y disposición en distintas configuraciones en planta da origen a cada uno de los arquetipos, permitiendo variaciones en la distribución de ambientes y el área construida total, pero manteniendo en todos los casos el mismo sistema constructivo de base. Esta familia de modelos posibilita ofrecer opciones diferenciadas para distintas realidades socioeconómicas y necesidades habitacionales, sin duplicar el esfuerzo de diseño, dado que comparten los mismos principios estructurales, materiales y sistemas de conexión. Tomando como punto de partida dicha propuesta arquitectónica, el presente trabajo de titulación asumió la responsabilidad del diseño estructural de los elementos de madera y el diseño detallado de las conexiones para cada uno de los arquetipos, garantizando que cada configuración cumpla con los parámetros exigidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15.

Si bien la propuesta abarca los cuatro arquetipos mencionados, el desarrollo detallado del presente trabajo de titulación se centra en el Modelo B como caso representativo del sistema. Este modelo fue seleccionado por constituir la configuración base sobre la cual se articulan los demás arquetipos, y por presentar las condiciones más representativas en términos de carga, geometría y complejidad de conexiones. El alcance del trabajo comprende el diseño estructural completo de los elementos de madera del Modelo B vigas, viguetas y columnas verificados bajo la normativa NEC-SE-MD (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2023), así como el diseño detallado de sus conexiones, que combina pernos de acero y placas metálicas, evaluadas conforme a los lineamientos del AISC 360-22 (American Institute of Steel Construction, 2022) para los componentes de acero y del Manual Andino de Diseño para Maderas del Grupo Andino (Junta del Acuerdo de Cartagena, 1984) para los elementos de madera. Adicionalmente, se incluye un presupuesto referencial del Modelo B que permite dimensionar el costo de la solución propuesta en el contexto del mercado de la provincia del Azuay.

En conjunto, la propuesta aquí planteada busca demostrar que es posible desarrollar una solución habitacional rural que sea técnicamente verificada, económicamente viable y ambientalmente sostenible, sentando un precedente replicable para futuras intervenciones en el territorio rural ecuatoriano.

Figura 1-2: Modelo B



Fuente: UDA CIVIL

Figura 1-3: Modelo I

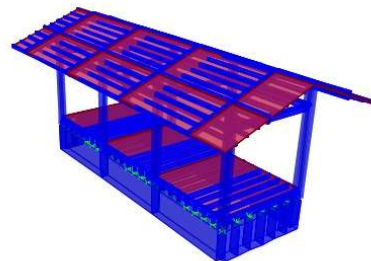
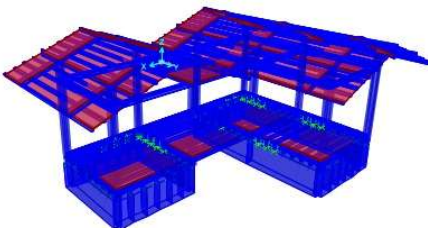
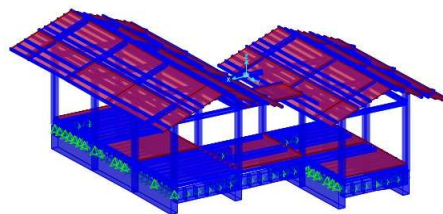


Figura 1-4: Modelo L



Fuente: UDA CIVIL

Figura 1-5: Modelo Z



2. Diseño estructural del modelo “B” y sus arquetipos

2.1. Normativa utilizada

El diseño estructural se desarrolló bajo las siguientes normativas:

- NEC-SE-DS: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, con el cual se garantiza la seguridad estructural.
- NEC-SE-MD: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Diseño de Estructuras de Madera, utilizada para el dimensionamiento de los diferentes arquetipos de la vivienda.
- NEC-SE-AC Norma ecuatoriana de diseño en Acero, utilizada para el cálculo de conexiones en la vivienda
- Manual de Diseño para Estructuras de Madera del Grupo Andino: Documento técnico que orienta el diseño estructural en sistemas constructivos de madera, considerando las condiciones y tipologías propias de la región andina.

2.2. Sistema resistente a cargas laterales

La vivienda modular adopta un sistema resistente a cargas laterales de tipo poste-viga, clasificación establecida en el Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino de la Junta del Acuerdo de Cartagena (1984). Este sistema está conformado por postes y vigas de madera que trabajan en conjunto como pórticos, garantizando la transmisión y disipación de las fuerzas horizontales generadas por sismo y viento hacia la cimentación, cumpliendo con los requerimientos de la NEC-SE-DS (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015a).

2.3. Materiales y secciones

La correcta selección de los materiales estructurales y la definición de las secciones transversales de los elementos constituyen la base fundamental sobre la cual se sustenta todo el proceso de diseño, para la estructura portante se emplea madera aserrada correspondiente al grupo C cuyas propiedades mecánicas admisibles se determinan conforme a las tablas del Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino (Junta del Acuerdo de Cartagena, 1984)

Tabla 2-1: Materiales de la estructura portante de madera

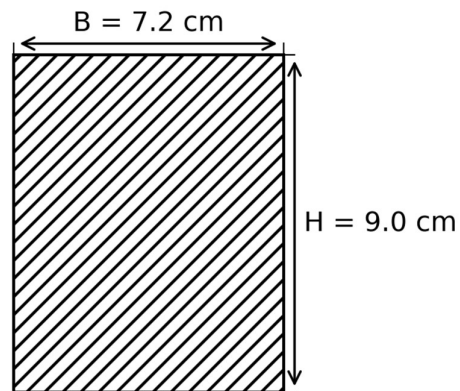
Materiales			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
Grupo	C	[-]	Grupo de madera estructural
E_{min}	55,000.00	[kgf/cm ²]	Módulo de elasticidad mínimo
E_{prom}	90,000.00	[kgf/cm ²]	Módulo de elasticidad promedio
f_m	100.00	[kgf/cm ²]	Esfuerzo máximo admisible en flexión
f_v	8.00	[kgf/cm ²]	Esfuerzo máximo admisible en corte paralelo
f_c	15.00	[kgf/cm ²]	Esfuerzo máximo admisible en compresión perpendicular
G	2,200.00	[kgf/cm ²]	Módulo de corte
r	550.00	[kg/m ³]	Densidad de la madera

Fuente: (Junta del Acuerdo de Cartagena, 1984)

Una vez definidos los materiales se procede a definir las diferentes secciones que incorporarán el sistema portante.

2.3.1. Sección de vigueta de cubierta (7.2x9)

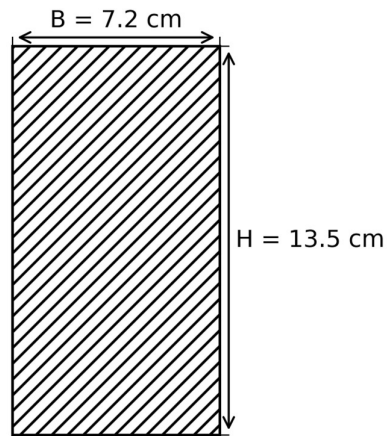
Figura 2-1: Sección geométrica de vigueta de cubierta



Elaboración: Propia

2.3.2. Sección de vigueta de entrepiso (7.2x13.5)

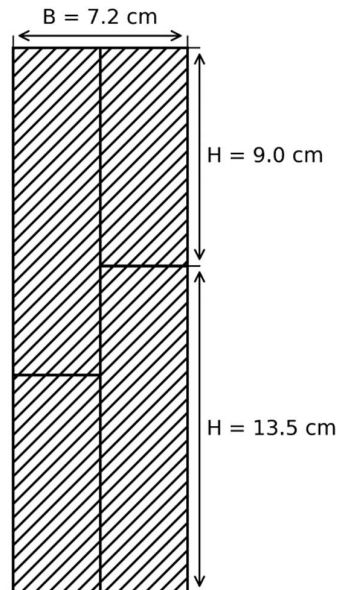
Figura 2-2: Sección geométrica de vigueta de entrepiso



Elaboración: Propia

2.3.3. Sección de viga inclinada de cubierta (7.2x22.5)

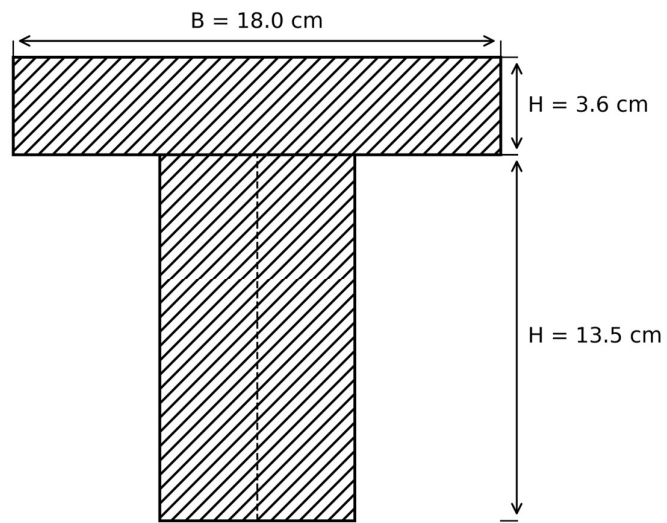
Figura 2-3: Sección geométrica de viga inclinada de cubierta



Elaboración: Propia

2.3.4. Sección de viga T

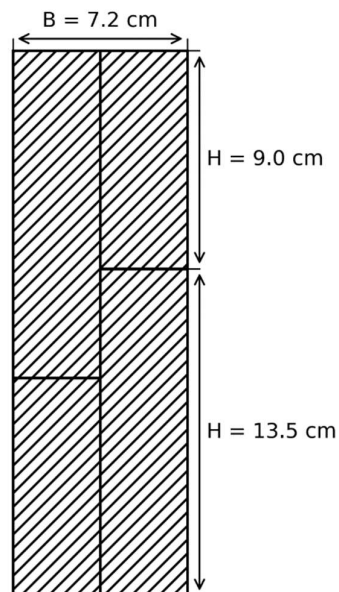
Figura 2-4: Sección geométrica de viga T



Elaboración: Propia

2.3.5. Sección de viga de cubierta (7.2x13.5)

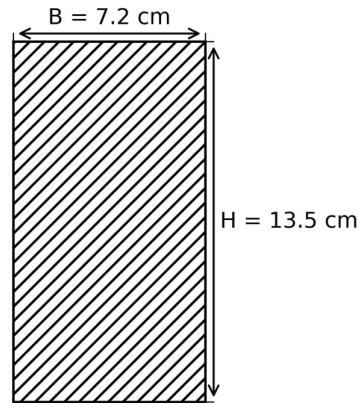
Figura 2-5: Sección geométrica de viga de cubierta



Elaboración: Propia

2.3.6. Sección de viga de cumbrera (7.2x13.5)

Figura 2-6: Sección geométrica de viga de cumbrera



2.4. Cargas Utilizadas

2.4.1. Carga viva

Las cargas vivas consideradas en el diseño estructural del proyecto han sido determinadas conforme a lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), específicamente en el capítulo correspondiente a cargas no sísmicas. Dichas cargas están definidas en el capítulo NEC-SE-CG (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b) de la normativa vigente, donde se detallan los valores recomendados para diferentes tipos de uso y ocupación de edificaciones, tales como residencial, oficinas, comercio, almacenamiento, entre otros.

Tabla 2-2: Carga Viva

Elemento	Ocupación	Carga Uniforme (Kgf/m ²)
Vigueta cubierta	Cubierta planas, inclinadas y curvas	70
Vigueta entrepiso	Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	200

Elaboración: Propia

2.4.2. Carga Muerta

De la misma manera que la carga viva, la carga muerta ha sido determinada conforme a lo estipulado en la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC), en su capítulo de cargas no sísmicas, NEC-SE-CG (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b), donde nos estipula que elementos deben considerarse carga muerta, así como criterios para estimación de los pesos propios.

Tabla 2-3: Carga muerta en cubierta

Elemento	Objeto	Carga uniforme (Kg/m2)
Cubierta	Paneles Osb	7
	Tuberías de Pvc	5
	Instalaciones	10
	Cielo Raso	5
	Total	27

Elaboración: Propia

Tabla 2-4: Carga muerta en planta baja

Elemento	Objeto	Carga uniforme (Kg/m2)
Planta baja	Paneles Osb	10
	Mampostería	30
	Instalaciones	20
	Piso	30
	Aislamiento térmico	10
	Total	100

Elaboración: Propia

2.5. Combinaciones de cargas

La NEC-SE-CG (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b) establece que el cálculo de las estructuras de madera debe realizarse por el método de esfuerzos admisibles, aplicando las combinaciones de carga de la misma norma para identificar los casos de carga más críticos en cada elemento.

Entre las cargas muertas se incluyen el peso propio de los componentes de madera (calculado según sus densidades específicas) y el de los elementos no estructurales fijos (revestimientos, tabiques, sistemas de instalación, etc.), tal como lo exige la NEC-SE-CG (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b).

Las cargas vivas, o sobrecargas de servicio, se asignan conforme al uso y la ocupación previstos para el edificio (residencial, oficinas, almacenes, comercios, etc.). Estos valores se extraen de las tablas de la norma y se combinan con las cargas muertas según ASCE 7-10, con el fin de garantizar la seguridad estructural bajo las condiciones más desfavorables.

Se utilizan como referencia las combinaciones de carga proporcionadas en la (NEC-15)

- D+L

- $D+0.75L+0.525Ex$
- $D+0.75L-0.525Ex$
- $D+0.75L+0.525Ey$
- $D+0.75L-0.525Ey$

Donde:

D = Carga muerta.

L = Carga viva.

Ex = Carga estática de sismo en sentido X.

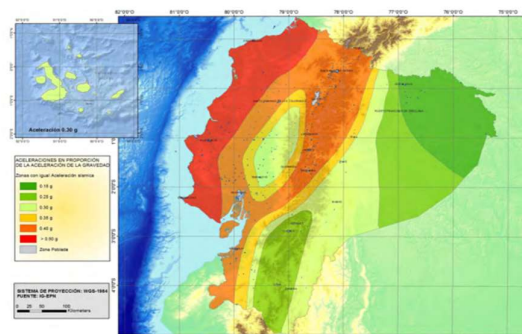
Ey = Carga estática de sismo en sentido Y.

2.6. Espectro de diseño según NEC-SE-DS

De acuerdo con la ubicación geográfica, las características del suelo en el sitio, la configuración estructural en planta y elevación, el tipo de uso y función del inmueble, así como el sistema estructural adoptado, se han determinado los parámetros sísmicos conforme a lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015a).

Según lo indicado anteriormente y con base en el mapa de zonificación sísmica del país, la provincia del Azuay se encuentra en una zona de riesgo sísmico, con una aceleración sísmica máxima esperada de 0.25g ($Z = 0.25g$).

Figura 2-7: Mapa de zonificación sísmica



Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015a)

2.7.Carga sísmica

La carga sísmica fue calculada tomando el 100% de la carga muerta (D), conforme a lo indicado en la norma NEC-SE-CG(Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b) sobre cargas y materiales. Esta carga se multiplica por el coeficiente sísmico, de acuerdo con lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS)(Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015a).

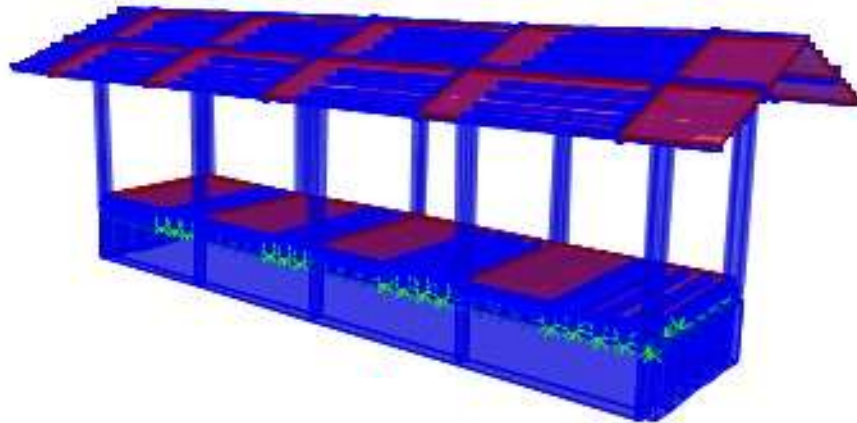
Tabla 2-5: Datos preliminares

Provincia	Azuay	[-]
Locacion	Sierra	[-]
Z	0.25	[g]
Razón entre la aceleración espectral	2.48	[-]

Elaboración: Propia

2.8.Análisis sísmico

Figura 2-8:Diseño del modelo base



Elaboración: Propia

2.8.1. Carga estática equivalente

El método ELF (Equivalent Lateral Force) o Carga Estática Equivalente es una técnica estática y simplificada usada para estimar la carga sísmica en estructuras durante un sismo. Es uno de los métodos más comunes en el diseño sísmico, especialmente adecuado para edificaciones regulares y de baja o mediana altura. Su objetivo es representar los efectos complejos del sismo mediante una fuerza lateral equivalente, distribuida a lo largo de la altura del edificio, que simula la acción sísmica total sobre la estructura.

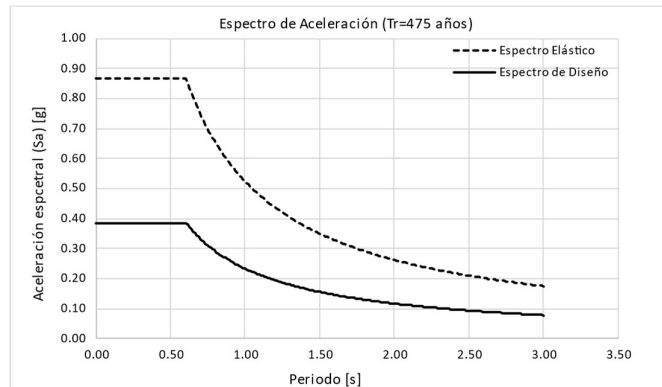
2.8.2. Espectro de diseño

Tabla 2-6: Factores de sitio

Factores de Sitio			
Z	0.25	[-]	Factor de zona (PGA)
Suelo	D	[-]	
Locación	Sierra	[-]	
Fa	1.4	[-]	Coefficiente de amplificación en la zona de período corto
Fd	1.45	[-]	Coefficiente de amplificación de las ordenadas del espectro en roca
Fs	1.06	[-]	Coefficiente de comportamiento no lineal de suelos
r	1	[-]	Factor dependiente de la ubicación geográfica del proyecto
h	2.48	[-]	Razón entre aceleración espectral y el PGA
To	0.11	[s]	Período límite de ramal ascendente del espectro
Tc	0.60	[s]	Período de Esquina

Elaboración: Propia

Figura 2-9: Espectro de aceleración



Elaboración: Propia

Tabla 2-7: Período aproximado

Período Aproximado			
h	3.86	[m]	Altura de la Edificación
Ct	0.072	[-]	Coefficiente dependiente del tipo de estructura
α	0.800	[-]	Coefficiente dependiente del tipo de estructura

K	1.00	[-]	Coficiente dependiente del período de la estructura
Ta	0.21	[s]	Período fundamental aproximado
Cu*Ta	0.28	[s]	Límite superior del período

Elaboración: Propia

2.8.3. Comportamiento modal

Se verifico a travez del program de modelacion “SAP 2000” que la masa pariticipante este por encima del 90%, con ello asegurando que los demas modos individuales no superen el 1% de la participacion

2.8.4. Datos preliminares del coeficiente sísmico

Tabla 2-8: Sistema estructural y coeficiente sísmico

Sistema Estructural y Coeficiente sísmico			
Pórtico Ordinario a Momento			Sistema resistente a Cargas Laterales
R	2.5	OMF	Factor de reducción Espectral
I	1	[-]	Factor de Importancia
Øp	0.9	[-]	Coeficiente de regularidad en planta
Øe	1	[-]	Coeficiente de regularidad en elevación
% CV	0	[%]	Porcentaje de carga viva que aporta como peso sísmico
Cd	1.88	[-]	Coeficiente de amplificación de deformaciones = 0.75.R
PSA	0.87	[g]	Aceleración espectral
Cs	0.39	[%]	Coeficiente Sísmico

Elaboración: Propia

2.8.5. Masa sísmica y cálculo de cortante basal

Tabla 2-9: Cortante basal

Cortante Basal			
Estático (ELF)			
Cs	0.39	[-]	Coeficiente Sísmico
W	9.0	[Ton]	Masa Sísmica

VBst	3.50	[Ton]	Cortante Basal Estático
------	------	-------	-------------------------

Elaboración: Propia

2.8.6. Fuerza lateral por piso

Tabla 2-10: Estimación de carga sísmica reactiva W

Estimación de Carga Sísmica Reactiva W								
Nivel	Área	PP	CM	PP + CM	CV	CM	CV	W
[m]	[m ²]	[Tonf/m2]	[Tonf/m2]	[Tonf/m2]	[Tonf/m2]	[Tonf]	[Tonf]	[Tonf]
3.86	119.53		0.02	0.02	0.07	2.39	8.37	2.39
Área Total	56.34	m2			∑	2.39	8.37	2.39

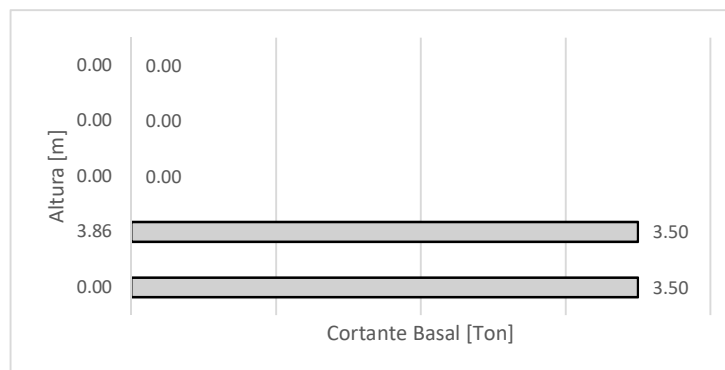
Elaboración: Propia

Tabla 2-11: Distribución vertical de fuerza lateral

Distribución Vertical de Fuerza Lateral						
Nivel	Wx	hx	Wx.hx ^k	Cvx	Fx	Vx
	[Ton]	[m]	[Ton-m]	[-]	[Ton]	[Ton]
N + 0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50
N + 3.86	2.39	3.86	9.23	1.00	3.50	3.50
		∑	9.23	1.00	0.00	

Elaboración: Propia

Figura 2-10: Distribución de cortante basal en altura



Elaboración: Propia

2.8.7. Derivas de piso

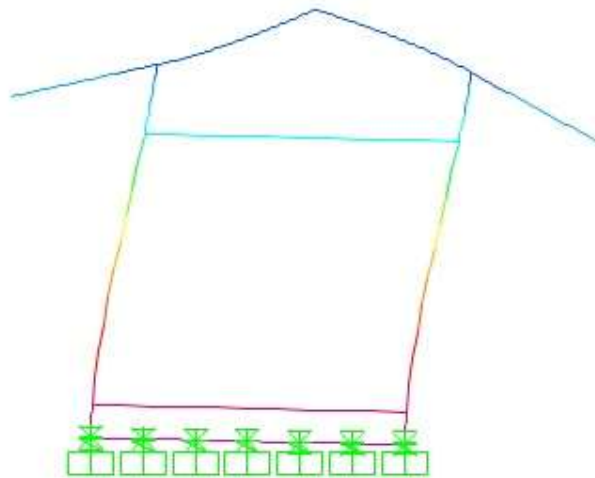
A partir del análisis se obtuvo los siguientes desplazamientos máximos:

- Eje X

Desplazamiento mínimo: $-7.522E-05$ mm

Desplazamiento máximo: 3.57 mm

Figura 2-11: Diagrama de deformación lateral del portico frente al eje X



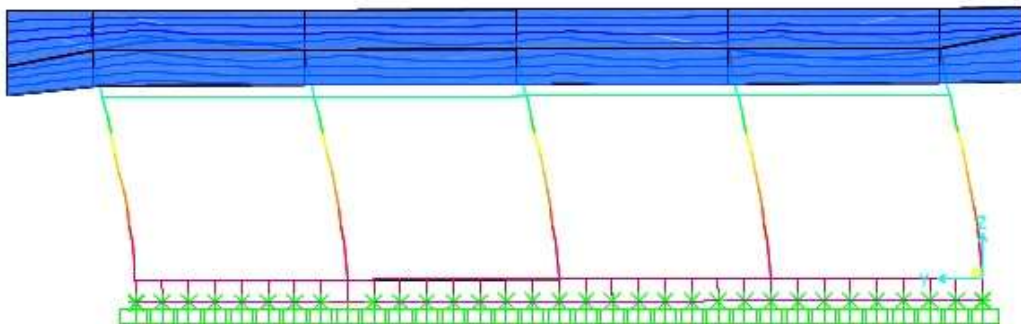
Elaboración: Propia

- Eje Y

Desplazamiento mínimo: 0

Desplazamiento máximo: 3.13 mm

Figura 2-12: Diagrama de deformación lateral del portico frente al eje Y



Elaboración: Propia

- Índice de estabilidad

Tabla 2-12: Índice de estabilidad Q_i

Índice de Estabilidad Q_i						
Sentido X						
Nivel	CM + CV	H	d x	Cortante	Q_i	f p-D
[m]	[Ton]	[cm]	[cm]	[Ton]	[-]	[-]
N + 3.86	10.76	386.00	3.57	3.50	0.03	1.00
Sentido Y						
Nivel	CM + CV	H	d x	Cortante	Q_i	f p-D
[m]	[Ton]	[cm]	[cm]	[Ton]	[-]	[-]
N + 3.86	10.76	386.00	3.13	3.50	0.02	1.00

Elaboración: Propia

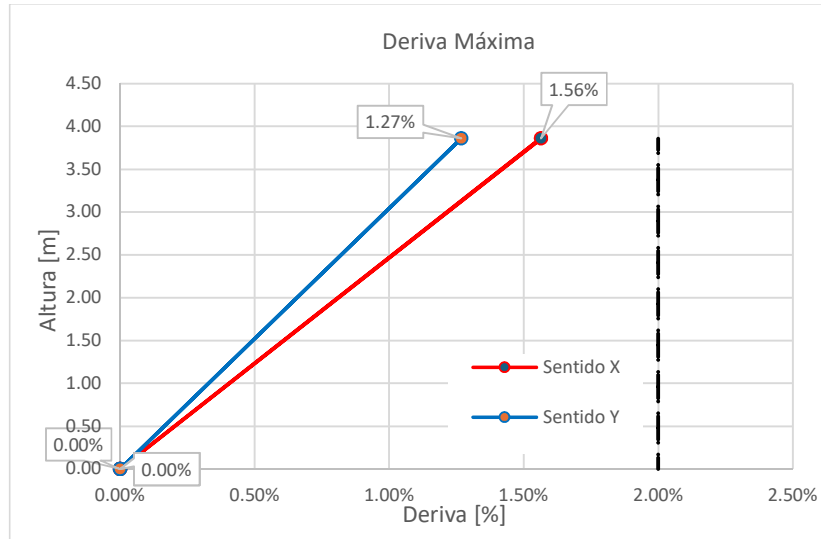
- Cálculo de derivas de piso

Tabla 2-13: Derivas de piso

Deriva de Piso					
Sentido X					
Nivel	H	d x	D elástica	D inelástica	Estado
[m]	[cm]	[cm]	[%]	[%]	
N + 3.86	386.00	3.57	0.92%	1.73%	Cumple
Sentido Y					
Nivel	H	d y	D elástica	D inelástica	Estado
[m]	[cm]	[cm]	[%]	[%]	
N + 3.86	386.00	3.13	0.81%	1.52%	Cumple

Elaboración: Propia

Figura 2-13: Diagrama de deriva máxima de entrepiso en altura, sentidos X e Y



Elaboración: Propia

2.9. Metodología de diseño

El diseño estructural de los elementos de madera se desarrolla mediante el método de esfuerzos admisibles (ASD, por sus siglas en inglés), conforme al lineamiento establecido en la NEC-SE-MD (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2023). Este método consiste en verificar que los esfuerzos actuantes en cada elemento no superen las tensiones admisibles del material, las cuales incorporan implícitamente los factores de seguridad correspondientes.

Las cargas de diseño y sus combinaciones se determinan conforme a la NEC-SE-CG (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b), considerando cargas gravitacionales y sísmicas. El análisis estructural se realiza sobre los elementos que conforman el sistema modular vigas, viguetas y columnas, determinando los esfuerzos de flexión, corte, compresión y tracción generados por dichas solicitaciones.

Para el modelamiento, el material se considera homogéneo, isotrópico y de comportamiento lineal elástico, en concordancia con las hipótesis de la NEC-SE-MD (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2023) y los criterios del Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino (Junta del Acuerdo de Cartagena, 1984).

2.9.1. Vigas y viguetas

A continuación, se presenta el procedimiento de análisis empleada para evaluar los diferentes criterios de resistencia y de servicio de los elementos estructurales tipo viga y vigueta.

- Análisis por resistencia a flexión

Tabla 2-14: Esfuerzo máximo admisible a flexión

Esfuerzo máximo admisible en flexión		
Grupo madera	f_m (MPa)	$1.1 f_m$ (MPa)
C	10.0	11.0

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

Los esfuerzos pueden incrementarse en un 10% al diseñar entablados o viguetas si hay una acción de conjunto garantizada, y podrá utilizarse los valores de la columna (b) de la Tabla 12. El máximo esfuerzo normal se produce en la fibra más alejada del plano neutro, para elementos cargados en la dirección de uno de los ejes principales de la sección.

Para sección rectangular:

Ecuación 1: Esfuerzo normal a flexión

$$\sigma_m = \frac{M_u}{Z}$$

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

Donde:

M = Momento aplicado.

Z = Correspondiente al módulo de la sección.

f_m = Esfuerzo admisible de la madera.

- Análisis por resistencia a corte paralelo a las fibras

Tabla 2-15: Esfuerzo admisible a corte paralelo a las fibras

Esfuerzo máximo admisible para corte paralelo a las fibras.		
Grupo madera	f_v (MPa)	$1.1 f_v$ (MPa)
C	0.80	0.88

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

Los esfuerzos pueden incrementarse en un 10% al diseñar entablados o viguetas si hay una acción de conjunto garantizada, y podrá utilizarse los valores de la columna (b) de la Tabla 13. La resistencia al corte en la dirección perpendicular a las fibras es mucho mayor y por lo tanto no requiere verificarse. El esfuerzo de corte en una sección transversal de un elemento sometido a flexión y a una cierta distancia del plano neutro puede obtenerse mediante.

Para sección rectangular:

Ecuación 2: Esfuerzo de la madera a corte

$$\tau = \frac{3 \cdot V}{2 \cdot b \cdot h} < f_v$$

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

τ = Esfuerzo de la madera a corte.

V = Esfuerzo de la madera a corte.

b = Base de la sección.

h = Altura de la sección.

- Deformaciones por Carga permanente + Sobrecarga:

Carga actuante	Con cielo raso de yeso	Sin cielo raso de yeso
Carga permanente + sobrecarga	L/300	L/250

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

Ecuación 3: Carga de servicio

$$q = CV + CM$$

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

Ecuación 4: Carga distribuida

$$Ws = q \cdot S$$

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

Ecuación 5: Deformación Maxima

$$\Delta_{max} = \frac{5Ws \cdot L^4}{384EI}$$

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

Ecuación 6: Deformación admisible

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{250}$$

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

q =Carga de servicio.

W_s =Carga de servicio distribuida.

Δ_{max} = Deformación máxima.

Δ_{adm} =Deformación admisible.

2.9.2. Columnas

- Cálculo de esbeltez

Para determinar el tipo de columna utilizada se utiliza la esbeltez como parámetro indicador.

Ecuación 7: Relación de esbeltez respectp al eje X

$$\lambda_x = \frac{K \cdot L}{(h_1 \cdot 2)}$$

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

Ecuación 8: Relación de esbeltez respecto al eje Y

$$\lambda_y = \frac{K \cdot L}{(b_1 \cdot 2)}$$

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

λ_x =Esbeltez frente al eje X.

λ_x = Esbeltez frente al eje X.

λ_y = Esbeltez frente al eje Y.

K = Rango entre 1.2-1.5.

L = Altura longitudinal de la columna.

Clasificación de columnas.	
Columnas cortas	$\lambda < 10$

Columnas intermedias	$10 < \lambda <$
Columnas Largas	$< \lambda < 50$

Tabla 2-16: Clasificación de columnas

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

Para secciones rectangulares:

Ecuación 9: Relación de Esbeltez Límite entre Columnas Intermedias y Largas

$$C_k = 0.7025 \sqrt{\frac{E}{f_c}}$$

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

C_k = Esbeltez entre columnas intermedias y largas.

λ = Relación de esbeltez.

E = Módulo de elasticidad.

f_c = Esfuerzo admisible a compresión paralela.

Tabla 2-17: Relación de esbeltez límite entre columnas intermedias y largas

Grupo de madera	C_k	
	Columnas	Entramados
C	18.42	22.47

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

Tabla 2-18: Esfuerzo admisible a compresión paralela

Esfuerzo admisible a compresión paralela.	
Grupo	f_c (MPa)
C	8.0

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

- Análisis por resistencia a flexo compresión:

Para columna corta:

Ecuación 10: Resistencia a la compresión como columna corta

$$NadmC = f_c \cdot A$$

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

NadmC = Resistencia a la compresión como columna corta.

A = Área de la sección transversal.

f_c = Esfuerzo máximo admisible de compresión paralela a las fibras.

Para columna intermedia:

Las columnas fallan por una combinación de aplastamiento e inestabilidad lateral (pandeo). Su carga admisible puede estimarse como.

Ecuación 11: Resistencia a la compresión como columna intermedia

$$NadmI = f_c \cdot A \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\lambda}{C_k} \right)^4 \right)$$

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

NadmI = Resistencia a la compresión como columna intermedia:

A = Área de la sección transversal.

λ = Relación de esbeltez.

f_c = Esfuerzo máximo admisible de compresión paralela a las fibras.

Para columna larga:

La carga admisible se determina por consideraciones de estabilidad.

Ecuación 12: Resistencia a la compresión como columna larga

$$NadmL = 0.329 \cdot \left(\frac{EA}{\lambda} \right)$$

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

NadmL = Resistencia a la compresión como columna larga.

A = Área de la sección transversal.

E = Módulo de elasticidad

λ = Relación de esbeltez.

- Carga crítica de Euler:

Ecuación 13: Carga crítica de pandeo de Euler para una columna

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(K \cdot L)^2}$$

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

N_{cr} = Carga crítica de pandeo de Euler.

E = Módulo de elasticidad del material.

I = Momento de inercia de la sección transversal.

$K \cdot L$ = Longitud efectiva de la columna.

- Factor de amplificación de momentos:

Ecuación 14: Factor de amplificación de momentos

$$km = \frac{1}{1 - 1.5 \cdot \frac{P_u}{N_{cr}}}$$

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

km = Factor de amplificación de momentos.

P_u = Carga axial última- Compresión.

N_{cr} = Carga crítica de Euler.

- FU por carga axial:

Ecuación 15: Factor de utilización por carga axial

$$\frac{N}{N_{adm}} = \frac{P_u}{N_{adm}}$$

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

P_u = Carga axial última – Compresión.

N_{adm} = Resistencia a la compresión.

- FU por flexión:

Ecuación 16: Factor de utilización por flexión

$$\frac{km \cdot M}{Z \cdot f_m} = \frac{km \cdot Mu}{S_{x-y} \cdot f_m}$$

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

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

Mu = Momento flector máximo en el elemento.

S_{x-y} = Módulo de la sección transversal con respecto al eje al rededor el cual se produce flexión.

f_m = Esfuerzo admisible a flexión.

Ecuación 17: Interacción por Carga Axial y Flexión

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{km \cdot M}{Z \cdot f_m} < 1$$

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

- Análisis por resistencia a cortante:

Ecuación 18: Esfuerzo Cortante Máximo en Sección Rectangular de Madera

$$\tau = 1.5 \cdot \frac{Vu}{A}$$

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

τ = Esfuerzo de la sección a cortante.

Vu = Cortante último

A = Área de la sección.

- Demanda – Capacidad.

Ecuación 19: Factor de Utilización por Resistencia a Cortante

$$\frac{\tau}{f_v} < 1$$

Fuente (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2016)

2.10. Diseño de vigas y viguetas

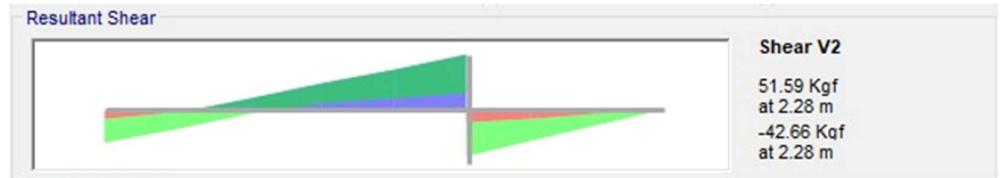
Con la metodología y los datos presentados, se da paso a realizar el diseño de los elementos mencionados siguiendo los parámetros normativos

2.10.1. Comprobación Vigueta Cubierta (7.2x9)

Diagramas obtenidos

Cortante
último

Figura 2-14: Diagrama de cortante último en vigueta de cubierta



Elaboración: Propia

Momento
último

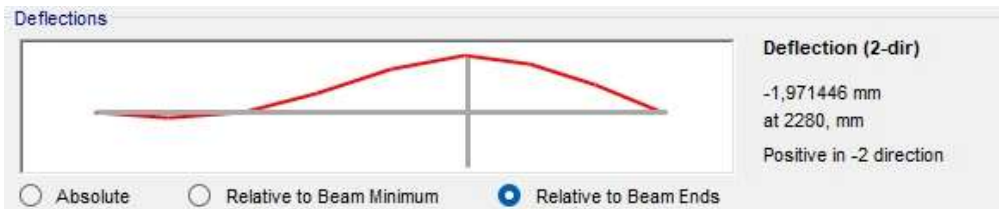
Figura 2-15: Diagrama de Momento último en vigueta de cubierta



Elaboración: Propia

Carga muerta
+ sobrecarga

Figura 2-16: Diagrama de carga muerta mas sobrecarga en vigueta de cubierta



Elaboración: Propia

- Flexion:

Ecuación 1: Esfuerzo normal a flexion

$$\sigma_m = \frac{0.040459 \times 10^5}{97.2} = 41.62 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\frac{D}{C} = \frac{41.6245}{100} = 0.4162$$

- Esfuerzo de corte paralelo a la viga:

Ecuación 2: Esfuerzo de la madera a corte

$$\tau = \frac{3 \times 0.053946 \times 10^3}{2 \times 7.2 \times 9.0} = 1.24 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\frac{D}{C} = \frac{1.2488}{8} = 0.16$$

- Deformación por carga muerta + sobrecarga

Ecuación 5: Deformación maxima

$$\Delta_{\max} = \frac{5 \times 32.4 \times 3.0^4 \times 10^7}{384 \times 90000 \times 437.4} = 8.68 \text{ mm}$$

Ecuación 6: Deformación admisible

$$\Delta_{\text{adm}} = \frac{3.0 \times 1000}{250} = 12.00 \text{ mm}$$

$$\frac{D}{C} = \frac{8.6806}{12.0} = 0.72$$

Tabla 2-19: Cuadro resumen de resultados obtenidos en diseño del elemento viga de cubierta

Criterio	Esfuerzo máximo	Esfuerzo Admisible	Unidad	D/C	Estado
Flexion	41.63	100	Kgf/cm2	0.42	OK
Corte	1.20	8	Kgf/cm2	0.16	OK
Deformacion	8.68	12	mm	0.72	OK

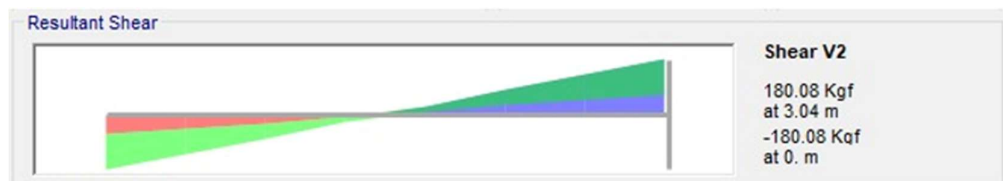
Fuente: Propia

2.10.2. Comprobación Vigueta de entrepiso (7.2x13.5)

Diagramas obtenidos

Cortante
último

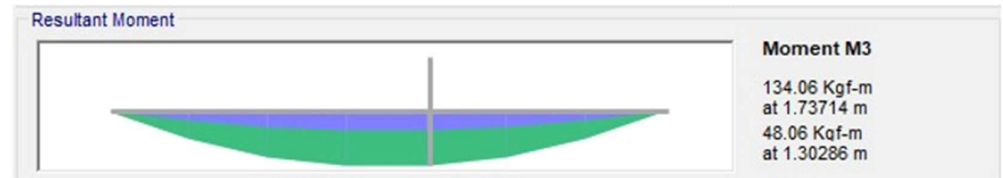
Figura 2-17: Diagrama de cortante último en viga de entrepiso



Elaboración: Propia

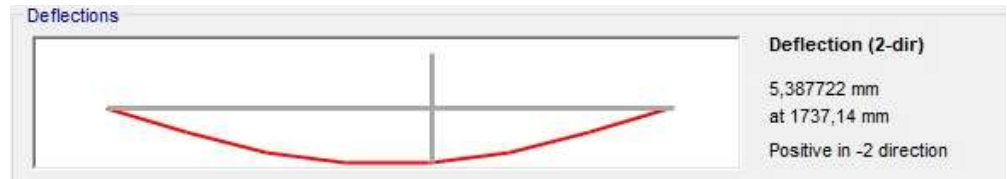
Momento
último

Figura 2-18: Diagrama de Momento último en viga de entrepiso



Elaboración: Propia

Carga muerta + sobrecarga *Figura 2-19: Diagrama de carga muerta mas sobrecarga en vigueta de entrepiso*



Elaboración: Propia

- Flexion:

Ecuación 1: Esfuerzo normal a flexion

$$\sigma_m = \frac{0.142258 \times 10^5}{218.7} = 65.05 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\frac{D}{C} = \frac{65.0471}{100} = 0.65$$

- Esfuerzo de corte paralelo a la viga:

Ecuación 2: Esfuerzo de la madera a corte

$$\tau = \frac{3 \times 0.187182 \times 10^3}{2 \times 7.2 \times 13.5} = 2.88 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\frac{D}{C} = \frac{2.8886}{8} = 0.38$$

- Deformación por carga muerta + sobrecarga

Ecuación 5: Deformación maxima

$$\Delta_{\max} = \frac{5 \times 117.8 \times 3.04^4 \times 10^7}{384 \times 90000 \times 1476.225} = 9.86 \text{ mm}$$

Ecuación 6: Deformación admisible

$$\Delta_{\text{adm}} = \frac{3.04 \times 1000}{250} = 12.16 \text{ mm}$$

$$\frac{D}{C} = \frac{9.8601}{12.16} = 0.81$$

Tabla 2-20: Cuadro resumen de resultados obtenidos en diseño del elemento vigueta de entrepiso

Criterio	Esfuerzo máximo	Esfuerzo Admisible	Unidad	D/C	Estado
Flexion	65.05	100	Kgf/cm ²	0.65	OK
Corte	2.89	8	Kgf/cm ²	0.38	OK
Deformacion	9.86	12.16	mm	0.81	OK

Elaboración: Propia

2.10.3. Comprobación Viga inclinada de cubierta (7.2x22.5)

Diagramas obtenidos

Cortante
último

Figura 2-20: Diagrama de cortante último en viga inclinada de cubierta



Elaboración: Propia

Momento
último

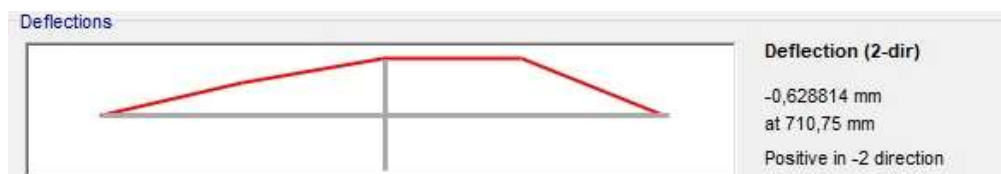
Figura 2-21: Diagrama de Momento último en viga inclinada de cubierta



Elaboración: Propia

Carga muerta
+ sobrecarga

Figura 2-22: Diagrama de carga muerta mas sobrecarga en viga inclinada de cubierta



Elaboración: Propia

- Flexion:

Ecuación 1: Esfuerzo normal a flexion

$$\sigma_m = \frac{318 \times 100}{607.5} = 52.34 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\frac{D}{C} = \frac{52.3457}{100} = 0.52$$

- Esfuerzo de corte paralelo a la viga:

Ecuación 2: Esfuerzo de la madera a corte

$$\tau = \frac{3 \times 380}{2 \times 7.2 \times 22.5} = 3.52 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\frac{D}{C} = \frac{3.5185}{8} = 0.44$$

- Deformación por carga muerta + sobrecarga

Ecuación 5: Deformación maxima

$$\Delta_{\max} = \frac{5 \times 32.4 \times 3.0^4 \times 10^7}{384 \times 90000 \times 437.4} = 0.64 \text{ mm}$$

Ecuación 6: Deformación admisible

$$\Delta_{\text{adm}} = \frac{2.84 \times 1000}{250} = 11.36 \text{ mm}$$

$$\frac{D}{C} = \frac{0.64}{11.36} = 0.06$$

Tabla 2-21: Cuadro resumen de resultados obtenidos en diseño del elemento viga inclinada de cubierta

Criterio	Esfuerzo máximo	Esfuerzo Admisible	Unidad	D/C	Estado
Flexion	52.35	100	Kgf/cm2	0.52	OK
Corte	3.52	8	Kgf/cm2	0.44	OK
Deformacion	0.64	11.36	mm	0.06	OK

Elaboración: Propia

2.10.4. Comprobación Viga T

Diagramas obtenidos

Cortante
último

Figura 2-23: Diagrama de cortante último en viga T



Elaboración: Propia

Momento
último

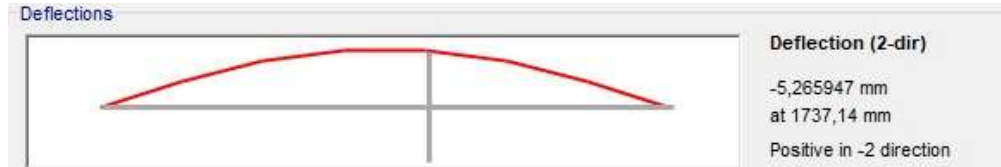
Figura 2-24: Diagrama de Momento último en viga T



Elaboración: Propia

Carga muerta
+ sobrecarga

Figura 2-25: Diagrama de carga muerta mas sobrecarga en viga T



Elaboración: Propia

Elaboración: Propia

- Flexion:

Ecuación 1: Esfuerzo normal a flexion

$$\sigma_m = \frac{137.5 \times 100}{350.892} = 39.19 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\frac{D}{C} = \frac{39.1858}{100} = 0.39$$

- Esfuerzo de corte paralelo a la viga:

Ecuación 2: Esfuerzo de la madera a corte

$$\tau = \frac{3 \times 184.6}{2 \times 7.2 \times 17.1} = 2.25 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\frac{D}{C} = \frac{2.249}{8} = 0.28$$

- Deformación por carga muerta + sobrecarga

Ecuación 5: Deformación maxima

$$\Delta_{max} = \frac{5 \times 128.0 \times 3.044^4 \times 10^7}{384 \times 90,000 \times 3000.1266} = 5.27 \text{ mm}$$

Ecuación 6: Deformación admisible

$$\Delta_{adm} = \frac{3.04 \times 1000}{250} = 12.16 \text{ mm}$$

$$\frac{D}{C} = \frac{5.27}{12.16} = 0.43$$

Tabla 2-22: Cuadro resumen de resultados obtenidos en diseño del elemento viga T

Criterio	Esfuerzo máximo	Esfuerzo Admisible	Unidad	D/C	Estado
Flexion	39.19	100	Kgf/cm ²	0.39	OK
Corte	2.25	8	Kgf/cm ²	0.28	OK
Deformacion	5.27	12.16	mm	0.43	OK

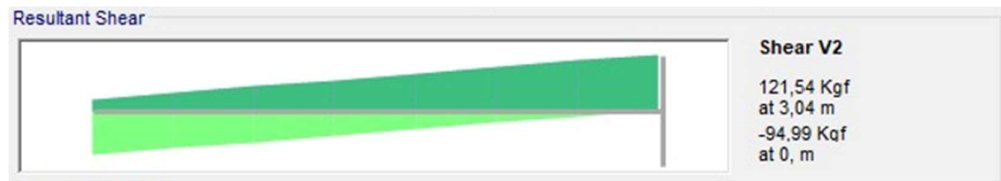
Elaboración: Propia

2.10.5. Comprobación Viga de cubierta (7.2x13.5)

Diagramas obtenidos

Cortante
último

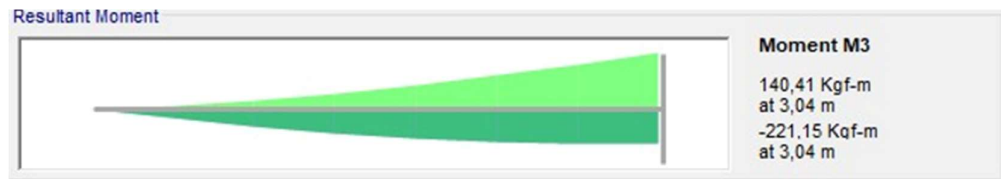
Figura 2-26: Diagrama de cortante último en viga de cubierta



Elaboración: Propia

Momento
último

Figura 2-27: Diagrama de Momento último en viga de cubierta



Elaboración: Propia

Carga muerta
+ sobrecarga

Figura 2-28: Diagrama de carga muerta mas sobrecarga en viga de cubierta



Elaboración: Propia

- Flexion:

Ecuación 1: Esfuerzo normal a flexion

$$\sigma_m = \frac{222 \times 100}{607.5} = 36.54 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\frac{D}{C} = \frac{36.5432}{100} = 0.36$$

- Esfuerzo de corte paralelo a la viga:

Ecuación 2: Esfuerzo de la madera a corte

$$\tau = \frac{3 \times 122}{2 \times 7.2 \times 22.5} = 1.13 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\frac{D}{C} = \frac{1.1296}{8} = 0.14$$

- Deformación por carga muerta + sobrecarga

Ecuación 5: Deformación maxima

$$\Delta_{max} = \frac{5 \times 22.1 \times 3.044^4 \times 10^7}{384 \times 90,000 \times 6834.375} = 0.40mm$$

Ecuación 6: Deformación admisible

$$\Delta_{adm} = \frac{3.04 \times 1000}{250} = 12.16mm$$

$$\frac{D}{C} = \frac{0.4}{12.16} = 0.03$$

Tabla 2-23: Cuadro resumen de resultados obtenidos en diseño del elemento viga de cubierta

Criterio	Esfuerzo máximo	Esfuerzo Admisible	Unidad	D/C	Estado
Flexion	36.54	100	Kgf/cm ²	0.37	OK
Corte	1.13	8	Kgf/cm ²	0.14	OK
Deformacion	0.40	12.16	mm	0.03	OK

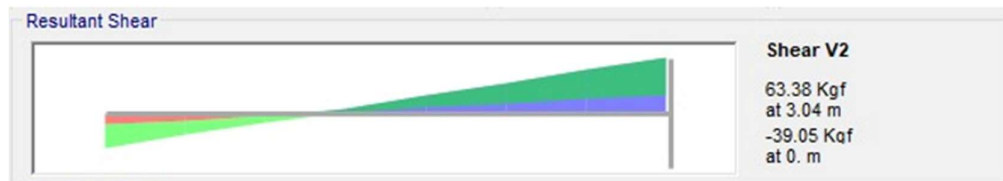
Elaboración: Propia

2.10.6. Comprobación Viga de cumbrera (7.2 x 13.5)

Diagramas obtenidos

Cortante
último

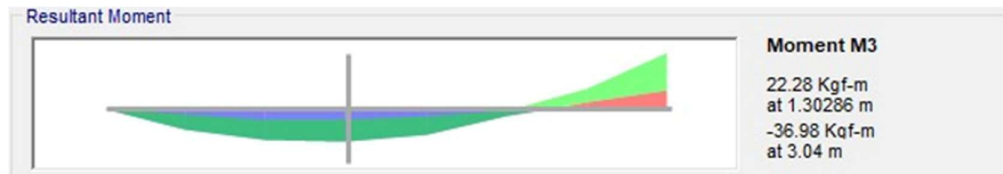
Figura 2-29: Diagrama de cortante último en viga de cumbrera



Elaboración: Propia

Momento
último

Figura 2-30: Diagrama de Momento último en viga de cumbrera



Elaboración: Propia

Carga muerta
+ sobrecarga

Figura 2-31: Diagrama de carga muerta mas sobrecarga en viga de cumbrera



Elaboración: Propia

- Flexión:

Ecuación 1: Esfuerzo normal a flexion

$$\sigma_m = \frac{38 \times 100}{218.7} = 17.37 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\frac{D}{C} = \frac{17.3754}{100} = 0.17$$

- Esfuerzo de corte paralelo a la viga:

Ecuación 2: Esfuerzo de la madera a corte

$$\tau = \frac{3 \times 64}{2 \times 7.2 \times 13.5} = 0.98 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\frac{D}{C} = \frac{0.9877}{8} = 0.12$$

- Deformación por carga muerta + sobrecarga

Ecuación 5: Deformación máxima

$$\Delta_{max} = \frac{5 \times 23.1 \times 3.044^4 \times 10^7}{384 \times 90,000 \times 1476.225} = 1.93mm$$

Ecuación 6: Deformación admisible

$$\Delta_{adm} = \frac{3.04 \times 1000}{250} = 12.16mm$$

$$\frac{D}{C} = \frac{1.93}{12.16} = 0.16$$

Tabla 2-24: Cuadro resumen de resultados obtenidos en diseño del elemento viga de cumbrera

Criterio	Esfuerzo máximo	Esfuerzo Admisible	Unidad	D/C	Estado
Flexion	17.38	100	Kgf/cm2	0.17	OK
Corte	0.99	8	Kgf/cm2	0.12	OK
Deformacion	1.93	12.16	mm	0.16	OK

Elaboración: Propia

2.11. Diseño de columnas

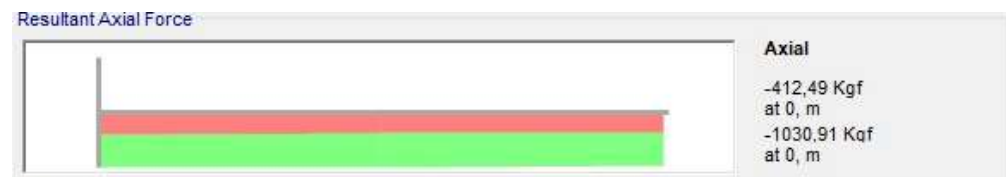
Una vez establecidos los criterios de análisis para las columnas, se procede al diseño estructural de las columnas del modelo B, en base a los criterios normativos ya mencionados

2.11.1. Comprobación columnas

Diagramas obtenidos

Carga
axial
última.

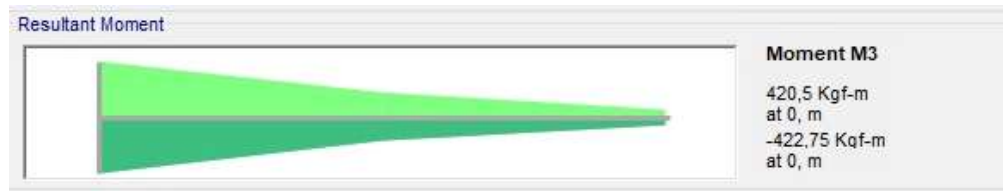
Figura 2-32: Diagrama de carga axial en columna



Elaboración: Propia

Momento
último 3

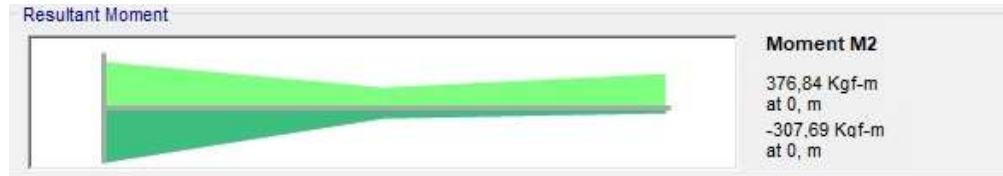
Figura 2-33: Diagrama de momento último (3) en columna



Elaboración: Propia

Momento
último 2

Figura 2-34: Diagrama de momento último (2) en columna



Elaboración: Propia

Cortante
último.

Figura 2-35: Diagrama de cortante último en columna



Elaboración: Propia

- Análisis de Flexocompresión eje X:

Ecuación 17: Interacción por Carga Axial y Flexión

$$\frac{D}{C} = \frac{1031}{9990.557} + \frac{1.0237 \times 423 \times 100}{1488.549 \times 100} = 0.39$$

- Análisis de flexocompresion eje Y:

Ecuación 17: Interacción por Carga Axial y Flexión

$$\frac{D}{C} = \frac{1031}{6393.992} + \frac{1.0307 \times 376 \times 100}{1347.84 \times 100} = 0.45$$

- Cortante

Ecuación 18: Esfuerzo Cortante Máximo en Sección Rectangular de Madera

$$\tau = \frac{3 \times 230}{2 \times 259.2} = 1.331 \text{ kgf/cm}^2$$

Tabla 2-25: Cuadro resumen de resultados obtenidos en diseño del element columna

Criterio	D/C	Admisible	Unidad	Estado
Flexocompresión Eje X	0.3941	1.0	[-]	OK
Flexocompresión Eje Y	0.4487	1.0	[-]	OK
Cortante	0.1664	1.0	[-]	OK

Elaboración: Propia

3. Diseño de conexiones del modelo “B” y sus arquetipos

Una vez culminada el diseño estructural de los diferentes arquetipos, es necesario realizar el diseño de sus conexiones para un comportamiento global correcto

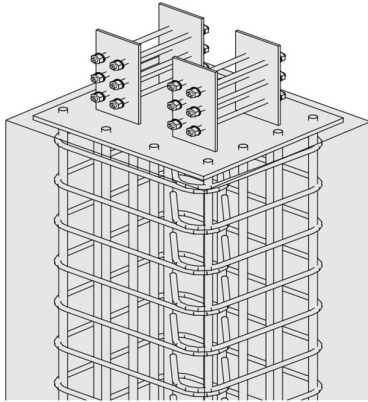
3.1.Descripción y diagramas del sistema de conexiones utilizadas para el modelo B

El sistema estructural de la vivienda rural contempla diferentes tipos de conexiones, cada una de las cuales responde a una configuración geométrica y funcional específica dentro de la estructura

- Conexión L2: Placa base de cimentación

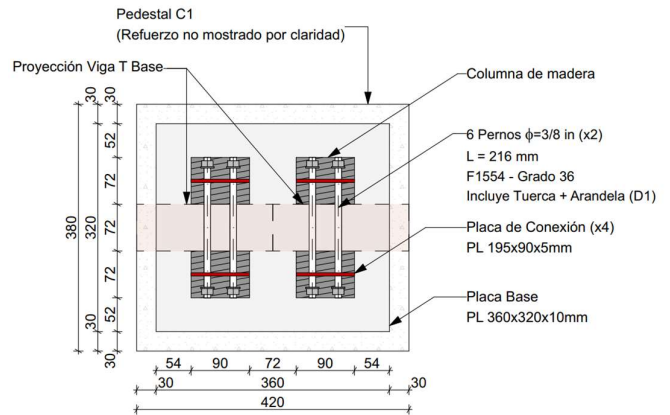
Carga aplicada: 871.62 Kgf

Figura 3-1: Conexión L2 en axometría



Fuente: UDA CIVIL

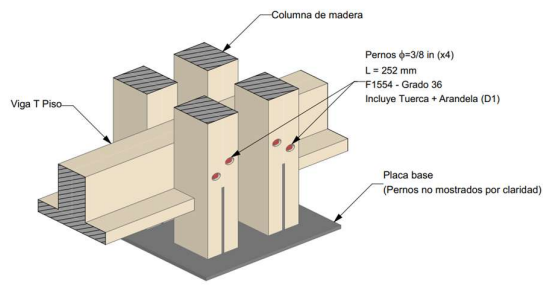
Figura 3-2: Conexión L2 en planta



- Conexión L3: Viga T base de columna

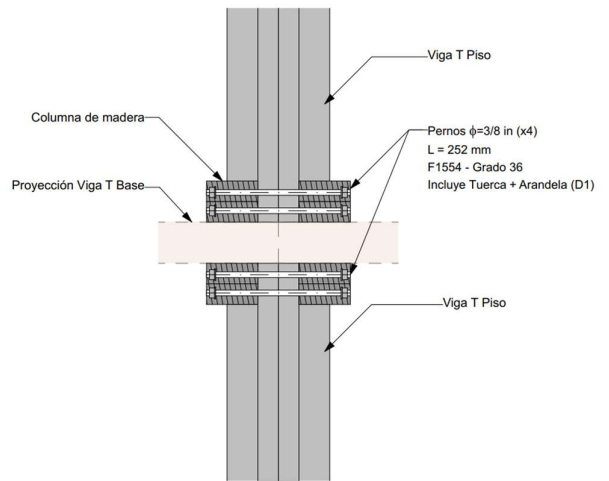
Carga aplicada 194.61 Kgf

Figura 3-3: Conexión L3 en axometría



Fuente: UDA CIVIL

Figura 3-4: Conexión L3 en planta

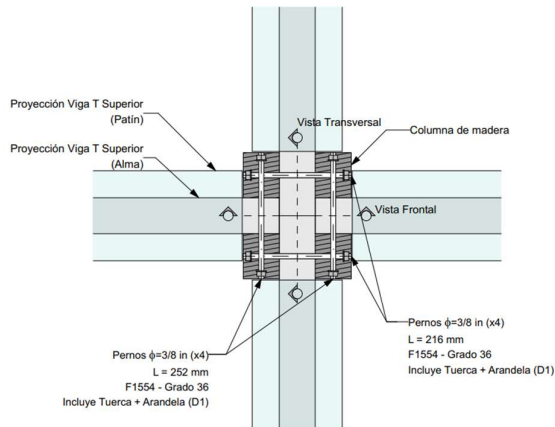


Fuente: UDA CIVIL

- Conexión L7: Viga T superior

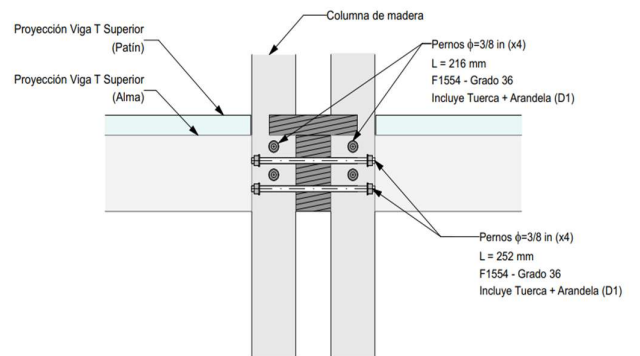
Carga aplicada 11.33 Kgf

Figura 3-5: Conexión L7 en planta



Fuente: UDA CIVIL

Figura 3-6: Conexión L7 en vista frontal

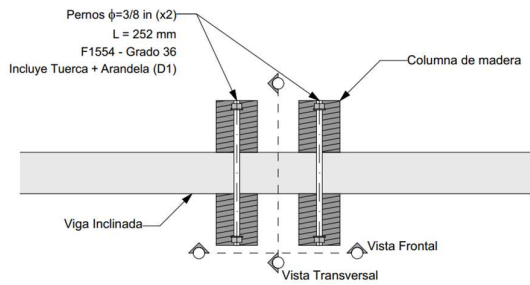


Fuente: UDA CIVIL

- Conexión L8: Viga inclinada superior

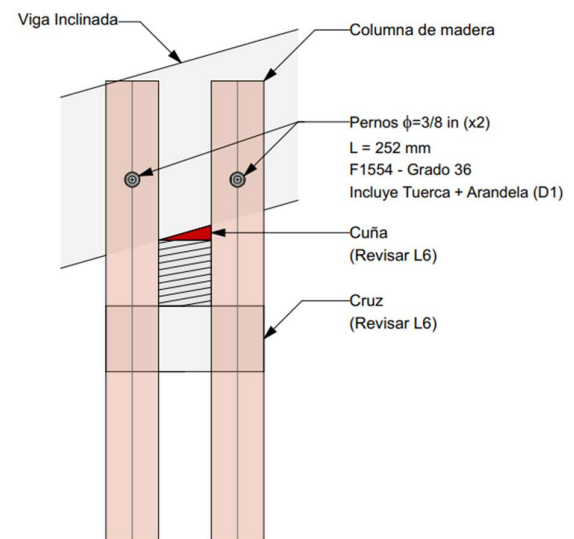
Carga aplicada: 378.89 Kgf

Figura 3-7: Conexión L8 en planta



Fuente: UDA CIVIL

Figura 3-8: Conexión L8 en vista frontal



Fuente: UDA CIVIL

3.2. Metodología de diseño

El diseño de las conexiones de la vivienda modular se desarrolló aplicando de forma conjunta la AISC 360-22 (American Institute of Steel Construction, 2022) y el Capítulo 12 del Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino (Junta del Acuerdo de Cartagena, 1984), referencia técnica a la que remite la NEC-SE-MD (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2023) para el diseño de uniones en madera estructural. Se emplearon pernos de 3/8" como elemento de unión principal, con placas de acero A36 y pernos F1554 grado 36 donde correspondió.

Bajo la AISC 360-22 (American Institute of Steel Construction, 2022) se aplicó la metodología LRFD conforme al Capítulo J, abarcando verificaciones geométricas, resistencia de pernos y resistencia de placas en conexiones por aplastamiento con agujeros de tamaño estándar, en las que el perno trabaja simultáneamente en cortante y aplastamiento (McCormac et al., 2000). Bajo el manual JUNAC se empleó el método ASD, verificando los criterios de aplastamiento, rasgado y tensión neta, e incorporando factores de reducción por efecto de grupo, tipo de cizallamiento y características mecánicas de la madera conforme a las tablas del manual.

3.2.1. Diseño según AISC

- Diámetro del agujero estándar

Ecuación 20: Diámetro del agujero estándar

$$d_h = d_b + \frac{1}{16}''$$

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2022)

- Separación entre pernos

Ecuación 21: Separación mínima entre pernos

$$S_{min} = 3d$$

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2022)

S_{min} = Separación mínima centro a centro entre pernos

d = Diámetro nominal del perno

Ecuación 22: Separación máxima entre pernos

$$S_{max} = 24t$$

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2022)

S_{max} = Separación máxima centro a centro entre pernos

t = Espesor de la placa

- Distancia al borde

Ecuación 23: Distancia libre máxima al borde

$$L_{bmax} = 12t$$

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2022)

L_{bmax} = Distancia libre al borde máxima

t = Espesor de la placa

Para la distancia mínima referirse a la tabla J3.4M de la guía AISC 360-22

- Resistencia al corte de los pernos

Ecuación 24: Resistencia nominal al cortante del perno

$$R_n = F_{nv} \times A_b$$

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2022)

Donde:

R_n = Resistencia nominal al cortante del perno

F_{nv} = Esfuerzo nominal del cortante del perno

A_b = Area de la seccion trasnversal del perno

Con esto podemos hallar la resistencia de diseño por perno:

Ecuación 25: Resistencia de diseño al cortante por perno (LRFD)

$$\phi R_{n,perno} = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b$$

Ecuación 26: Esfuerzo nominal de cortante del perno en función de la resistencia última

$$F_{nv} = 0.45 * F_u$$

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2022)

F_{nv} = Esfuerzo nominal de cortante

F_u = Resistencia ultima del perno

- Resistencia al aplastamiento

Ecuación 27: Distancia libre al aplastamiento para perno de borde

$$L_{c,borde} = L_{be1} - \frac{d_h}{2}$$

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2022)

Donde:

$L_{c,borde}$ = Distancia libre al aplastamiento para el perno de borde

d_h = Diametro del agujero

Ecuación 28: Distancia libre al aplastamiento para perno interior

$$L_{c,int} = e_1 - d_h$$

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2022)

Donde:

$L_{c,int}$ = Distancia libre al aplastamiento para el perno interior

e_1 = Separación centro a centro entre pernos consecutivos

d_h = Diametro del agujero

Con ello adoptamos la menor Resistencia para de manera conservadora continuar con el analisis

Ecuación 29: Resistencia de diseño total por aplastamiento (LRFD)

$$\phi R_{n,total} = 0.75 \times R_n$$

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2022)

Donde:

$\phi R_{n,total}$ = Resistencia de diseño total

R_n = Resistencia nominal por perno

- Fluencia en la seccion

Ecuación 30: Resistencia de diseño por fluencia en sección bruta

$$\phi R_n = 0.9 \cdot A_g \cdot F_y$$

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2022)

ϕR_n = Resistencia de diseño a la fluencia en la seccion bruta

A_g = Área bruta de la placa

F_y = Esfuerzo de fluencia

- Fractura en la sección

Ecuación 31: Área neta efectiva de la placa con perforaciones

$$A_e = (W - n_w \cdot d_h) \cdot t$$

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2022)

Donde:

A_e = Área neta efectiva de la placa

W = Ancho de la placa

n_w = Número de agujeros en direccion de la placa

d_h = Diametro de agujero estandar

t = Espesor de la placa

Una vez determinada la sección neta se evalúa la resistencia a fractura

Ecuación 32: Resistencia de diseño por fractura en sección neta

$$\phi R_n = 0.75 \cdot A_e \cdot F_u$$

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2022)

Donde:

ϕR_n = Resistencia de diseño a la fractura en la sección neta

A_e = Área neta efectiva de la placa

F_u = Resistencia última del material

- Resistencia al corte de la placa

Ecuación 33: Área bruta de cortante en los planos de falla

$$A_{gv} = \text{largo} \cdot n_{bs} \cdot t$$

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2022)

A_{gv} = Área bruta de cortante en planos de falla

largo = Longitud del bloque de cortante

n_{bs} = Número de bloques de cortante

t = Espesor de la placa

Ecuación 34: Área neta de cortante en los planos de falla

$$A_{nv} = A_{gv} - n_{bs} \cdot n_{ag} \cdot d_h \cdot t$$

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2022)

A_{nv} = Área neta de cortante en los planos de falla

A_{gv} = Área bruta de cortante

n_{bs} = Número de bloques de cortante

n_{ag} = Número de agujeros por bloque de corte

d_h = Diámetro de agujero estandar

t = Espesor de placa

- Fluencia al corte

Ecuación 35: Resistencia de diseño por fluencia al corte en rasgamiento de bloque

$$\phi R_{n[A]} = 1.0 \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv}$$

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2022)

$\phi R_{n[A]}$ = Resistencia de diseño a la fluencia por corte de la placa

F_y = Esfuerzo de fluencia del material

A_{gv} = Área bruta de cortante

- Fractura al corte

Ecuación 36: Resistencia de diseño por fractura al corte en rasgamiento de bloque

$$\phi R_{n[B]} = 0.75 \cdot 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv}$$

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2022)

$\phi R_{n[B]}$ = Resistencia de diseño a la fractura por corte de la placa

F_u = Resistencia última a tensión del material

A_{nv} = Área neta de cortante

- Bloque de cortante

Ecuación 37: Área neta en tensión perpendicular a los planos de falla

$$A_{nt} = (s_{col} - d_h) \cdot t$$

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2022)

A_{nt} = Área neta en tensión perpendicular a los planos de

s_{col} = Separación entre columnas de

d_h = Diámetro del agujero estándar

t = Espesor de la placa

3.2.2. Diseño según Manual andino de diseño para elementos de madera

- Comprobación por aplastamiento

El aplastamiento se produce cuando el perno ejerce presión sobre las fibras de la madera en la zona de contacto. La carga admisible por perno depende de la dirección de la fuerza

respecto a la fibra, del tipo de cizallamiento y de las características geométricas y mecánicas de los elementos conectados. Su verificación se realiza conforme al §12.2 del Manual JUNAC.

- Datos del conector y del material

Para la determinación de las cargas admisibles en la unión, el Manual JUNAC establece que deben considerarse el grupo estructural de la madera, la calidad y el diámetro del perno, la orientación de las fuerzas respecto al grano, el espesor de los elementos y el número y ubicación de los pernos en la unión. En consecuencia, se definen los siguientes parámetros de entrada:

ℓ =Ancho del elemento de madera en la dirección longitudinal del perno (cm).

d =Diámetro del perno (cm).

Grupo de madera = Clasificación estructural del material (C), que determina los valores de resistencia admisible aplicables.

- Cargas básicas admisibles por perno

A partir de los parámetros definidos, se determinan las cargas admisibles por perno en función de la orientación de la fuerza respecto a la dirección de la fibra. El Manual JUNAC establece en su Tabla 12.7 los valores admisibles para doble cizallamiento.

- Placa metálica

Cuando el elemento lateral de la unión es una platina metálica, la carga admisible paralela a la fibra P obtenida de la Tabla 12.7 puede incrementarse en un 25%, conforme al 12.2.2b del Manual JUNAC. Este incremento no aplica para la carga perpendicular a la fibra Q. En ambos casos, el espesor ℓ corresponde al espesor del elemento central de madera.

- Formula de Hankinson

Cuando la fuerza aplicada forma un ángulo θ respecto a la dirección de la fibra, la carga admisible por perno se determina mediante:

Ecuación 38: Fórmula de Hankinson, capacidad admisible del perno a un ángulo θ respecto a la fibra

$$N_{\theta} = \frac{P * Q}{P \sin^2 \theta + Q \cos^2 \theta}$$

Fuente: (Junta del Acuerdo de Cartagena, 1984)

P =Carga admisible paralela a la fibra (kg/perno).

Q =Carga admisible perpendicular a la fibra (kg/perno).

θ =Ángulo entre la dirección de la fuerza aplicada y la dirección de la fibra de la madera.

- Reducción por cizallamiento simple

Ecuación 39: Reducción por cizallamiento simple del perno

$$\frac{N_{\theta}}{2}$$

Fuente: (Junta del Acuerdo de Cartagena, 1984)

Para este cálculo, el elemento central se toma con el espesor y orientación del elemento más grueso de la unión, mientras que los elementos laterales se consideran con el espesor y orientación del elemento más delgado. El espesor efectivo ℓ se determina como el menor de:

Ecuación 40: Espesor efectivo de la pieza central en uniones de madera

$$\ell = t \text{ ó } 2e$$

Fuente: (Junta del Acuerdo de Cartagena, 1984)

t =Espesor del elemento central.

e =Espesor de la placa de acero.

- Factor de grupo por pernos

Cuando una unión emplea más de un perno por línea paralela a la dirección de la carga, la carga admisible por perno debe reducirse mediante el factor de grupo C_g , obtenido de la Tabla 12.8 del Manual JUNAC en función del tipo de elemento lateral y del número de pernos en la línea. La carga admisible del grupo se determina como:

Ecuación 41: Capacidad admisible del grupo de pernos en madera

$$N_{GRUPO} = N_{Simple-\theta} * C_g$$

Fuente: (Junta del Acuerdo de Cartagena, 1984)

- Verificación

La unión se considera satisfactoria cuando la demanda total no supera la capacidad admisible del grupo de pernos. La verificación se realiza mediante la siguiente relación

Ecuación 42: Verificación de la unión, factor de utilización del grupo de pernos

$$\frac{V_u}{N_{GRUPO} * n} = 1.0$$

Fuente: (Junta del Acuerdo de Cartagena, 1984)

V_u =Fuerza cortante que actúa en la conexión.

N_{GRUPO} =Carga admisible por perno considerando el efecto de grupo

n =Número de pernos

- Comprobación por rasgado

Para garantizar que la unión no falle por rasgado de la madera, se verifican los espaciamientos geométricos de los pernos conforme a los requisitos mínimos establecidos en la Tabla 12.9 del Manual JUNAC. Dichos límites se expresan en función del diámetro del perno d y deben cumplirse para cada uno de los siguientes parámetros.

- Análisis por tensión neta

Ecuación 43: Resistencia promedio a la tensión neta de la madera

$$\sigma_{LP,prom} = 361.8 * \rho^{1.799}$$

Fuente:(Junta del Acuerdo de Cartagena, 1984)

Ecuación 44: Resistencia mínima última a la tensión neta

$$\sigma_{U,min} = 506.2 * \rho^{1.602}$$

Fuente:(Junta del Acuerdo de Cartagena, 1984)

- Factor de corrección por diametro

Dado que la resistencia por perno varía con el diámetro del conector, se aplica el factor de corrección C_d , obtenido de la Tabla 12.13 del Manual JUNAC en función de d .

- Factores de reduccion

Los factores de reducción F_{LP} y F_U se obtienen de la Tabla 12.15 del Manual JUNAC y agrupan las condiciones de diseño relacionadas con la duración de carga, la variación del contenido de humedad, los factores de carga y las aproximaciones del análisis, conforme a los valores parciales definidos en la Tabla 12.10.

- Cargas admisibles por perno

Ecuación 45: Carga admisible por perno en dirección paralela a la fibra

$$\sigma_{LP,adm} = \frac{\ell * d * \sigma_{LP,prom} * R_{U,prom} * C_d}{F_{LP}}$$

Fuente: (Junta del Acuerdo de Cartagena, 1984)

Ecuación 46: Carga admisible por perno en dirección perpendicular a la fibra

$$\sigma_{U,min} = \frac{\ell * d * \sigma_{U,min} * C_d}{F_U}$$

Fuente: (Junta del Acuerdo de Cartagena, 1984)

3.3. Diseño de conexiones

3.3.1. Comprobación conexión L2

Tabla 3-1: Cuadro de diseño de conexión L2, en base a la normativa AISC 360-22

Criterios AISC 360-22						
Pernos						
Criterio	Referencia de formula	Demanda	Capacidad	Unidad	D/C	Estado
Agujero estandar	<i>Ecuación 20</i>	11.00	-	[mm]	-	OK
Separación e	<i>Ecuación 21 y ecuación 22</i>	48.00	Min: 28.58 Max :120.0	[mm]	-	OK
Distancia libre al borde horizontal	<i>Ecuación 23, ademas referirse a la guía AISC 360-22, Tabla J3.4M</i>	25.00	Min: 18.00 Max: 60.00	[mm]	-	OK
Distancia libre al borde vertical	<i>Ecuación 23, ademas referirse a la guía AISC 360-22, Tabla J3.4M</i>	50.00	Min: 18.00 Max: 60.00	[mm]	-	OK
Cortante de pernos	<i>Ecuación 24, ecuación 25 y ecuación 26</i>	871.62	5884.34	[Kgf]	0.15	OK

Aplastamiento	<i>Ecuación 27, ecuación 28 y ecuación 29</i>	871.62	20974.20	[Kgf]	0.08	OK
Placa						
Fluencia en sección ancha	<i>Ecuación 30</i>	871.62	10246.50	[Kgf]	0.08	OK
Fractura en sección alto	<i>Ecuación 31 y ecuación 32</i>	871.62	24720.09	[Kgf]	0.04	OK
Fluencia al corte	<i>Ecuación 33 y ecuación 35</i>	871.62	22011.00	[Kgf]	0.04	OK
Fractura al corte	<i>Ecuación 34 y ecuación 36</i>	871.62	21509.84	[Kgf]	0.04	OK
Bloque de cortante	<i>Ecuación 33, ecuación 34, ecuación 35, ecuación 36 y ecuación 37</i>	871.62	20925.74	[Kgf]	0.04	OK

Elaboración: Propia

Tabla 3-2: Cuadro de diseño de conexión L2, en base a la normativa JUNAC

Criterios JUNAC						
Criterio	Referencia de formula	Demanda	Capacidad	Unidad	D/C	Estado
Aplastamiento	<i>Ecuación 38, ecuación 39, ecuación 40, ecuación 41 y ecuación 42</i>	871.62	1082.18	[Kgf]	0.8	OK
Rasgado						
Entre pernos	<i>Referirse a la guía JUNAC, tabla 12.9</i>	48.00	Min: 38.00	[mm]	-	OK
Extremo traccion	<i>Referirse a la guía JUNAC, tabla 12.9</i>	50.00	Min:47.50	[mm]	-	OK
Extremo compresión	<i>Referirse a la guía JUNAC, tabla 12.9</i>	50.00	Min:38.00	[mm]	-	OK
Entre líneas	<i>Referirse a la guía JUNAC, tabla 12.9</i>	40.00	Min:19.00	[mm]	-	OK
Bordes	<i>Referirse a la guía JUNAC, tabla 12.9</i>	25.00	Min:19.00	[mm]	-	OK
Tensión neta						
Carga limite	<i>Ecuación 43 y ecuación 45</i>	145.27	186.87	[Kgf/p]	0.78	OK

Carga última	Ecuación 44 y ecuación 46	145.27	178.37	[Kgf/p]	0.81	OK
--------------	---------------------------	--------	--------	---------	------	----

Elaboración: Propia

3.3.2. Comprobación conexión L3

Tabla 3-3: Cuadro de diseño de conexión L3, en base a la normativa AISC 360-22

Criterios AISC 360-22						
Pernos						
Criterio	Referencia de formula	Demanda	Capacidad	Unidad	D/C	Estado
Agujero estandar	Ecuación 20	11.00	-	[mm]	-	OK
Separación e	Ecuación 21 y ecuacion 22	50.00	Min: 28.58 Max :120.0	[mm]	-	OK
Cortante de pernos	Ecuación 24, ecuacion 25 y ecuación 26	184.61	1961.33	[Kgf]	0.1	OK

Elaboración: Propia

Tabla 3-4: Cuadro de diseño de conexión L3, en base a la normativa JUNAC

Criterios JUNAC						
Criterio	Referencia de formula	Demanda	Capacidad	Unidad	D/C	Estado
Aplastamiento	Ecuación 38, ecuación 39, ecuación 40, ecuación 41 y ecuación 42	184.61	282.00	[Kgf]	0.65	OK

Elaboración: Propia

3.3.3. Comprobación conexión L7

Tabla 3-5: Cuadro de diseño de conexión L7, en base a la normativa AISC 360-22

Criterios AISC 360-22						
Pernos						
Criterio	Referencia de formula	Demanda	Capacidad	Unidad	D/C	Estado
Agujero estandar	Ecuación 20	11.00	-	[mm]	-	OK
Separación e	Ecuación 21 y ecuacion 22	50.00	Min: 28.58 Max :120.0	[mm]	-	OK
Cortante de pernos	Ecuación 24, ecuacion 25 y ecuación 26	11.33	1961.33	[Kgf]	0.01	OK

Elaboración: Propia

Tabla 3-6: Cuadro de diseño de conexión L7, en base a la normativa JUNAC

Criterios JUNAC							
Criterio	Referencia de formula	de	Demanda	Capacidad	Unidad	D/C	Estado
Aplastamiento	Ecuación 38, ecuación 39, ecuación 40, ecuación 41 y ecuación 42		11.33	141.00	[Kgf]	0.08	OK

Elaboración: Propia

3.3.4. Comprobación conexión L8

Tabla 3-7: Cuadro de diseño de conexión L8, en base a la normativa AISC 360-22

Criterios AISC 360-22							
Pernos							
Criterio	Referencia de formula		Demanda	Capacidad	Unidad	D/C	Estado
Agujero estandar	Ecuación 20		11.00	-	[mm]	-	OK
Separación e	Ecuación 21 y ecuación 22		50.00	Min: 28.58 Max :120.0	[mm]	-	OK
Cortante de pernos	Ecuación 24, ecuacion 25 y ecuación 26		379.89	1961.33	[Kgf]	0.20	OK

Elaboración: Propia

Tabla 3-8: Cuadro de diseño de conexión L8, en base a la normativa JUNAC

Criterios JUNAC							
Criterio	Referencia de formula	de	Demanda	Capacidad	Unidad	D/C	Estado
Aplastamiento	Ecuación 38, ecuación 39, ecuación 40, ecuación 41 y ecuación 42		379.89	562.23	[Kgf]	0.67	OK

Elaboración: Propia

4. Presupuesto referencial del modelo “B”

4.1. Alcance del presupuesto

El presente capítulo expone el presupuesto referencial de los tres sistemas directamente desarrollados en este trabajo de titulación: la estructura de madera, las conexiones con pernos y las placas base de acero de la Vivienda Rural Modelo B. Estos elementos constituyen el núcleo del diseño estructural presentado en los capítulos anteriores y en conjunto representan un monto de USD 8,401.90 sin IVA.

Los precios unitarios fueron obtenidos de proveedores y contratistas del mercado de la provincia del Azuay, y las cantidades fueron cuantificadas a partir de los planos estructurales del proyecto, reflejando las dimensiones y especificaciones técnicas definidas en el diseño final. Por su carácter referencial, los valores presentados pueden estar sujetos a variaciones según la disponibilidad de materiales, costos de mano de obra y condiciones específicas del sitio de implantación.

4.2. Rubros del presupuesto

El presupuesto referencial de los sistemas analizados en este trabajo comprende un total de veinticinco ítems distribuidos en tres subcapítulos: placa base, conexiones y estructura de madera.

Tabla 4-1: Detalle del presupuesto referencial

N° de ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. total
1.3	Placa base				600.00
1.3.1	Suministro, fabricación y montaje de acero estructural ASTM A572 gr.50	kg	118.00	3.00	354.00
1.3.2	Suministro y montaje de barra roscada D=3/8", L=216mm, ASTM F1554 36ksi. (Inc. tuerca y arandela)	u	120.00	2.05	246.00
1.4	Conexiones				559.96
1.4.1	Viga T piso				60.76

1.4.1.1	Suministro y montaje de barra roscada D=3/8", L=252mm, ASTM F1554 36ksi. (Inc. tuerca y arandela)	u	28.00	2.17	60.76
1.4.2	Columnas / cruz				253.20
1.4.2.1	Suministro y montaje de barra roscada D=3/8", L=252mm, ASTM F1554 36ksi. (Inc. tuerca y arandela)	u	60.00	2.17	130.20
1.4.2.2	Suministro y montaje de barra roscada D=3/8", L=216mm, ASTM F1554 36ksi. (Inc. tuerca y arandela)	u	60.00	2.05	123.00
1.4.3	VIGA T SUPERIOR				168.80
1.4.3.1	Suministro y montaje de barra roscada D=3/8", L=252mm, ASTM F1554 36ksi. (Inc. tuerca y arandela)	u	40.00	2.17	86.80
1.4.3.2	Suministro y montaje de barra roscada D=3/8", L=216mm, ASTM F1554 36ksi. (Inc. tuerca y arandela)	u	40.00	2.05	82.00
1.4.4	VIGA INCLINADA				43.40
1.4.4.1	Suministro y montaje de barra roscada D=3/8", L=252mm, ASTM F1554 36ksi. (Inc. tuerca y arandela)	u	20.00	2.17	43.40
1.4.5	CUMBRERO				33.80
1.4.5.1	Suministro y montaje de barra roscada D=3/8", L=105mm, ASTM F1554 36ksi. (Inc. tuerca y arandela)	u	20.00	1.69	33.80
1.5	ESTRUCTURA MADERA				7,241.94
1.5.1	Suministro y fabricación de viga T base	u	6.00	61.73	370.38
1.5.2	Montaje de viga T base	u	6.00	1.82	10.92
1.5.3	Suministro y fabricación de columnas	u	10.00	176.46	1,764.60

1.5.4	Suministro y fabricación de uniones de columnas	u	10.00	20.94	209.40
1.5.5	Montaje de columna	u	10.00	10.98	109.80
1.5.6	Suministro y fabricación de viga T piso	u	7.00	66.19	463.33
1.5.7	Montaje de viga T de piso	u	7.00	3.66	25.62
1.5.8	Suministro y fabricación de viga T superior tipo 2	u	7.00	66.74	467.18
1.5.9	Montaje de viga T superior tipo 2	u	7.00	3.66	25.62
1.5.10	Suministro y fabricación de viga T superior tipo 1	u	6.00	61.91	371.46
1.5.11	Montaje de viga T superior tipo 1	u	6.00	3.66	21.96
1.5.12	Suministro y fabricación de viga inclinada de cubierta	u	10.00	83.10	831.00
1.5.13	Montaje de viga inclinada cubierta	u	10.00	9.14	91.40
1.5.14	Suministro y fabricación de correa 1	u	26.00	32.34	840.84
1.5.15	Montaje de correa 1	u	26.00	2.41	62.66
1.5.16	Suministro y fabricación de correa 2	u	26.00	55.00	1,430.00
1.5.17	Montaje de correa 2	u	26.00	2.41	62.66
1.5.18	Suministro de correa de cierre	u	4.00	13.33	53.32
1.5.19	Montaje de correa de cierre	u	4.00	3.66	14.64
1.5.20	Suministro de cuña	u	1.00	13.33	13.33
1.5.21	Montaje de cuña	u	1.00	1.82	1.82

Valor total de los rubros	8401.9\$
----------------------------------	-----------------

Elaboración: Propia

4.3. Distribución de costos

Tabla 4-2: Cuadro resumen de distribución de costos apartir del presupuesto referencial

Subcapítulo	Costo (USD)	% del total
1.3 Placa base	600.00	7.14%
1.4 Conexiones	559.96	6.67%
1.5 Estructura de madera	7241.94	86.19%
Total	8401.90	100%

Elaboración: Propia

Esta distribución refleja una característica propia de los sistemas estructurales en madera: los elementos del material base concentran la mayor parte del costo, mientras que los elementos de unión, a pesar de ser el objeto central del diseño y los que garantizan la integridad estructural del sistema, representan una fracción menor del presupuesto.

5. Conclusiones

El presente trabajo de titulación abordó el diseño estructural de una vivienda modular en madera concebida para el contexto rural ecuatoriano. El proyecto se desarrolló tomando como referencia normativa principal la NEC-15, particularmente en sus capítulos NEC-SE-MD para el diseño de estructuras de madera, NEC-SE-DS para el análisis sísmico resistente y NEC-SE-CG para la determinación de cargas, y se apoyó además en dos normas internacionales complementarias para cubrir las verificaciones específicas que el proyecto demandaba. Para los componentes de madera se empleó el Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino de la JUNAC, mientras que para los componentes de acero de las conexiones se utilizó la AISC 360-22. La articulación de estos tres cuerpos normativos permitió desarrollar el proyecto con un marco técnico ordenado y trazable, y demuestra que el diseño formal de viviendas en madera en el contexto ecuatoriano es viable cuando se construye una base normativa coherente entre la regulación nacional y los estándares internacionales.

En lo concerniente al diseño de los elementos de madera del sistema poste-viga, se verificó que todas las secciones definidas para viguetas de cubierta y entrepiso, vigas T, vigas inclinadas, vigas de cumbrera y columnas compuestas cumplieron los estados límite de resistencia y servicio en los cuatro arquetipos evaluados. En los elementos de flexión, particularmente en las viguetas de entrepiso, el estado límite que mostró menor holgura respecto a su valor admisible no fue la flexión ni el corte, sino la deformación, cuyo límite admisible está especificado por la NEC-SE-MD. Esto indica que para vanos típicos de vivienda construidos con maderas del grupo C, el dimensionamiento de viguetas queda gobernado por criterios de servicio y no por capacidad resistente, lo que obliga a invertir la lógica habitual del diseño en acero u hormigón, donde la resistencia suele ser el criterio dominante.

El análisis sísmico realizado bajo el método de Fuerza Lateral Equivalente (ELF) confirmó que el sistema poste-viga en madera responde adecuadamente a las sollicitaciones sísmicas establecidas por la NEC-SE-DS para la zona de implantación en la provincia del Azuay. Las derivas inelásticas de entrepiso obtenidas en ambos sentidos principales cumplieron los límites admisibles fijados por la norma con un margen ordenado, lo que valida que la configuración estructural definida es sísmicamente competente sin necesidad de incorporar elementos sísmoresistentes adicionales. Este

resultado, sumado al cumplimiento de los estados límite en los elementos individuales, permite concluir que la arquitectura modular propuesta no impone penalidades sobre el comportamiento dinámico del conjunto.

La comprobación de las conexiones representó el componente técnicamente más exigente del trabajo, pues requirió la aplicación simultánea de dos normativas que operan bajo filosofías distintas: la AISC 360-22 bajo el método LRFD, basado en factores de resistencia, y el Manual JUNAC bajo el método de esfuerzos admisibles. Las conexiones del proyecto se basan en pernos de 3/8 de pulgada y placas de acero A36 predefinidos a nivel de proyecto arquitectónico, sobre los cuales este trabajo ejecutó las verificaciones normativas correspondientes. Una vez establecida con claridad la asignación de cada comprobación a su norma respectiva, el procedimiento resultó coherente y trazable. La conclusión conceptual que emerge de este capítulo es que en conexiones mixtas acero-madera el material que condiciona la respuesta del conjunto es invariablemente la madera. Mientras que las placas y los pernos verificados bajo la AISC presentaron márgenes considerables frente a sus capacidades de fluencia, fractura y cortante, los criterios de aplastamiento y tensión neta sobre la madera fueron los que se ubicaron consistentemente más cerca de su valor admisible. Verificar conexiones en madera sin reconocer este patrón conduciría a evaluaciones desbalanceadas, en las que se sobrestima la respuesta del acero y se subestima la del elemento de madera.

Dentro de la comprobación bajo la normativa JUNAC, dos parámetros emergieron como conceptualmente imprescindibles por reflejar que la madera no responde de la misma manera en todas las direcciones: el factor de reducción por acción de grupo y la ecuación de Hankinson. El primero penaliza la capacidad de los pernos cuando se agrupan en línea, reconociendo que su trabajo no es independiente sino que se ve afectado por la presencia de los pernos vecinos. El segundo es necesario porque la madera presenta capacidades resistentes muy diferentes según la dirección en que se aplica la carga respecto a la orientación de la fibra: paralelamente a esta presenta su mayor capacidad, mientras que perpendicularmente su resistencia se reduce de manera significativa. Cuando la fuerza llega a la unión con un ángulo oblicuo, la ecuación de Hankinson descompone la sollicitación en sus componentes paralela y perpendicular a la fibra, y combina las capacidades admisibles correspondientes a cada una de estas direcciones para obtener una capacidad equivalente ajustada al ángulo real de aplicación de la carga. Esta situación se presenta en buena parte de las conexiones del sistema, donde las fuerzas no actúan

necesariamente alineadas con el eje longitudinal de los elementos de madera. Ambos parámetros no son simplificables sin comprometer la validez del cálculo, y su correcta incorporación distingue un análisis de unión en madera técnicamente riguroso de uno aproximado.

La verificación favorable de los cuatro arquetipos Modelo B, Modelo I, Modelo Z y Modelo L con las mismas secciones de madera y el mismo sistema de conexiones constituye un respaldo estructural a la modularidad arquitectónica del proyecto. Al tratarse de modelos con secciones definidas y conexiones tipificadas, el sistema permite rapidez en los procesos de construcción y facilita el análisis de adecuaciones futuras frente a variaciones de programa o configuración espacial, lo que aporta versatilidad al producto arquitectónico sin comprometer la trazabilidad técnica de su comportamiento estructural.

El presupuesto referencial del sistema estructural diseñado, calculado con precios unitarios obtenidos directamente de proveedores y contratistas del mercado de la provincia del Azuay, alcanzó un monto total de USD 8 401,90 sin IVA, comprendido en veinticinco ítems distribuidos entre la estructura de madera, las conexiones con pernos y las placas base de acero. En este desglose, la estructura de madera concentra el 86,19 % del valor total, mientras que las conexiones y las placas base representan en conjunto el 13,81 %, lo que indica que el componente del sistema con mayor exigencia técnica durante el diseño es a la vez el de menor peso económico dentro del presupuesto. Este resultado, obtenido con materiales y proveedores disponibles localmente, se alinea con el objetivo del proyecto general de la Universidad del Azuay de ofrecer viviendas de interés social con costos significativamente menores que los de las viviendas del mercado convencional, y permite concluir que la propuesta es económicamente viable y trasladable a programas reales de vivienda en la región.

En conjunto, el trabajo permite concluir que la construcción formal en madera, verificada bajo un marco normativo que articula la NEC-15 con el Manual Andino y la AISC 360-22, es posible, segura, económicamente accesible y replicable en el contexto ecuatoriano. La metodología desarrollada, sustentada en la complementariedad normativa, en el reconocimiento de que la deformación gobierna el diseño de los elementos de flexión y en el rol determinante de la madera dentro de las conexiones mixtas, constituye un marco de referencia transferible a otros proyectos de vivienda modular en la región andina ecuatoriana, y un aporte concreto a la formalización técnica de un material que, pese a su uso extendido, históricamente ha sido subutilizado por la ingeniería estructural local.

Bibliografía

- American Institute of Steel Construction. (2022). *Specification for Structural Steel Buildings (AISC 360-22)*.
- Banco Mundial. (2022). *Diagnóstico de la Vivienda en Ecuador y Lineamientos para la Política de Vivienda Sostenible del Ecuador a 2036 Noviembre de 2021*.
<https://documents1.worldbank.org/curated/en/099853311222112203/pdf/P1747580642999040bdcc089cec7d00a71.pdf>
- Chaves De Jesus, C., Sales Buonicontro, M., & Kimo Costa, S. (2020). Avaliação preliminar comparativa de materiais utilizados para construção de Habitações de Interesse Social na Costa do Cacau, BA. *Gaia Scientia*, 14(2), 12–26.
- Cornejo Vega, Y. A., Zambrano Monstesdeoca, L. J., & Zorrilla Briones, O. (2024, October). Determinantes de la pobreza en Ecuador. *Pentaciencias*, 6, 81–95.
<https://www.editorialalema.org/index.php/pentaciencias/article/download/1307/1756>
- Franco-Vélez, P. A., & Baque-Solis, B. S. (2020). Análisis estructural de una vivienda de caña guadua ubicadas en Manta y Quito. *Dominio de Las Ciencias*, 6(4), 431–451.
<https://doi.org/10.23857/dc.v6i4.1477>
- Garzón, B. (2010). *ARQUITECTURA SOSTENIBLE bases, soportes y casos demostrativos*. Nobuko.
- Gómez Salazar, A., & Cuvi, N. (2016). *Asentamientos informales y medio ambiente en Quito*.
- Idrovo-Ureña, D. F., & Torres-Quezada, J. (2025). Recopilación Bibliográfica del impacto ambiental de diferentes materiales de construcción andina: Hormigón, Acero, Madera y Adobe. *Green World Journal*, 8(01).
<https://doi.org/10.53313/gwj81205>
- Instituto Nacional de Estadística y Censos. (2025). *Boletín Técnico N° 02-2025-ENEMDU Pobreza y desigualdad*.
https://www.ecuadorencifras.gob.ec/documentos/web-inec/POBREZA/2024/Diciembre/202412_Boletin_pobreza.pdf

- Junta del Acuerdo de Cartagena. (1984). *Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino (JUNAC)*.
- Lara, M. L., & Bustamante, R. (2022). Characterization and Pathology of Earthen Building Walls in the Ecuadorian Andean Area. *Revista Politecnica*, 49(2), 37–46. <https://doi.org/10.33333/rp.vol49n2.04>
- McCormac, J. C. ., Csernak, S. F. ., & Lomelí Díaz, L. A. (2000). *Diseño de estructuras de acero (5a. ed.)*. Alfaomega Grupo Editor.
- Mideros, A. (2012). *Ecuador: Definición y medición multidimensional de la pobreza*. <https://www.un-ilibrary.org/content/journals/16820908/2012/108/3>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015a). *NEC-SE-DS: Norma Ecuatoriana de la Construcción-Peligro Sísmico, Diseño sismo Resistente*.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015b). *NEC-SG-CG: Norma Ecuatoriana de la Construcción-Cargas No Sísmicas*.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2016). *Guía práctica para el diseño de de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2023). *NEC-SE-MD: Norma Ecuatoriana de la Construcción-Estructuras de Madera*.
- Muñoz Chavarría, Y. G., Domínguez Gutiérrez, J., & Briones Ordoñez, O. V. (2021). Propuesta de herramienta para la medición de habitabilidad en viviendas en el Ecuador. *Magazine de Las Ciencias: Revista de Investigación e Innovación*, 6(1), 1–26. <https://doi.org/10.33262/rmc.v6i1.1158>
- Pineda-Quinde, M. S., Narváez-Zurita, C. I., & Ormaza-Ávila, D. A. (2020). La vivienda de interés social en el Estado Constitucional de derechos del Ecuador. *Iustitia Socialis. Revista Arbitrada de Ciencias Jurídicas.*, 1(1), 734–750. <https://doi.org/10.35381/racji.v5i1.639>
- Redrobán Barreto, W. E. (2022). El Buen Vivir y su impacto en la Constitución ecuatoriana. *Sociedad & Tecnología*, 5(S1), 30–41. <https://doi.org/10.51247/st.v5is1.231>

- Rodríguez Ávalos, J. Á., Morales Echeverria, D. A., & Carvajal Granizo, C. B. (2025). El derecho a la vivienda en el sector rural del Ecuador desafíos estructurales para la equidad territorial. *Perspectivas Sociales y Administrativas*, 3(1), 110–121. <https://doi.org/10.61347/psa.v3i1.82>
- Salzer, C., Wallbaum, H., Ostermeyer, Y., & Kono, J. (2017). Environmental performance of social housing in emerging economies: life cycle assessment of conventional and alternative construction methods in the Philippines. *International Journal of Life Cycle Assessment*, 22(11), 1785–1801. <https://doi.org/10.1007/s11367-017-1362-3>

Anexos

Anexo 1: Formulas de secciones y geometría para diseño de vigas, viguetas y columnas

- Secciones y geometría de vigas y viguetas

Ecuación 47: Momento de inercia para sección rectangular

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

Elaboración: Propia

Ecuación 48: Distancia del plano neutro a la fibra más alejada.

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

Elaboración: Propia

Ecuación 49: Módulo de sección

$$Z = \frac{b \cdot h^2}{6}$$

Elaboración: Propia

Ecuación 50: Separación entre viguetas

$$S = \frac{L_b}{(n_b + 1)}$$

Elaboración: Propia

Donde:

I = Momento de inercia de la sección transversal con relación al eje del cual se produce la flexión.

C = Distancia del plano neutro a la fibra más alejada.

Z = Distancia del plano neutro a la fibra más alejada.

S = Separación entre viguetas.

b = Base de la sección transversal.

h = Altura de la sección trasversal.

L_b = Longitud de viga trabe.

n_b =Número de vigas.

- Sección y geometría de columnas

La columna compuesta está conformada por cuatro columnetas dispuestas en forma rectangular, sus propiedades geométricas se calculan de la siguiente forma.

Ecuación 51:Área de la seccion transversal de la columna compuesta

$$A = 4(b_1 \cdot h_1)$$

Elaboración: Propia

Ecuación 52:Momento de inercia frente al eje X

$$I_x = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 - \frac{1}{12} \cdot s_x \cdot h^3 - 2 \left(\frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot s_y^3 \right)$$

Elaboración: Propia

Ecuación 53:Momento de inercia frente al eje Y

$$I_y = \frac{1}{12} \cdot h \cdot b^3 - \frac{1}{12} \cdot s_y \cdot b^3 - 2 \left(\frac{1}{12} \cdot h_1 \cdot s_x^3 \right)$$

Elaboración: Propia

Ecuación 54:Radio de gira frente al eje X

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

Elaboración: Propia

Ecuación 55:Radio de giro frente al eje Y

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

Elaboración: Propia

Ecuación 56:Módulo de seccion frente al eje X

$$S_x = \frac{I_x}{\left(\frac{h}{2}\right)}$$

Elaboración: Propia

Ecuación 57:Módulo de seccion frente al eje Y

$$S_y = \frac{I_y}{\left(\frac{b}{2}\right)}$$

Elaboración: Propia

A = Área de la sección.

bI = Dimensión en X de la columna – Individual.

hI = Dimensión en Y de la columna – Individual.

I_x =Inercia frente al eje X.

I_y =Inercia frente al eje Y.

b = Dimensión en X de la columna.

h = Dimensión en Y de la columna.

s_x = Separación en X.

s_y = Separación en Y.

r_x = Radio de giro frente al eje x.

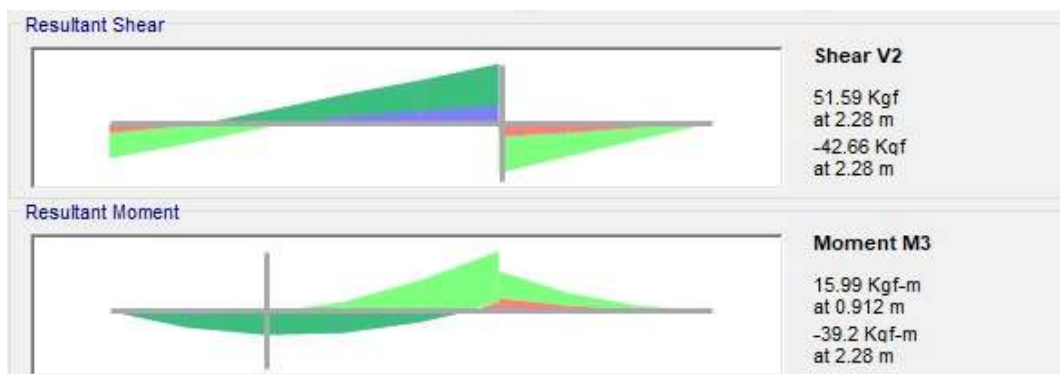
r_y = Radio de giro frente al eje y.

S_x = Módulo de sección en X.

S_y = Módulo de sección en Y.

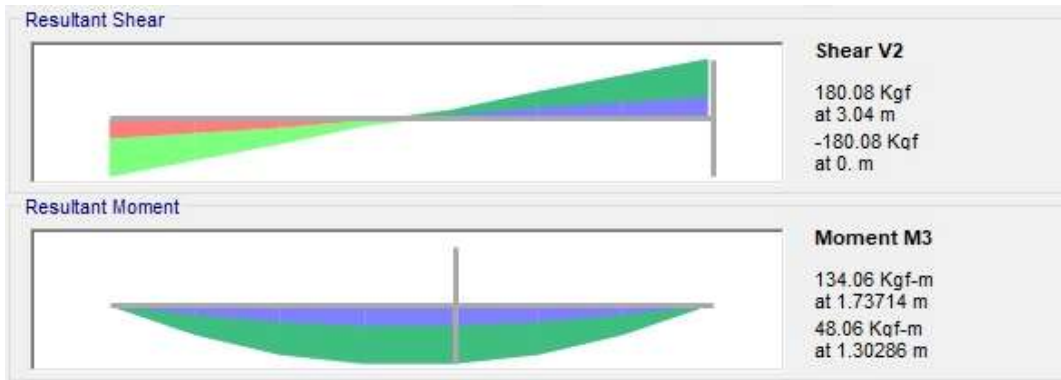
Anexo 2: Diagramas del modelo “B”

- Diagrama de fuerzas máximas en vigueta cubierta (7.2x9)



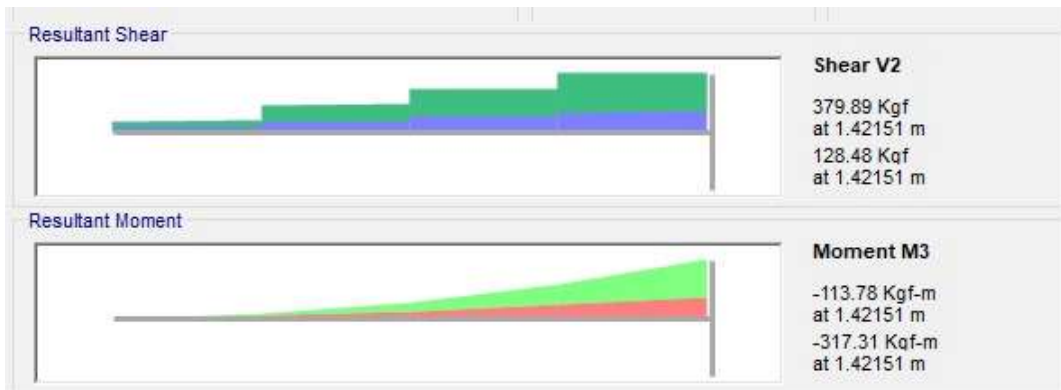
Elaboración: Propia

- Diagrama de fuerzas máximas en vigueta de entrepiso (7.2x13.5)



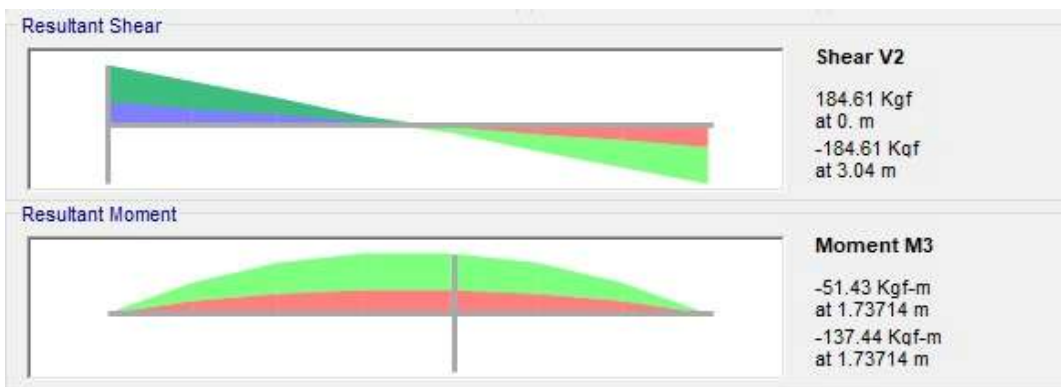
Elaboración: Propia

- Diagrama de fuerzas máximas en viga inclinada de cubierta (7.2x22.5)



Elaboración: Propia

- Diagrama de fuerzas máximas en viga T



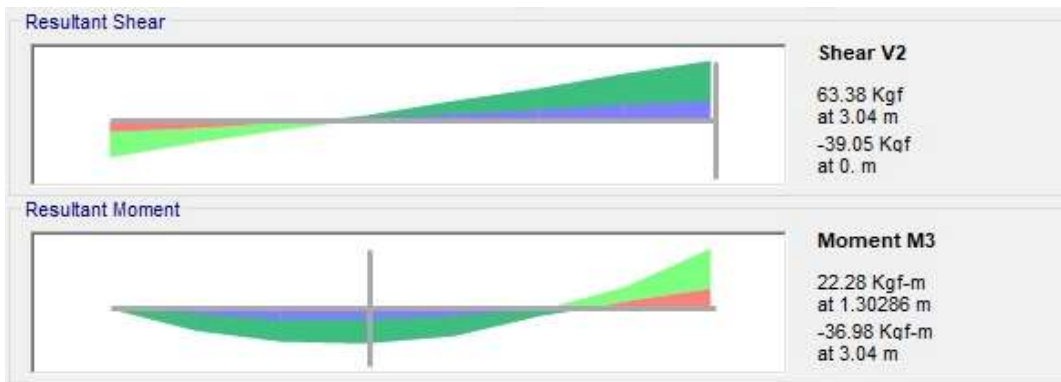
Elaboración: Propia

- Diagrama de fuerzas máximas en viga de cubierta (7.2x22.5)



Elaboración: Propia

- Diagrama de fuerzas máximas en viga de cumbrera (7.2x13.5)



Elaboración: Propia

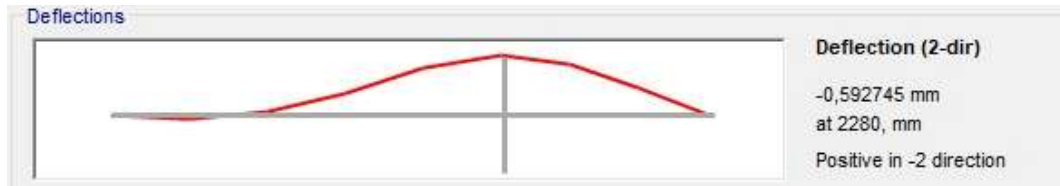
- Resumen de diagramas de fuerzas máximas obtenidas

Cuadro resumen de diagramas				
Descripción	Momento último	Unidad	Cortante último	Unidad
Vigueta cubierta (7.2x9)	39.2	Kgf-m	51.59	Kgf
Vigueta de entrepiso (7.2x13.5)	134.06	Kgf-m	180.08	Kgf
Viga inclinada de cubierta (7.2x22.5)	317.3	Kgf-m	379.89	Kgf
Viga T	137.44	Kgf-m	184.61	Kgf
Viga de cubierta (7.2x22.5)	221.15	Kgf-m	121.54	Kgf
Viga de cumbrera (7.2x13.5)	36.98	Kgf-m	63.38	Kgf

Elaboración: Propia

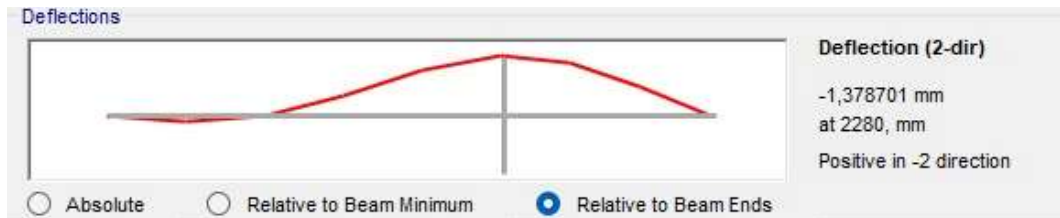
- Diagramas de deformaciones máximas en en vigueta cubierta (7.2x9)

Carga muerta



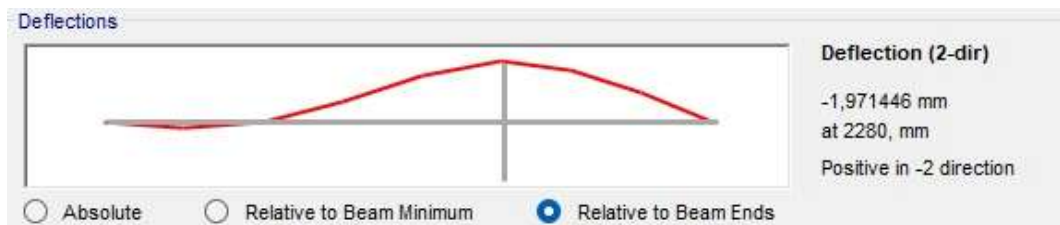
Elaboración: Propia

Sobrecarga



Elaboración: Propia

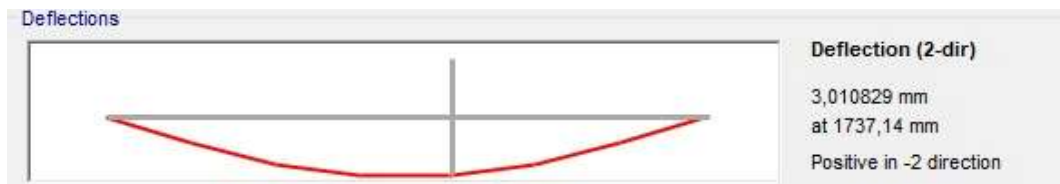
Carga muerta + sobrecarga:



Elaboración: Propia

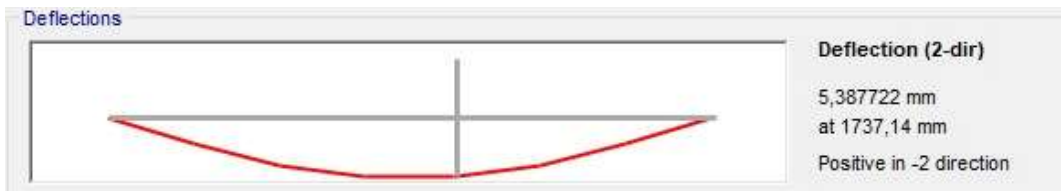
- Diagramas de deformaciones máximas en vigueta de entrepiso (7.2x13.5)

Carga muerta



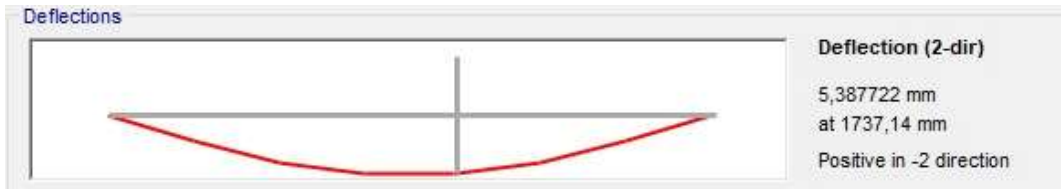
Elaboración: Propia

Sobrecarga



Elaboración: Propia

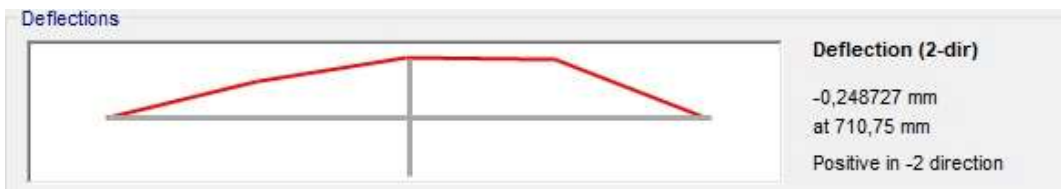
Carga muerta + sobrecarga:



Elaboración: Propia

- Diagramas de deformaciones máximas en viga inclinada de cubierta (7.2x22.5)

Carga muerta



Elaboración: Propia

Sobrecarga



Elaboración: Propia

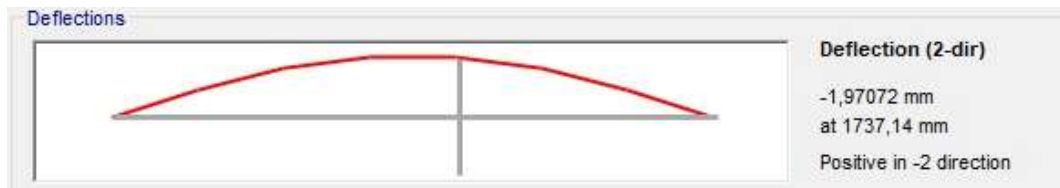
Carga muerta + sobrecarga



Elaboración: Propia

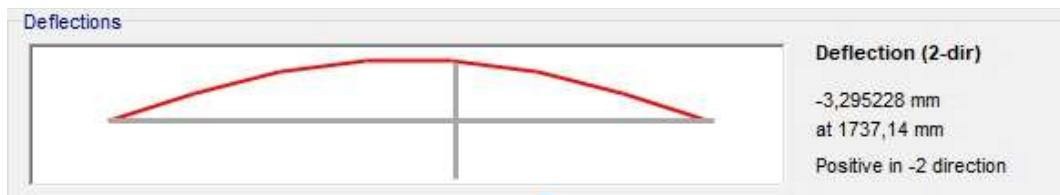
- Diagramas de deformaciones máximas en viga T

Carga muerta



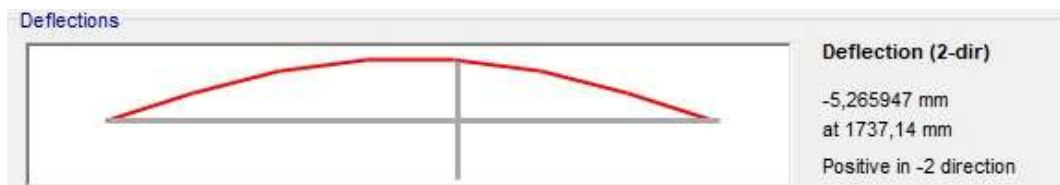
Elaboración: Propia

Sobrecarga



Elaboración: Propia

Carga muerta + Sobrecarga



Elaboración: Propia

- Diagramas de deformaciones máximas en viga de cubierta (7.2x22.5)

Carga muerta



Elaboración: Propia

Sobrecarga



Elaboración: Propia

Carga muerta + sobrecarga



Elaboración: Propia

- Diagramas de deformaciones máximas en viga de cumbrera (7.2x13.5)

Carga muerta



Elaboración: Propia

Sobrecarga



Elaboración: Propia

Carga muerta + sobrecarga



Elaboración: Propia

- Resumen de diagramas de deformaciones máximas obtenidas

Cuadro resumen de deformaciones				
Descripción	Deformación por carga muerta	Deformación por sobrecarga	Deformación por Carga muerta + Sobrecarga	Unidad
Vigueta de cubierta(7.2x9)	-0.59	-1.37	-1.97	mm

Vigueta de entrepiso(7.2x13.5)	3.01	5.38	5.38	mm
Viga inclinada de cubierta (7.2x22.5)	-0.24	-0.38	-0.62	mm
Viga T	-1.97	-3.29	-5.26	mm
Viga de cubierta (7.2x22.5)	0.14	0.24	0.38	mm
Viga de cumbrera(7.2x13.5)	0.62	1.31	1.93	mm

Elaboración: Propia

Anexo 3: Diseño del modelo “B”

- Vigueta de cubierta

Materiales			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
Grupo	C	[-]	Grupo de madera estructural
E_{min}	55,000.00	[kgf/cm ²]	Módulo de elasticidad mínimo
E_{prom}	90,000.00	[kgf/cm ²]	Módulo de elasticidad promedio
f_m	100.00	[kgf/cm ²]	Esfuerzo máximo admisible en flexión
f_v	8.00	[kgf/cm ²]	Esfuerzo máximo admisible en corte paralelo
f_c	15.00	[kgf/cm ²]	Esfuerzo máximo admisible en compresión perpendicular
G	2,200.00	[kgf/cm ²]	Módulo de corte
r	550.00	[kg/m ³]	Densidad de la madera

Elaboración: Propia

Sección y geometría			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
b	7.2	[cm]	Ancho de la vigueta
h	9	[cm]	Altura de la vigueta
a	7.2	[cm]	Longitud de apoyo

I	437.40	[cm ⁴]	Inercia de la viga
W	3.56	[kg/m]	Peso propio de la viga
c	4.50	[cm]	Distancia al eje neutro
Z	97.20	[cm ³]	Módulo de sección
Lb	1.62	[m]	Longitud de viga trabe
L	3	[m]	Longitud de vigueta
Nb	4	[-]	Número de viguetas
S	0.32	[m]	Separación entre viguetas

Elaboración: Propia

Cargas			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
CM	30	[kgf/m ²]	Carga muerta adicional al peso propio
CV	70	[kgf/m ²]	Carga viva
CU	100	[kgf/m ²]	Carga última
Wu	35.96	[kgf/m]	Carga última
Mu	0.0405	[tonf-m]	Momento último
Vu	0.0539	[tonf]	Cortante último

Elaboración: Propia

Análisis por Resistencia				
Flexión				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Sm	41.63	[kgf/cm ²]	Esfuerzo por flexión de la sección	
D/C	0.42	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Corte paralelo a la Viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
t	1.25	[kgf/cm ²]	Esfuerzo de la sección	

D/C	0.16	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Compresión perpendicular a la Viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Sc	1.04	[kgf/cm ²]	Esfuerzo de la sección	
D/C	0.07	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Arriostramiento en miembros Rectangulares				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
h/b	1.25	[-]	Relación alto / Ancho	

Elaboración: Propia

Análisis por servicio				
Deformaciones por sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	6.08	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	8.57	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.71	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga permanente + sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	8.68	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.00	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.72	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga diferida				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
% Sc	100	[%]	Porcentaje de sobrecarga evaluado	
Δ_{max}	10.76	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.00	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.9	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

- Vigüeta de entrepiso

Materiales			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
Grupo	C	[-]	Grupo de madera estructural
E_{min}	55,000.00	[kgf/cm ²]	Módulo de elasticidad mínimo
E_{prom}	90,000.00	[kgf/cm ²]	Módulo de elasticidad promedio
f_m	100.00	[kgf/cm ²]	Esfuerzo máximo admisible en flexión
f_v	8.00	[kgf/cm ²]	Esfuerzo máximo admisible en corte paralelo
f_c	15.00	[kgf/cm ²]	Esfuerzo máximo admisible en compresión perpendicular
G	2,200.00	[kgf/cm ²]	Módulo de corte
r	550.00	[kg/m ³]	Densidad de la madera

Elaboración: Propia

Sección y Geometría			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
b	7.2	[cm]	Ancho de la vigüeta
h	13.5	[cm]	Altura de la vigüeta
a	3.6	[cm]	Longitud de apoyo
I	1476.23	[cm ⁴]	Inercia de la viga
W	5.35	[kg/m]	Peso propio de la viga
c	3.75	[cm]	Distancia al eje neutro
Z	218.70	[cm ³]	Módulo de sección
Lb	3.04	[m]	Longitud de viga trabe
L	304	[m]	Longitud de vigüeta
Nb	7	[-]	Número de vigüetas
S	0.38	[m]	Separación entre vigüetas

Elaboración: Propia

Cargas			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
CM	110	[kgf/m ²]	Carga muerta adicional al peso propio
CV	200	[kgf/m ²]	Carga viva
CU	310	[kgf/m ²]	Carga última
Wu	123.15	[kgf/m]	Carga última
Mu	0.1423	[tonf-m]	Momento último
Vu	0.1872	[tonf]	Cortante último

Elaboración: Propia

Análisis por Resistencia				
Flexión				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Sm	65.05	[kgf/cm ²]	Esfuerzo por flexión de la sección	
D/C	0.65	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Corte Paralelo a la Viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
t	2.89	[kgf/cm ²]	Esfuerzo de la sección	
D/C	0.36	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Compresión Perpendicular a la Viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Sc	7.22	[kgf/cm ²]	Esfuerzo de la sección	
D/C	0.48	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Arriostramiento en miembros Rectangulares				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	

h/b	1.88	[-]	Relación alto / Ancho
-----	------	-----	-----------------------

Elaboración: Propia

Análisis por servicio				
Deformaciones por sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	6.36	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	8.69	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.73	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga permanente + sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	9.86	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.81	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga diferida				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
% Sc	50	[%]	Porcentaje de sobrecarga evaluado	
Δ_{max}	9.48	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.78	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

- Viga inclinada de cubierta

Materiales			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
Grupo	C	[-]	Grupo de madera estructural
E_{min}	55,000.00	[kgf/cm ²]	Módulo de elasticidad mínimo
E_{prom}	90,000.00	[kgf/cm ²]	Módulo de elasticidad promedio
f_m	100.00	[kgf/cm ²]	Esfuerzo máximo admisible en flexión
f_v	8.00	[kgf/cm ²]	Esfuerzo máximo admisible en corte paralelo
f_c	15.00	[kgf/cm ²]	Esfuerzo máximo admisible en compresión perpendicular

G	2,200.00	[kgf/cm ²]	Módulo de corte
r	550.00	[kg/m ³]	Densidad de la madera

Elaboración: Propia

Demandas			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
Mu	318	[kgf-m]	Momento último
Vu	380	[kgf]	Cortante último

Elaboración: Propia

Sección y geometría			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
L	2.84	[m]	Longitud de viga analizada
b	7.2	[cm]	Ancho de la viga
h	22.5	[cm]	Altura de la viga
a	7.2	[cm]	Longitud de apoyo

Elaboración: Propia

Análisis por resistencia				
Flexión				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_m	52.35	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por flexión de la sección	
D/C	0.52	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Cortante paralelo a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
τ	3.52	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.44	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Compresión perpendicular a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_c	7.33	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.49	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

Análisis por servicio
Deformaciones por sobrecarga

Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	0.39	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	8.11	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.05	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga permanente + sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	0.064	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	11.36	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.06	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga diferida				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
% Sc	100	[%]	Porcentaje de sobrecarga evaluado	
Δ_{max}	0.84	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	11.36	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.07	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

- Viga T

Materiales				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	
Grupo	C	[-]	Grupo de madera estructural	
E_{min}	55,000.00	[kgf/cm ²]	Módulo de elasticidad mínimo	
E_{prom}	90,000.00	[kgf/cm ²]	Módulo de elasticidad promedio	
f_m	100.00	[kgf/cm ²]	Esfuerzo máximo admisible en flexión	
f_v	8.00	[kgf/cm ²]	Esfuerzo máximo admisible en corte paralelo	
f_c	15.00	[kgf/cm ²]	Esfuerzo máximo admisible en compresión perpendicular	

Elaboración: Propia

Demandas				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	
Mu	137.5	[kgf-m]	Momento último	

Vu	184.6	[kgf]	Cortante último
----	-------	-------	-----------------

Elaboración: Propia

Sección y geometría			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
L	3.04	[m]	Longitud de la viga analizada
b	7.2	[cm]	Ancho de la viga
h	17.1	[cm]	Altura de la viga
a	7.2	[cm]	Longitud de apoyo

Elaboración: Propia

Elaboración: Propia

Análisis por resistencia				
Flexión				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_m	39.19	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por flexión de la sección	
D/C	0.39	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Cortante paralelo a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
τ	2.25	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.28	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Compresión perpendicular a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_c	3.56	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.24	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

Análisis por servicio				
Deformaciones por sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	3.30	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	8.69	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.38	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga permanente + sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	5.27	[mm]	Deflexión por sobrecarga	

Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.43	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga diferida				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
% Sc	100	[%]	Porcentaje de sobrecarga evaluado	
Δ_{max}	6.85	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.56	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

- Viga de cubierta

Materiales			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
Grupo	C	[-]	Grupo de madera estructural
E_{min}	55,000.00	[kgf/cm ²]	Módulo de elasticidad mínimo
E_{prom}	90,000.00	[kgf/cm ²]	Módulo de elasticidad promedio
f_m	100.00	[kgf/cm ²]	Esfuerzo máximo admisible en flexión
f_v	8.00	[kgf/cm ²]	Esfuerzo máximo admisible en corte paralelo
f_c	15.00	[kgf/cm ²]	Esfuerzo máximo admisible en compresión perpendicular
G	2,200.00	[kgf/cm ²]	Módulo de corte
r	550.00	[kg/m ³]	Densidad de la madera

Elaboración: Propia

Sección y geometría			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
L	3.04	[m]	Longitud de viga analizada
b	7.2	[cm]	Ancho de la viga
h	22.5	[cm]	Altura de la viga
a	7.2	[cm]	Longitud de apoyo

Elaboración: Propia

Análisis por resistencia				
Flexión				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_m	36.54	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por flexión de la sección	
D/C	0.37	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Cortante paralelo a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
τ	1.13	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.14	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Compresión perpendicular a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_c	2.35	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.16	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

Análisis por servicio				
Deformaciones por sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	0.25	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	8.69	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.03	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga permanente + sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	0.40	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.03	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga diferida				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
% Sc	100	[%]	Porcentaje de sobrecarga evaluado	
Δ_{max}	0.52	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.04	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

- Viga de cumbrera

Materiales			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
Grupo	C	[-]	Grupo de madera estructural
E_{\min}	55,000.00	[kgf/cm ²]	Módulo de elasticidad mínimo
E_{prom}	90,000.00	[kgf/cm ²]	Módulo de elasticidad promedio
f_m	100.00	[kgf/cm ²]	Esfuerzo máximo admisible en flexión
f_v	8.00	[kgf/cm ²]	Esfuerzo máximo admisible en corte paralelo
f_c	15.00	[kgf/cm ²]	Esfuerzo máximo admisible en compresión perpendicular
G	2,200.00	[kgf/cm ²]	Módulo de corte
r	550.00	[kg/m ³]	Densidad de la madera

Elaboración: Propia

Demandas			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
M_u	37	[Kgf-m]	Momento último
V_u	63	[Kgf]	Cortante Último

Elaboración: Propia

Sección y geometría			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
L	3.04	[m]	Longitud de viga analizada
b	7.2	[cm]	Ancho de la viga
h	22.5	[cm]	Altura de la viga
a	7.2	[cm]	Longitud de apoyo

Elaboración: Propia

Análisis por resistencia				
Flexión				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado

σ_m	17.38	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por flexión de la sección	
D/C	0.17	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Cortante paralelo a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
τ	0.99	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.12	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Compresión perpendicular a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_c	1.23	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.08	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

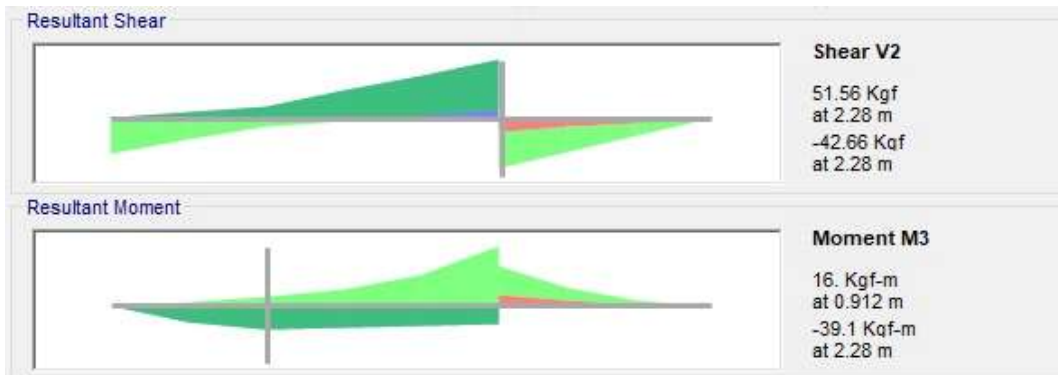
Elaboración: Propia

Análisis por servicio				
Deformaciones por sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	1.31	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	8.69	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.15	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga permanente + sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	1.93	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.16	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga diferida				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
% Sc	100	[%]	Porcentaje de sobrecarga evaluado	
Δ_{max}	2.43	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.20	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

Anexo 4: Diagramas del modelo "Z"

- Diagrama de fuerzas máximas en vigueta cubierta (7.2x9)



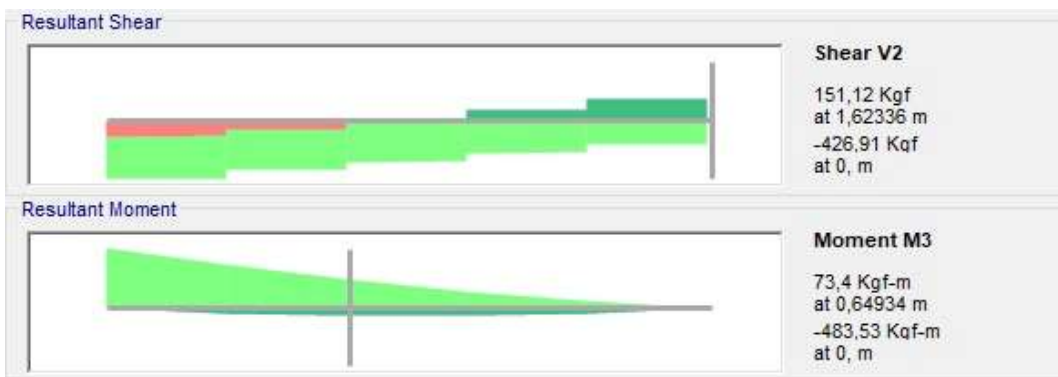
Elaboración: Propia

- Diagrama de fuerzas máximas en vigueta de entrepiso (7.2x13.5)



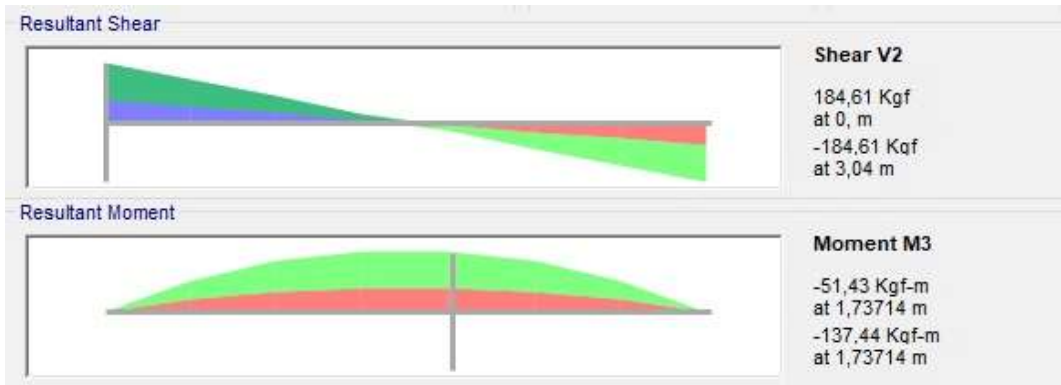
Elaboración: Propia

- Diagrama de fuerzas máximas en viga inclinada de cubierta (7.2x22.5)



Elaboración: Propia

- Diagrama de fuerzas máximas en viga T



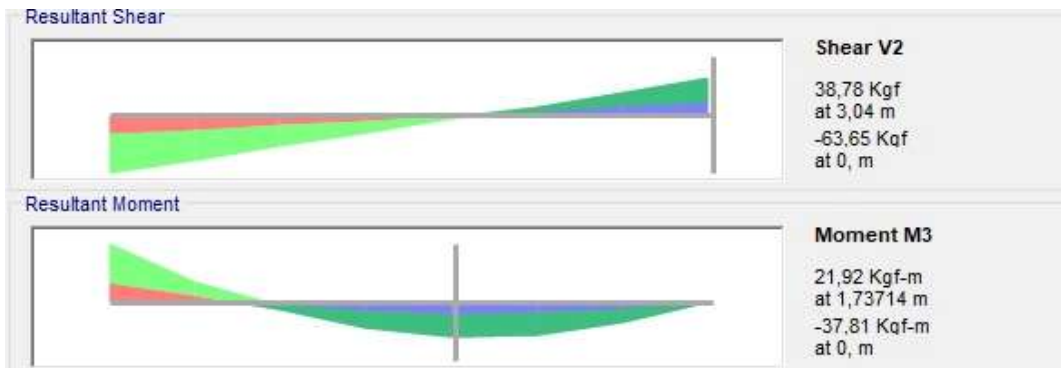
Elaboración: Propia

- Diagrama de fuerzas máximas en viga de cubierta (7.2x22.5)



Elaboración: Propia

- Diagrama de fuerzas máximas en viga de cumbrera (7.2x13.5)



Elaboración: Propia

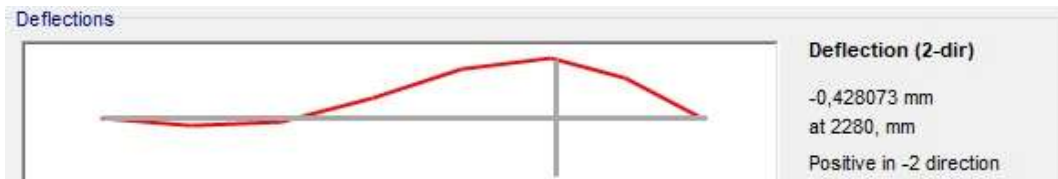
- Resumen de diagramas de fuerzas máximas obtenidas

Cuadro resumen de diagramas				
Descripción	Momento último	Unidad	Cortante último	Unidad
Vigueta cubierta (7.2x9)	39.1	Kgf-m	51.56	Kgf
Vigueta de entrepiso (7.2x13.5)	134.06	Kgf-m	180.08	Kgf
Viga inclinada de cubierta (7.2x22.5)	483.53	Kgf-m	428.91	Kgf
Viga T	137.44	Kgf-m	184.61	Kgf
Viga de cubierta (7.2x22.5)	220	Kgf-m	121.17	Kgf
Viga de cumbrera (7.2x13.5)	37.81	Kgf-m	63.65	Kgf

Elaboración: Propia

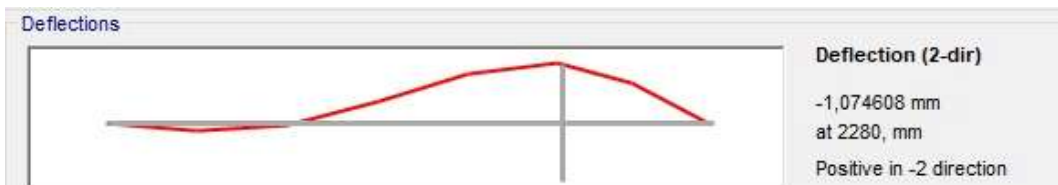
- Diagrama de deformaciones máximas en vigueta cubierta (7.2x9)

Carga muerta



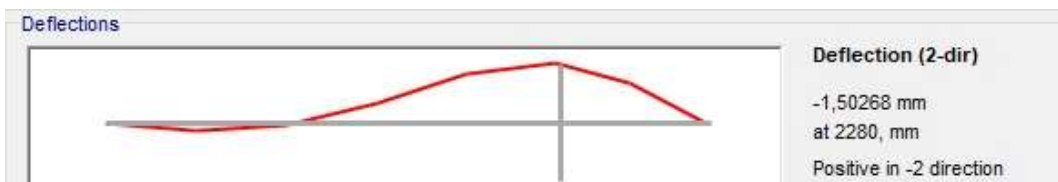
Elaboración: Propia

Sobrecarga



Elaboración: Propia

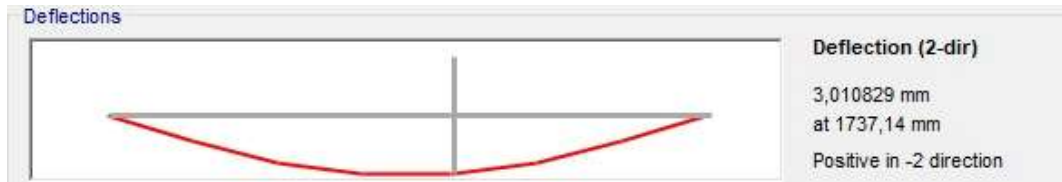
Carga muerta + sobrecarga:



Elaboración: Propia

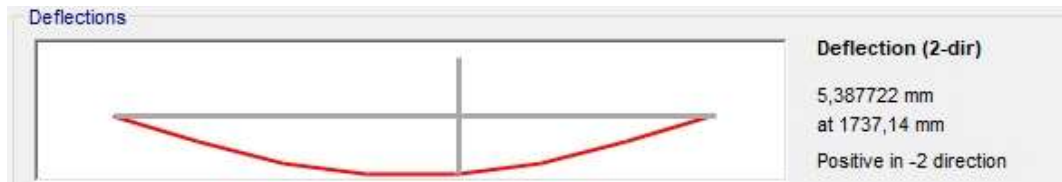
- Diagrama de deformaciones máximas en vigueta de entrepiso (7.2x13.5)

Carga muerta



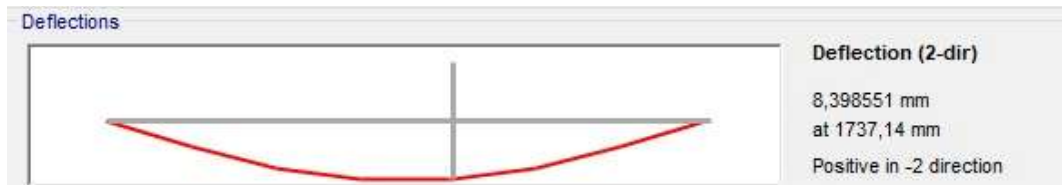
Elaboración: Propia

Sobrecarga



Elaboración: Propia

Carga muerta + sobrecarga:



Elaboración: Propia

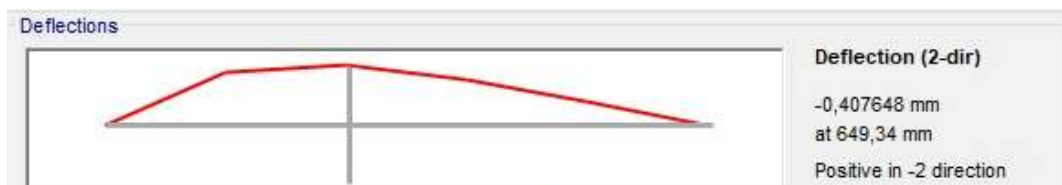
- Diagrama de deformaciones máximas en viga inclinada de cubierta (7.2x22.5)

Carga muerta



Elaboración: Propia

Sobrecarga



Elaboración: Propia

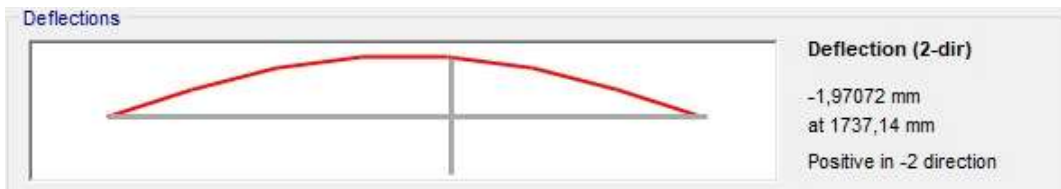
Carga muerta + sobrecarga



Elaboración: Propia

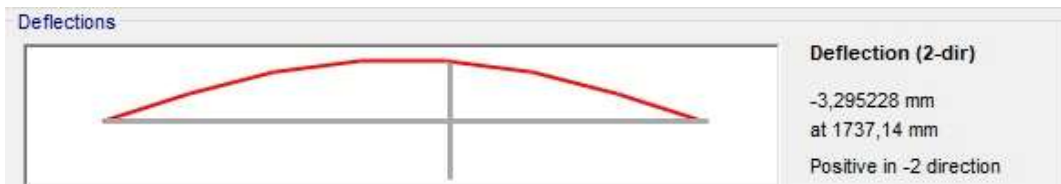
- Diagrama de deformaciones máximas en viga T

Carga muerta



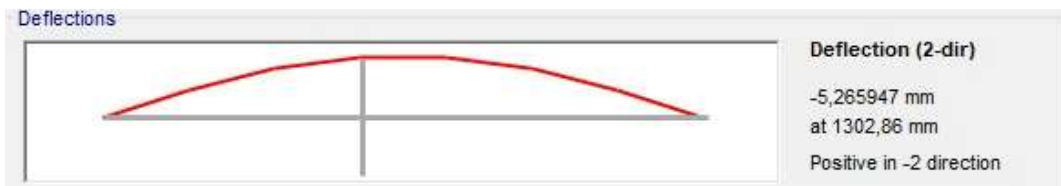
Elaboración: Propia

Sobrecarga



Elaboración: Propia

Carga muerta + Sobrecarga



Elaboración: Propia

- Diagrama de deformaciones máximas en viga de cubierta (7.2x22.5)

Carga muerta



Elaboración: Propia

Sobrecarga



Elaboración: Propia

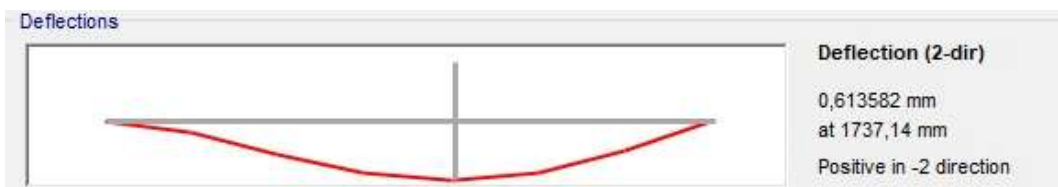
Carga muerta + sobrecarga



Elaboración: Propia

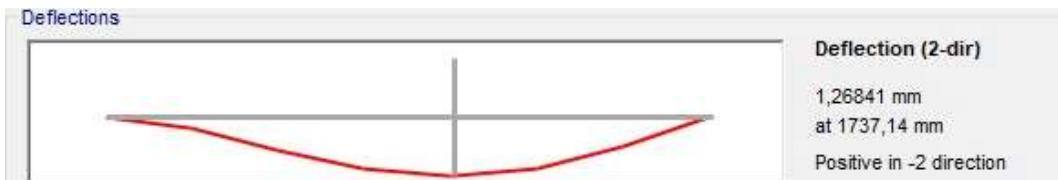
- Diagrama de deformaciones máximas en viga de cumbrera (7.2x13.5)

Carga muerta



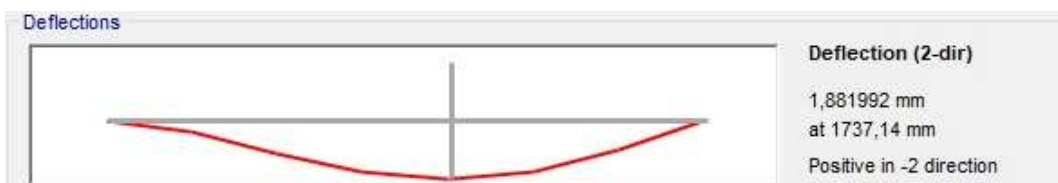
Elaboración: Propia

Sobrecarga



Elaboración: Propia

Carga muerta + sobrecarga



Elaboración: Propia

- Resumen de diagramas de deformaciones máximas obtenidas

Cuadro resumen de deformaciones				
Descripción	Deformación por carga muerta	Deformación por sobrecarga	Deformación por Carga muerta + Sobrecarga	Unidad
Vigueta de cubierta(7.2x9)	0.42	1.07	1.50	mm
Vigueta de entrepiso(7.2x13.5)	3.01	5.38	8.39	mm
Viga inclinada de cubierta (7.2x22.5)	0.27	0.41	0.67	mm
Viga T	1.97	3.29	5.26	mm
Viga de cubierta (7.2x22.5)	0.15	0.26	0.4	mm
Viga de cumbra(7.2x13.5)	0.61	1.27	1.88	mm

Elaboración: Propia

Anexo 5: Diseño del modelo “Z”

- Vigueta de cubierta (7.2x9)

Análisis por Resistencia				
Flexión				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Sm	41.63	[kgf/cm ²]	Esfuerzo por flexión de la sección	
D/C	0.42	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Corte paralelo a la Viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
t	1.25	[kgf/cm ²]	Esfuerzo de la sección	
D/C	0.16	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Compresión perpendicular a la Viga				

Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Sc	1.04	[kgf/cm ²]	Esfuerzo de la sección	
D/C	0.07	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Arriostramiento en miembros Rectangulares				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
h/b	1.25	[-]	Relación alto / Ancho	

Elaboración: Propia

Análisis por servicio				
Deformaciones por sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	6.08	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	8.57	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.71	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga permanente + sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	8.68	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.00	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.72	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga diferida				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
% Sc	100	[%]	Porcentaje de sobrecarga evaluado	
Δ_{max}	10.76	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.00	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.90	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

- Vigüeta de entrecapiso(7.2x13.5)

Análisis por Resistencia				
Flexión				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado

Sm	65.05	[kgf/cm ²]	Esfuerzo por flexión de la sección	
D/C	0.65	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Corte Paralelo a la Viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
t	2.89	[kgf/cm ²]	Esfuerzo de la sección	
D/C	0.36	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Compresión Perpendicular a la Viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Sc	7.22	[kgf/cm ²]	Esfuerzo de la sección	
D/C	0.48	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Arriostramiento en miembros Rectangulares				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
h/b	1.88	[-]	Relación alto / Ancho	

Elaboración: Propia

Análisis por servicio				
Deformaciones por sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	6.36	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	8.69	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.73	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga permanente + sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	9.86	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.81	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga diferida				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
% Sc	50	[%]	Porcentaje de sobrecarga evaluado	
Δ_{max}	9.48	[mm]	Deflexión por sobrecarga	

Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.78	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

- Viga inclinada de cubierta(7.2x22.5)

Análisis por resistencia				
Flexión				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_m	79.67	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por flexión de la sección	
D/C	0.80	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Cortante paralelo a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
τ	3.95	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.49	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Compresión perpendicular a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_c	8.24	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.55	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

Análisis por servicio				
Deformaciones por sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	0.41	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	8.11	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.05	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga permanente + sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	0.68	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	11.36	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.06	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga diferida				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
% Sc	100	[%]	Porcentaje de sobrecarga evaluado	

Δ_{max}	0.90	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	11.36	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.08	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

- Viga T

Análisis por resistencia				
Flexión				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_m	39.17	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por flexión de la sección	
D/C	0.39	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Cortante paralelo a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
τ	2.25	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.28	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Compresión perpendicular a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_c	3.56	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.24	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

Análisis por servicio				
Deformaciones por sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	3.29	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	8.69	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.38	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga permanente + sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	5.26	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.43	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga diferida				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado

% Sc	100	[%]	Porcentaje de sobrecarga evaluado	
Δ_{max}	6.84	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.56	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

- Viga de cubierta(7.2x22.5)

Análisis por resistencia				
Flexión				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_m	36.21	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por flexión de la sección	
D/C	0.36	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Cortante paralelo a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
τ	1.12	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.14	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Compresión perpendicular a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_c	2.34	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.16	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

Análisis por servicio				
Deformaciones por sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	0.25	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	8.69	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.03	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga permanente + sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	0.40	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.03	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga diferida				

Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
% Sc	100	[%]	Porcentaje de sobrecarga evaluado	
Δ_{max}	0.52	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.04	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

- Viga de cumbrera(7.2x13.5)

Análisis por resistencia				
Flexión				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_m	17.29	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por flexión de la sección	
D/C	0.17	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Cortante paralelo a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
τ	0.98	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.12	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Compresión perpendicular a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_c	1.23	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.08	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

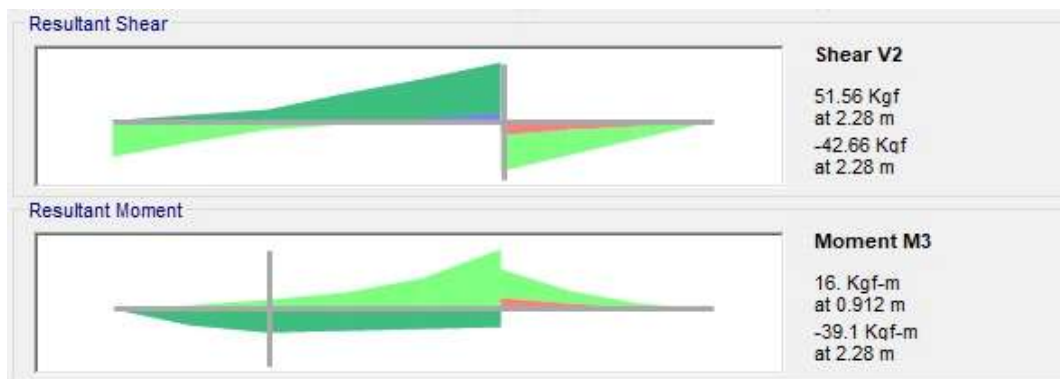
Análisis por servicio				
Deformaciones por sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	1.27	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	8.69	[mm] ³	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.15	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga permanente + sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	1.89	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.16	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Deformación por carga diferida				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
% Sc	100	[%]	Porcentaje de sobrecarga evaluado	
Δ_{max}	2.39	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.20	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

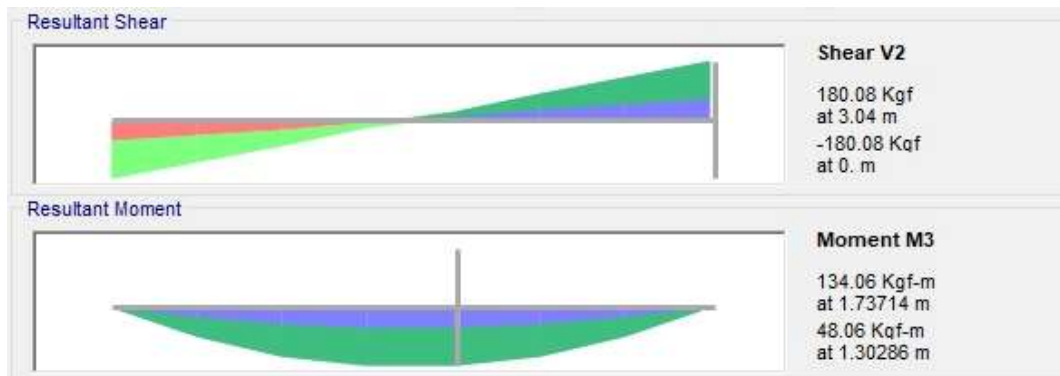
Anexo 6: Diagramas del Modelo "L"

- Diagrama de fuerzas máximas en vigueta cubierta (7.2x9)



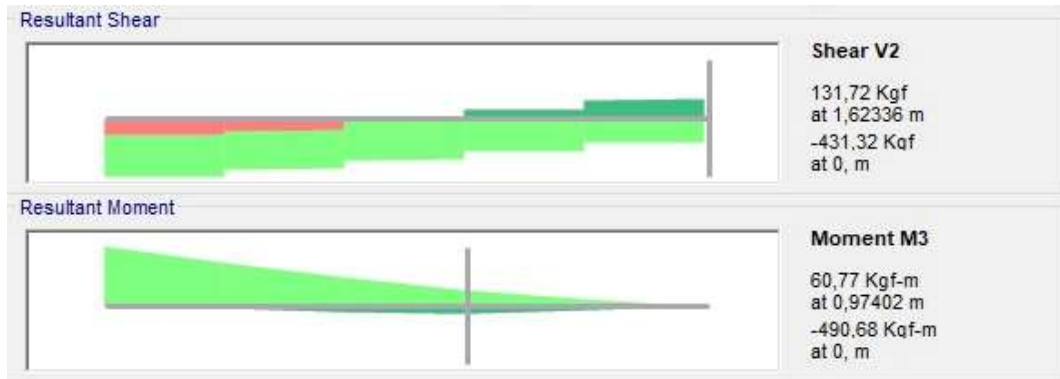
Elaboración: Propia

- Diagrama de fuerzas máximas en vigueta de entrepiso (7.2x13.5)



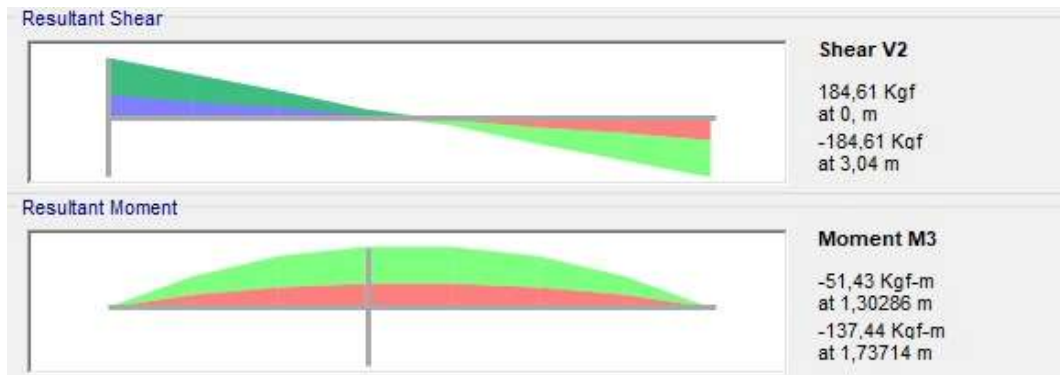
Elaboración: Propia

- Diagrama de fuerzas máximas en viga inclinada de cubierta (7.2x22.5)



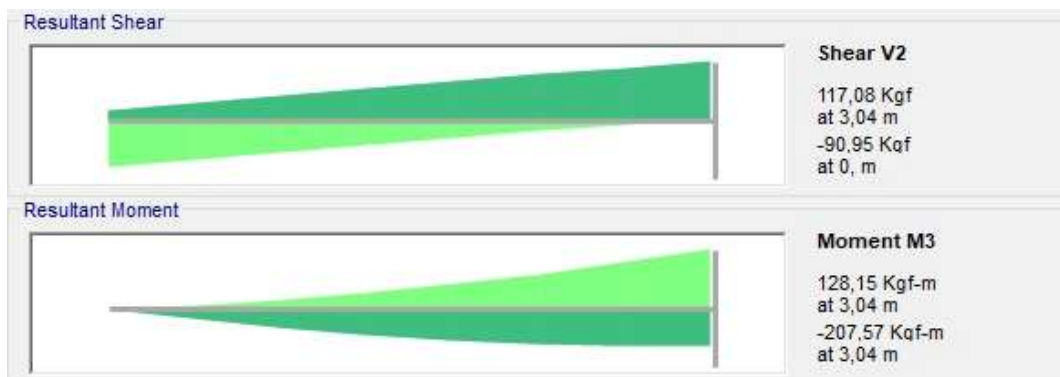
Elaboración: Propia

- Diagrama de fuerzas máximas en viga T



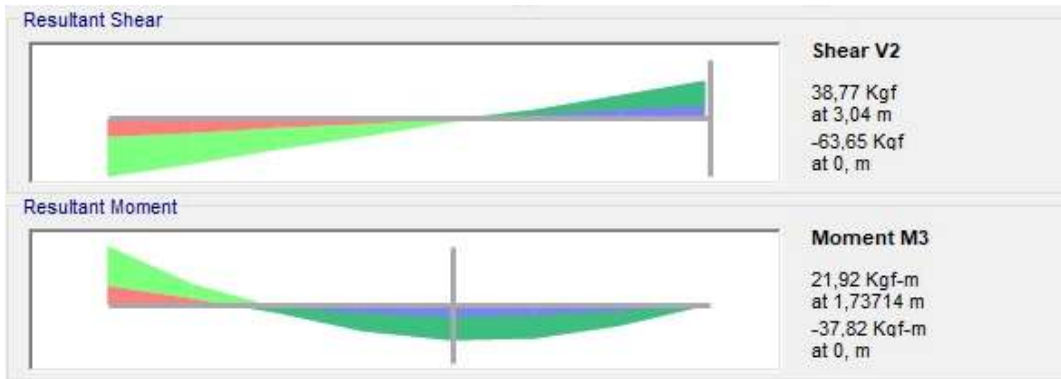
Elaboración: Propia

- Diagrama de fuerzas máximas en viga de cubierta (7.2x22.5)



Elaboración: Propia

- Diagrama de fuerzas máximas en viga de cumbrera (7.2x13.5)



Elaboración: Propia

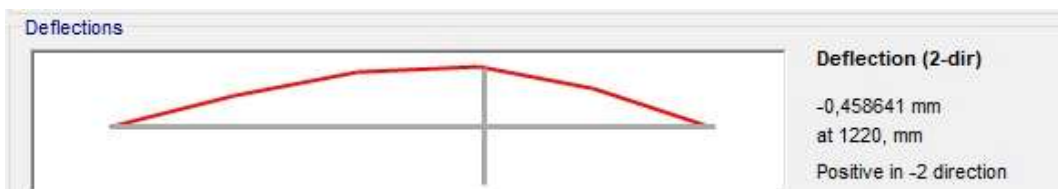
- Resumen de diagramas de fuerzas máximas obtenidas

Cuadro resumen de diagramas				
Descripción	Momento último	Unidad	Cortante último	Unidad
Vigueta de cubierta(7.2x9)	39.3	Kgf-m	51.56	Kgf
Vigueta de entrepiso (7.2x13.5)	134.06	Kgf-m	180.08	Kgf
Viga inclinada de cubierta (7.2x22.5)	490.68	Kgf-m	431.32	Kgf
Viga T	137.44	Kgf-m	184.61	Kgf
Viga de cubierta (7.2x22.5)	207.57	Kgf-m	117.08	Kgf
Viga de cumbrera (7.2x13.5)	37.82	Kgf-m	63.65	Kgf

Elaboración: Propia

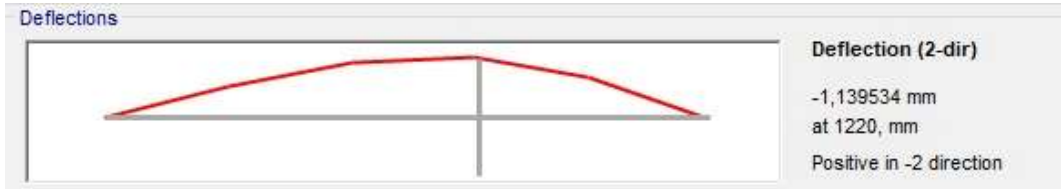
- Diagrama de deformaciones máximas en vigueta cubierta (7.2x9)

Carga muerta:



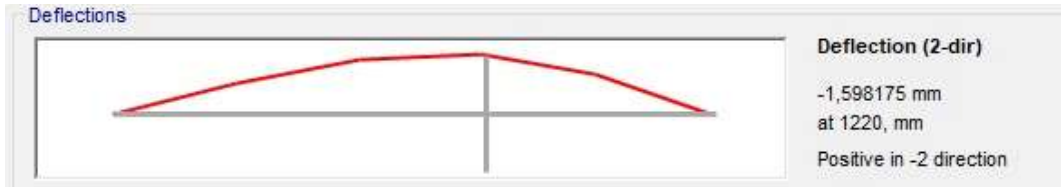
Elaboración: Propia

Sobrecarga:



Elaboración: Propia

Carga muerta + sobrecarga:



Elaboración: Propia

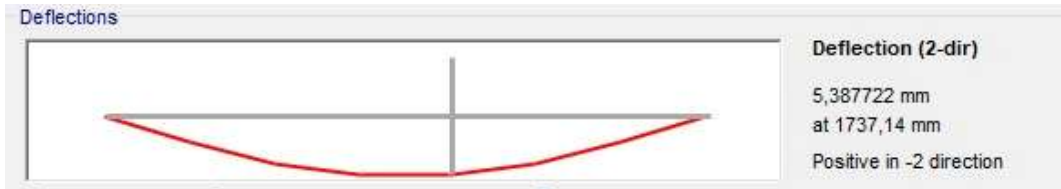
- Diagrama de deformaciones máximas en vigueta de entrepiso (7.2x13.5)

Carga muerta:



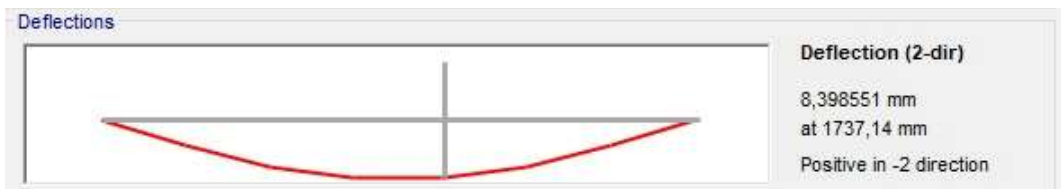
Elaboración: Propia

Sobrecarga:



Elaboración: Propia

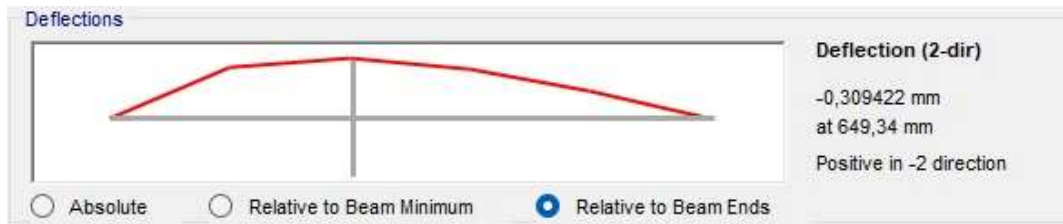
Carga muerta + sobrecarga:



Elaboración: Propia

- Diagrama de deformaciones máximas en viga inclinada de cubierta (7.2x22.5)

Carga muerta:



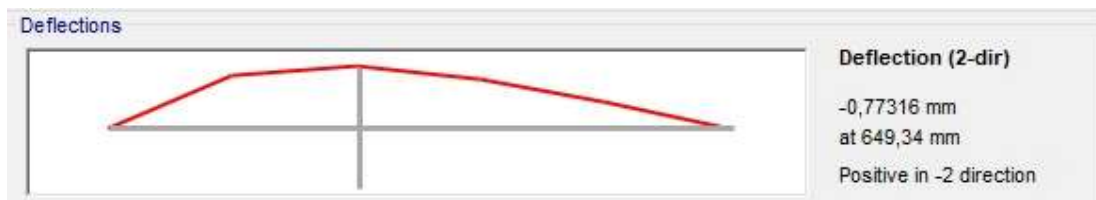
Elaboración: Propia

Sobrecarga:



Elaboración: Propia

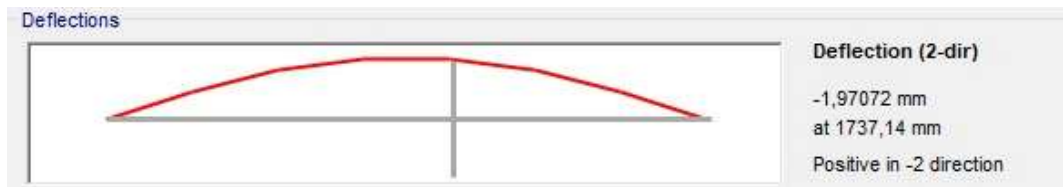
Carga muerta + sobrecarga:



Elaboración: Propia

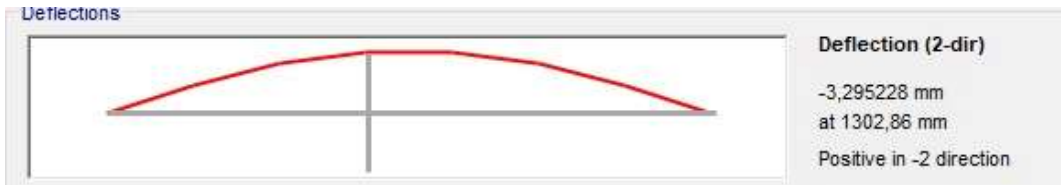
- Diagrama de deformaciones máximas en viga T

Carga muerta:



Elaboración: Propia

Sobrecarga:



Elaboración: Propia

Carga muerta + sobrecarga:



Elaboración: Propia

- Diagrama de deformaciones máximas en viga de cubierta (7.2x22.5)

Carga muerta:



Elaboración: Propia

Sobrecarga:



Elaboración: Propia

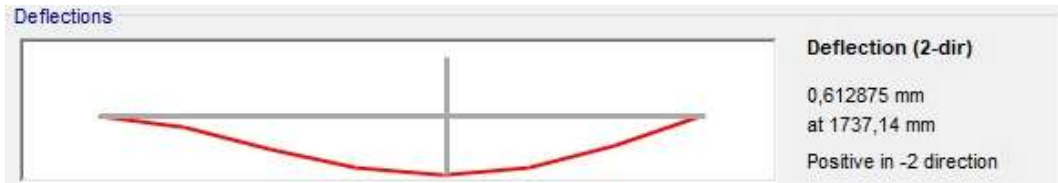
Carga muerta + sobrecarga:



Elaboración: Propia

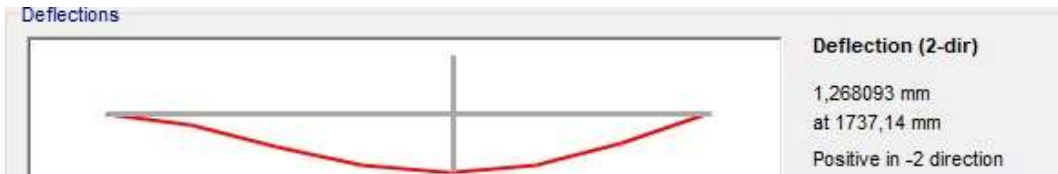
- Diagrama de deformaciones máximas en viga de cumbrera (7.2x13.5)

Carga muerta:



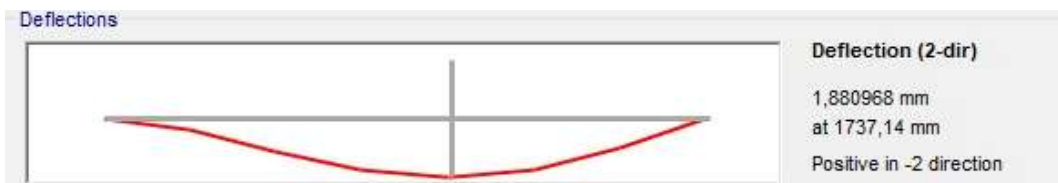
Elaboración: Propia

Sobrecarga:



Elaboración: Propia

Carga muerta + sobrecarga:



Elaboración: Propia

- Resumen de diagramas de deformaciones máximas obtenidas

Cuadro resumen de deformaciones				
Descripción	Deformación por carga muerta	Deformación por sobrecarga	Deformación por Carga muerta + Sobrecarga	Unidad
Vigueta de cubierta(7.2x9)	0.45	1.13	1.59	mm
Vigueta de entrepiso (7.2x13.5)	3.01	5.38	8.39	mm
Viga inclinada de cubierta (7.2x22.5)	0.31	0.46	0.77	mm
Viga T	1.97	3.29	5.26	mm
Viga de cubierta (7.2x22.5)	0.15	0.24	0.39	mm

Viga cumbreira(7.2x13.5)	de	0.61	1.27	1.88	mm
-----------------------------	----	------	------	------	----

Elaboración: Propia

Anexo 7: Diseño del modelo “L”

- Vigüeta de cubierta (7.2x9)

Análisis por Resistencia				
Flexión				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Sm	41.63	[kgf/cm ²]	Esfuerzo por flexión de la sección	
D/C	0.42	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Corte paralelo a la Viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
t	1.25	[kgf/cm ²]	Esfuerzo de la sección	
D/C	0.16	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Compresión perpendicular a la Viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Sc	1.04	[kgf/cm ²]	Esfuerzo de la sección	
D/C	0.07	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Arriostramiento en miembros Rectangulares				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
h/b	1.25	[-]	Relación alto / Ancho	

Elaboración: Propia

Análisis por servicio

Deformaciones por sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	6.08	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	8.57	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.71	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga permanente + sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	8.68	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.00	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.72	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga diferida				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
% Sc	100	[%]	Porcentaje de sobrecarga evaluado	
Δ_{max}	10.76	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.00	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.90	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

- Vigüeta de entrepiso(7.2x13.5)

Análisis por Resistencia				
Flexión				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
S_m	65.05	[kgf/cm ²]	Esfuerzo por flexión de la sección	
D/C	0.65	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Corte Paralelo a la Viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
t	2.89	[kgf/cm ²]	Esfuerzo de la sección	
D/C	0.36	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Compresión Perpendicular a la Viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado

Sc	7.22	[kgf/cm ²]	Esfuerzo de la sección	
D/C	0.48	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Arriostramiento en miembros Rectangulares				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
h/b	1.88	[-]	Relación alto / Ancho	

Elaboración: Propia

Análisis por servicio				
Deformaciones por sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	6.36	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	8.69	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.73	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga permanente + sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	9.86	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.81	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga diferida				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
% Sc	50	[%]	Porcentaje de sobrecarga evaluado	
Δ_{max}	9.48	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.78	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

- Viga inclinada de cubierta(7.2x22.5)

Análisis por resistencia				
Flexión				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_m	80.82	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por flexión de la sección	
D/C	0.81	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Cortante paralelo a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
τ	3.99	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.50	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Compresión perpendicular a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_c	8.32	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.55	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

Análisis por servicio				
Deformaciones por sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	0.47	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	8.11	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.06	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga permanente + sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	0.78	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	11.36	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.07	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga diferida				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
% Sc	100	[%]	Porcentaje de sobrecarga evaluado	
Δ_{max}	1.03	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	11.36	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.09	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

- Viga T

Análisis por resistencia				
Flexión				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_m	39.17	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por flexión de la sección	
D/C	0.39	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Cortante paralelo a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
τ	2.25	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.28	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Compresión perpendicular a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_c	3.56	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.24	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

Análisis por servicio				
Deformaciones por sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	3.29	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	8.69	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.38	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga permanente + sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	5.26	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.43	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga diferida				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
% Sc	100	[%]	Porcentaje de sobrecarga evaluado	
Δ_{max}	6.84	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	

D/C	0.56	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
-----	------	-----	---------------------	----

Elaboración: Propia

- Viga de cubierta(7.2x22.5)

Análisis por resistencia				
Flexión				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_m	34.07	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por flexión de la sección	
D/C	0.34	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Cortante paralelo a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
τ	1.08	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.14	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Compresión perpendicular a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_c	2.26	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.16	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

Análisis por servicio				
Deformaciones por sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	0.25	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	8.69	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.03	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga permanente + sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	0.40	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.03	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga diferida				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
% Sc	100	[%]	Porcentaje de sobrecarga evaluado	

Δ_{max}	0.52	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.04	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

- Viga de cumbrera(7.2x13.5)

Análisis por resistencia				
Flexión				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_m	17.38	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por flexión de la sección	
D/C	0.17	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Cortante paralelo a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
τ	0.99	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.12	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Compresión perpendicular a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_c	1.23	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.08	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

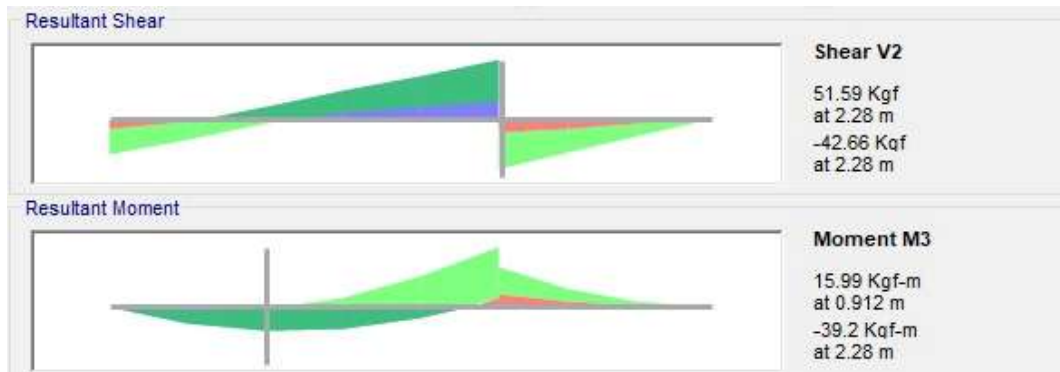
Análisis por servicio				
Deformaciones por sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	1.26	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	8.69	[mm] ³	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.15	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga permanente + sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	1.88	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.15	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga diferida				

Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
% Sc	100	[%]	Porcentaje de sobrecarga evaluado	
Δ_{max}	2.38	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.20	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

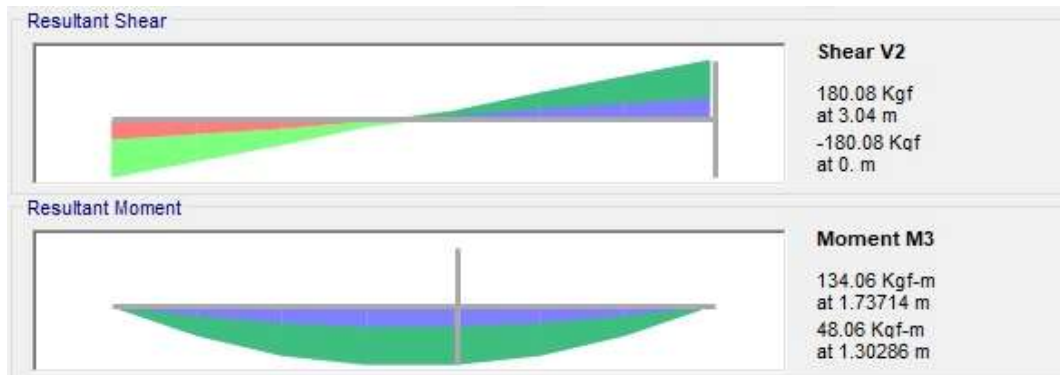
Anexo 8: Diagramas del modelo "I"

- Diagrama de fuerzas máximas en vigueta cubierta (7.2x9)



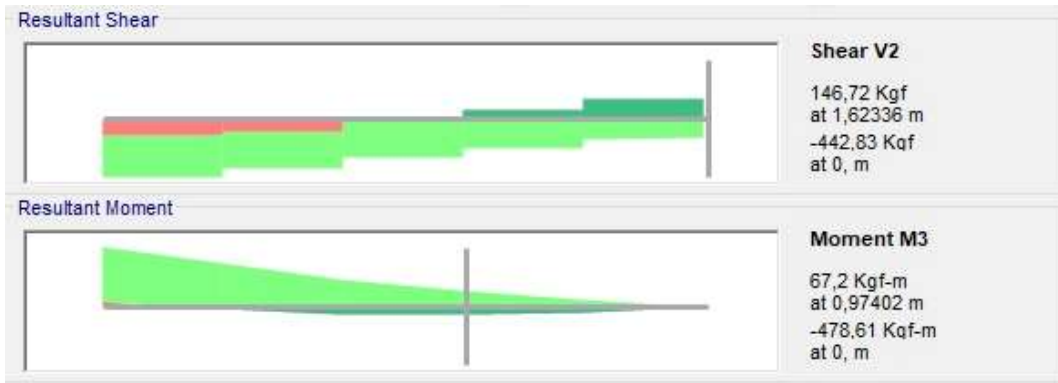
Elaboración: Propia

- Diagrama de fuerzas máximas en vigueta de entrepiso (7.2x13.5)



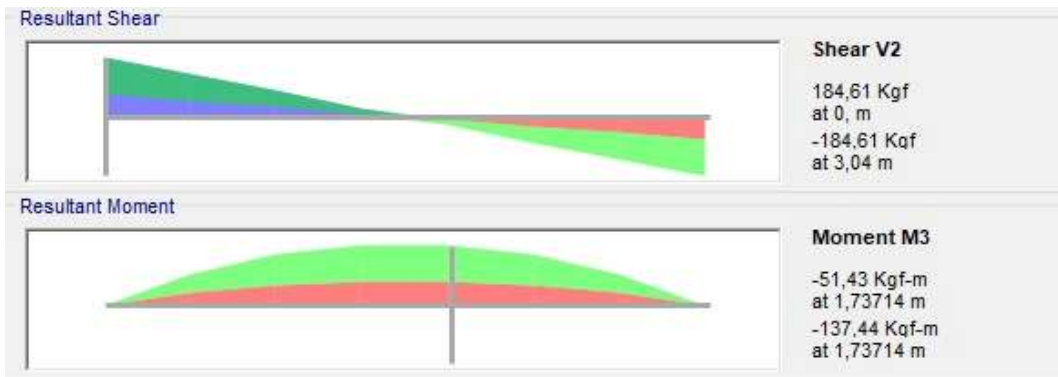
Elaboración: Propia

- Diagrama de fuerzas máximas en viga inclinada de cubierta (7.2x22.5)



Elaboración: Propia

- Diagrama de fuerzas máximas en viga T



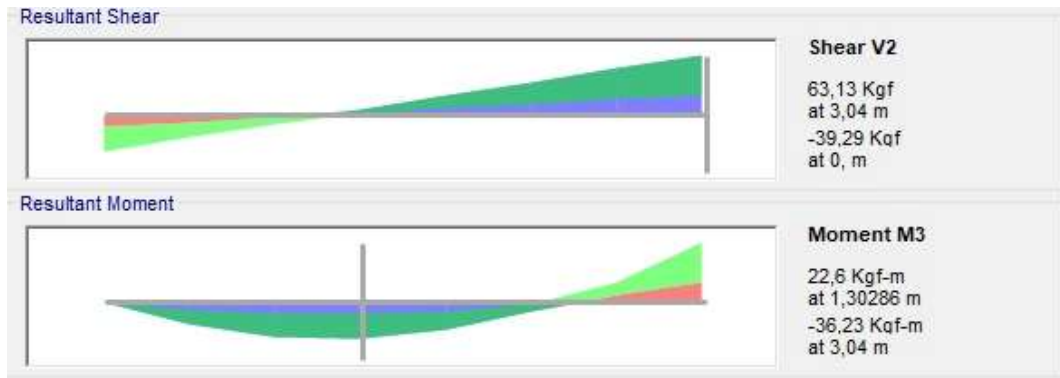
Elaboración: Propia

- Diagrama de fuerzas máximas en viga de cubierta (7.2x22.5)



Elaboración: Propia

- Diagrama de fuerzas máximas en viga de cumbrera (7.2x13.5)



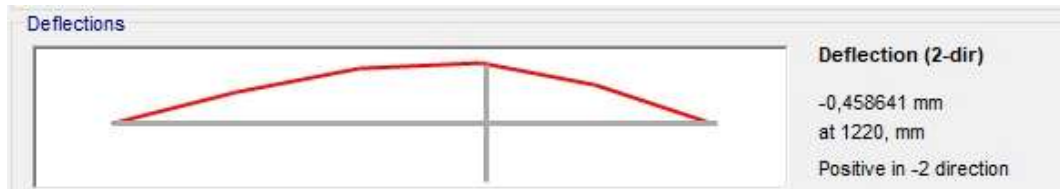
Elaboración: Propia

Cuadro resumen de diagramas				
Descripción	Momento último	Unidad	Cortante último	Unidad
Vigueta de cubierta(7.2x9)	39.2	Kgf-m	51.59	Kgf
Vigueta de entepiso(7.2x13.5)	134.06	Kgf-m	180.08	Kgf
Viga inclinada de cubierta (7.2x22.5)	478.61	Kgf-m	442.83	Kgf
Viga T	137.44	Kgf-m	184.61	Kgf
Viga de cubierta (7.2x22.5)	219.34	Kgf-m	120.95	Kgf
Viga de cumbrera (7.2x13.5)	36.23	Kgf-m	63.13	Kgf

Elaboración: Propia

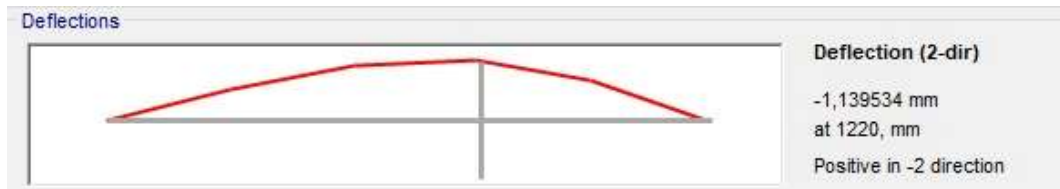
- Diagrama de deformaciones máximas en vigueta cubierta (7.2x9)

Carga muerta:



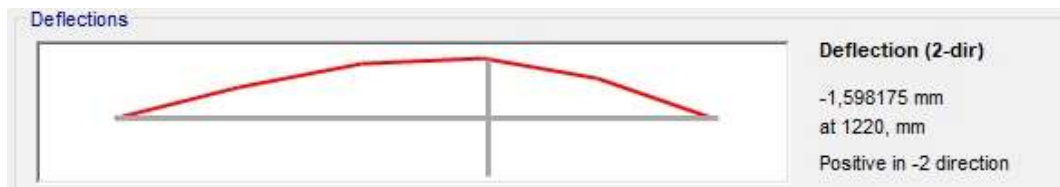
Elaboración: Propia

Sobrecarga:



Elaboración: Propia

Carga muerta + sobrecarga:



Elaboración: Propia

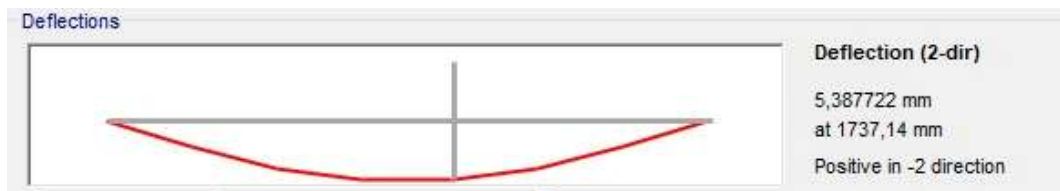
- Diagrama de deformaciones máximas en vigueta de entrepiso (7.2x13.5)

Carga muerta:



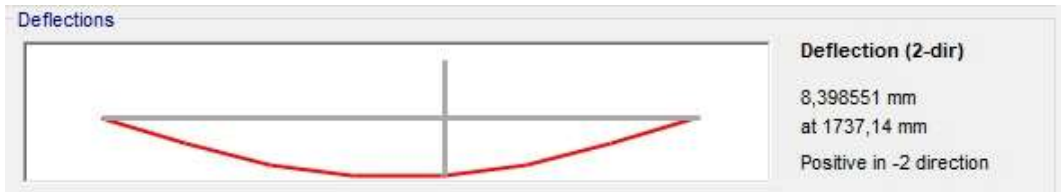
Elaboración: Propia

Sobrecarga:



Elaboración: Propia

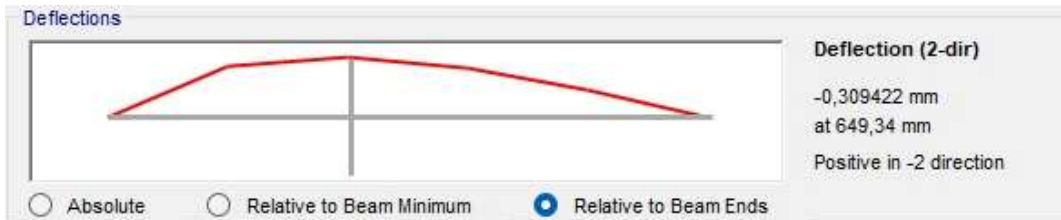
Carga muerta + sobrecarga:



Elaboración: Propia

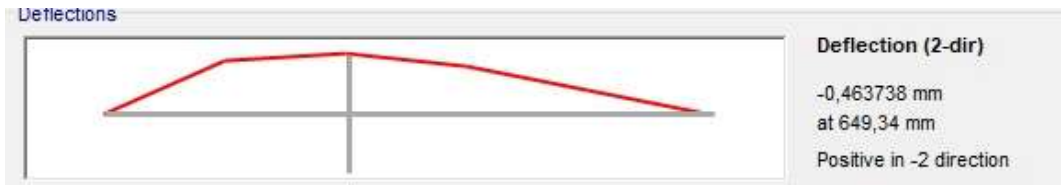
- Diagrama de deformaciones máximas en viga inclinada de cubierta (7.2x22.5)

Carga muerta:



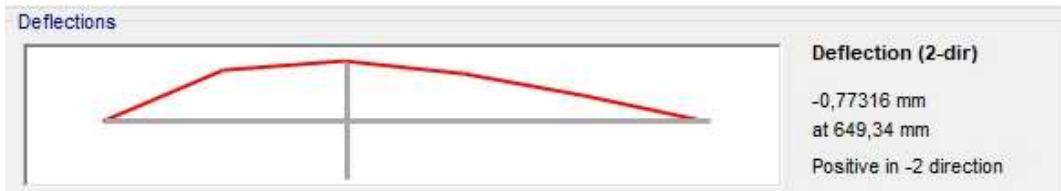
Elaboración: Propia

Sobrecarga:



Elaboración: Propia

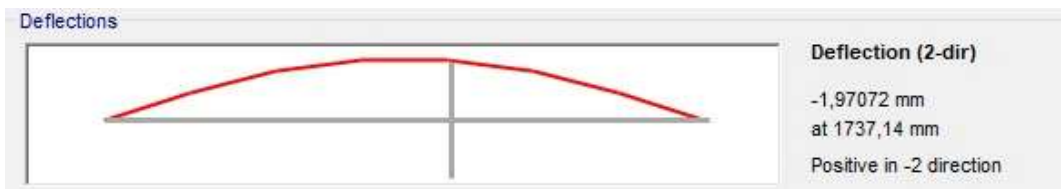
Carga muerta + sobrecarga:



Elaboración: Propia

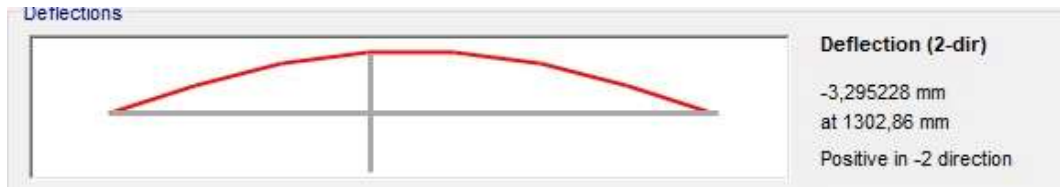
- Diagrama de deformaciones máximas en viga T

Carga muerta:



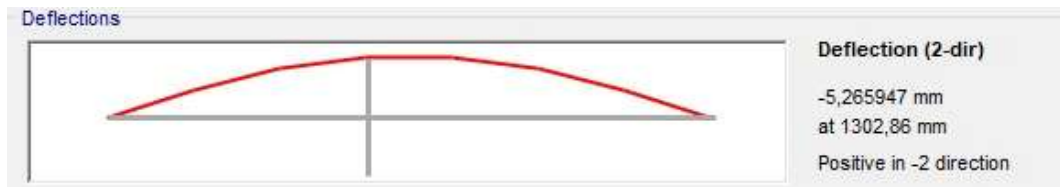
Elaboración: Propia

Sobrecarga:



Elaboración: Propia

Carga muerta + sobrecarga:



Elaboración: Propia

- Diagrama de deformaciones máximas en viga de cubierta (7.2x22.5)

Carga muerta:



Elaboración: Propia

Sobrecarga:



Elaboración: Propia

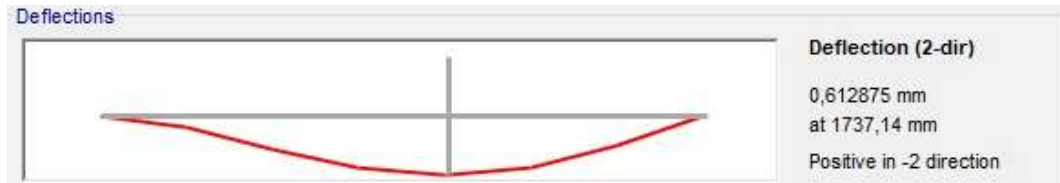
Carga muerta + sobrecarga:



Elaboración: Propia

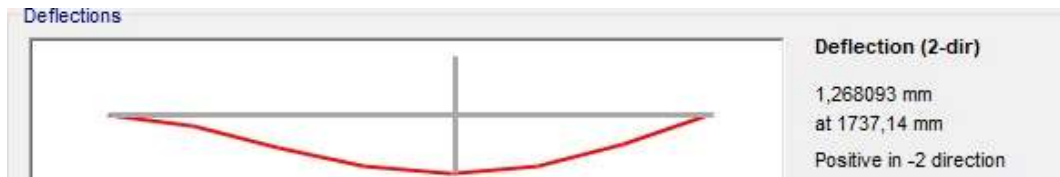
- Diagrama de deformaciones máximas en viga de cumbrera (7.2x13.5)

Carga muerta:



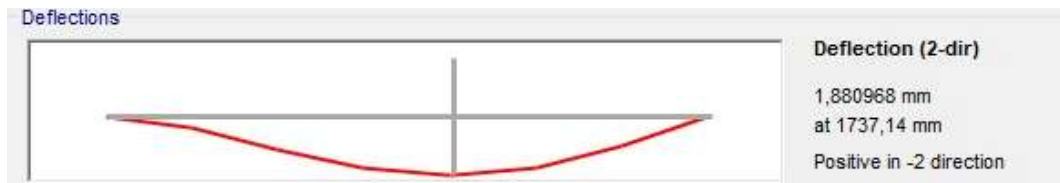
Elaboración: Propia

Sobrecarga:



Elaboración: Propia

Carga muerta + sobrecarga:



Elaboración: Propia

Cuadro resumen de deformaciones				
Descripción	Deformación por carga muerta	Deformación por sobrecarga	Deformación por Carga muerta + Sobrecarga	Unidad
Vigueta de cubierta(7.2x9)	0.45	1.13	1.39	mm
Vigueta de entresuelo(7.2x13.5)	3.01	5.38	8.39	mm
Viga inclinada de cubierta (7.2x22.5)	0.30	0.46	0.77	mm
Viga T	1.97	3.29	5.26	mm
Viga de cubierta (7.2x22.5)	0.15	0.25	0.4	mm

Viga de cumbreira(7.2x13.5)	0.61	1.26	1.88	mm
--------------------------------	------	------	------	----

Elaboración: Propia

Anexo 9: Diseño del modelo "I"

- Vigüeta de cubierta (7.2x9)

Análisis por Resistencia				
Flexión				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Sm	41.63	[kgf/cm ²]	Esfuerzo por flexión de la sección	
D/C	0.42	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Corte paralelo a la Viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
t	1.25	[kgf/cm ²]	Esfuerzo de la sección	
D/C	0.16	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Compresión perpendicular a la Viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Sc	1.04	[kgf/cm ²]	Esfuerzo de la sección	
D/C	0.07	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Arriostramiento en miembros Rectangulares				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
h/b	1.25	[-]	Relación alto / Ancho	

Elaboración: Propia

Análisis por servicio

Deformaciones por sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	6.08	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	8.57	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.71	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga permanente + sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	8.68	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.00	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.72	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga diferida				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
% Sc	100	[%]	Porcentaje de sobrecarga evaluado	
Δ_{max}	10.76	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.00	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.90	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

- Vigueta de entrepiso(7.2x13.5)

Análisis por Resistencia				
Flexión				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
S_m	65.05	[kgf/cm ²]	Esfuerzo por flexión de la sección	
D/C	0.65	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Corte Paralelo a la Viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
t	2.89	[kgf/cm ²]	Esfuerzo de la sección	
D/C	0.36	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Compresión Perpendicular a la Viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado

Sc	7.22	[kgf/cm ²]	Esfuerzo de la sección	
D/C	0.48	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Arriostramiento en miembros Rectangulares				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
h/b	1.88	[-]	Relación alto / Ancho	

Elaboración: Propia

Análisis por servicio				
Deformaciones por sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	6.36	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	8.69	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.73	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga permanente + sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	9.86	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.81	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga diferida				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
% Sc	50	[%]	Porcentaje de sobrecarga evaluado	
Δ_{max}	9.48	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.78	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

- Viga inclinada de cubierta(7.2x22.5)

Análisis por resistencia				
Flexión				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_m	79.67	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por flexión de la sección	
D/C	0.79	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Cortante paralelo a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
τ	4.10	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.51	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Compresión perpendicular a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_c	8.55	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.57	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

Análisis por servicio				
Deformaciones por sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	0.41	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	8.11	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.05	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga permanente + sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	0.68	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	11.36	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.06	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga diferida				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
% Sc	100	[%]	Porcentaje de sobrecarga evaluado	
Δ_{max}	0.90	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	11.36	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.08	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

- Viga T

Análisis por resistencia				
Flexión				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_m	39.17	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por flexión de la sección	
D/C	0.39	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Cortante paralelo a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
τ	2.25	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.28	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Compresión perpendicular a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_c	3.56	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.24	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

Análisis por servicio				
Deformaciones por sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	3.29	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	8.69	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.38	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga permanente + sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	5.26	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.43	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga diferida				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
% Sc	100	[%]	Porcentaje de sobrecarga evaluado	
Δ_{max}	6.84	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	

D/C	0.56	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
-----	------	-----	---------------------	----

Elaboración: Propia

- Viga de cubierta(7.2x22.5)

Análisis por resistencia				
Flexión				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_m	36.21	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por flexión de la sección	
D/C	0.36	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Cortante paralelo a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
τ	1.12	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.14	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Compresión perpendicular a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_c	2.34	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.16	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

Análisis por servicio				
Deformaciones por sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	0.40	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	8.69	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.05	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga permanente + sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	0.61	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.05	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga diferida				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
% Sc	100	[%]	Porcentaje de sobrecarga evaluado	

Δ_{max}	0.78	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.06	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

- Viga de cumbrera(7.2x13.5)

Análisis por resistencia				
Flexión				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_m	17.29	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por flexión de la sección	
D/C	0.17	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Cortante paralelo a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
τ	0.98	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.12	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Compresión perpendicular a la viga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
σ_c	1.23	[kgf-cm ²]	Esfuerzo por la sección	
D/C	0.08	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

Análisis por servicio				
Deformaciones por sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	1.27	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	8.69	[mm] ³	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.15	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga permanente + sobrecarga				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Δ_{max}	1.89	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.16	[-]	Demanda / Capacidad	Ok
Deformación por carga diferida				

Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
% Sc	100	[%]	Porcentaje de sobrecarga evaluado	
Δ_{max}	2.39	[mm]	Deflexión por sobrecarga	
Δ_{adm}	12.16	[mm]	Deflexión admisible por sobrecarga	
D/C	0.20	[-]	Demanda / Capacidad	Ok

Elaboración: Propia

Anexo 10: Diseño de conexiones del modelo "I"

- Conexión L2

Características de la conexión			
Placa			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
t	5	[mm]	Espesor de la placa
W	90	[mm]	Ancho de la placa
H	428	[mm]	Alto de la placa
Fy	238	[kgf-cm ²]	Resistencia a la fluencia
Fu	4077.8	[kgf-cm ²]	Resistencia última de la placa

Elaboración: Propia

Pernos			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
db	10	[mm]	Diámetro nominal del perno
dh	11	[mm]	Diámetro de agujero estándar
n	6	[unidad]	Número de pernos
Fu	4077.8	[kgf-cm ²]	Resistencia última
F _{nv}	1835.01	[kgf-cm ²]	Esfuerzo nominal de cortante
Tc	Simple	[-]	Tipo de cortante
s-col	40	[mm]	Separación entre columna de pernos

Elaboración: Propia

Comprobación geométrica				
Criterio	Utilizado (mm)	MIN (mm)	MAX (mm)	Descripción
e1	40	28.57	120	Separación entre pernos

e2	47	28.57	120	Separación entre pernos
e3	48	28.57	120	Separación entre pernos
e4	25	18	60	Separación entre pernos
Lbe1	25	18	60	Distancia al borde
Lbe2	50	18	60	Distancia al borde

Elaboración: Propia

Resistencia a cortante de pernos				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Ab	0.71	[cm ²]	Área del perno	
ϕF_{nv}	1376.26	[mm]	Esfuerzo de diseño	
Rn	980.66	[Kgf]	Resistencia por perno	
Rn-tot	5883.98	[kgf]	Resistencia del total de los pernos	
Vu	875.11	[Kgf]	Demanda total	
D/C	0.14	[-]	Demanda / Capacidad	OK

Elaboración: Propia

Resistencia a aplastamiento				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Lc1	1.94	[cm]	Distancia libre al borde	
Lc2	2.88	[cm]	Distancia libre al interior	
Rn1	4757.27	[Kgf]	Resistencia nominal de perno al borde	
Rn2	4660.93	[Kgf]	Resistencia nominal de perno al interior	
ϕR_n	20974.19	[Kgf]	Resistencia de diseño	
D/C	0.04	[-]	Demanda / Capacidad	OK

Elaboración: Propia

Fluencia en la sección				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Ag1	4.5	[cm ²]	Área bruta al ancho de la placa	
Rfl	10246.5	[Kgf]	Fluencia en la sección en su ancho	
D/C	0.085	[-]	Demanda / Capacidad	OK
Ag2	9.75	[cm ²]	Área bruta a la altura de la placa	
Rfa	22200.75	[Kgf]	Fluencia en la sección a lo alto	

D/C	0.085	[-]	Demanda / Capacidad	OK
Rnu	10246.5	[Kgf]	Fluencia en la sección utilizada	
Fractura en la sección				
Ae1	3.38	[cm2]	Área neta de la sección considerando la reducción por agujeros de pernos en ancho	
Rn	10363.99	[Kgf]	Resistencia nominal a fractura en la sección neta en ancho	
D/C	0.084	[-]	Demanda / Capacidad	OK
Ae2	8.08	[cm2]	Área neta de la sección considerando la reducción por agujeros de pernos en alto	
Rn	24721.06	[Kgf]	Resistencia nominal a fractura en la sección neta en alto	
D/C	0.035	[-]	Resistencia nominal a fractura en la sección neta en alto	OK

Elaboración: Propia

Resistencia al corte de la sección				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
H-Lbe2	14.5	[cm]	Longitud neta del bloque de corte	
Agv	14.5	[cm2]	Área bruta sujeta a corte	
Anv	11.72	[cm2]	Área neta sujeta a corte	
Fluencia al corte				
Rn[A]	22011	[Kgf]	Resistencia nominal por fluencia a corte	
D/C	0.0396	[-]	Demanda / Capacidad	OK
Fractura al corte				
Rn[B]	21509.78	[Kgf]	Resistencia nominal por fractura a corte	
D/C	0.040	[-]	Demanda / Capacidad	OK

Elaboración: Propia

Bloque de cortante				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Ant	1.44	[cm2]	Área neta sujeta a tensión	
Ubs	1	[-]	Factor de distribución	

Resistencias nominales				
Rn1	25927.70	[kgf]	Fractura total de corte y tensión	
Rn2	20925.66	[Kgf]	Fractura total de corte y tensión	
D/C	0.41	[-]	Demanda / Capacidad	OK

Elaboración: Propia

Aplastamiento				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Grupo	C	[-]	Grupo de madera	
t	7,20	cm	Ancho longitudinal del perno	
d	0,95	cm	Diámetro del perno	
P	307,00	kgf/perno	Carga admisible paralela a la fibra	
Q	141,00	kgf/perno	Carga admisible perpendicular a la fibra	
θ	0,00	°	Ángulo de la carga respecto a la fibra	
N θ	383,75	kgf/perno	Carga admisible por Hankinson	
Cg	0,94	[-]	Factor de reducción por grupo de pernos	
Nsimple	191,88	kgf/perno	Carga en cizallamiento simple (N/2)	
Ngrupo	180,36	kgf/perno	Capacidad por perno reducida por grupo	
NTOTAL	1082,18	kgf	Capacidad total de la conexión	
VU	875,11	kgf	Cortante último de diseño	
D/C	0,81	[-]	Demanda / Capacidad (debe ser < 1)	OK

Elaboración: Propia

Rasgado a la fibra				
Símbolo	Valor	Unidad	Descripción	Estado
S_pernos	48,00	mm	Espaciamiento real entre pernos	—
Smin_pernos	38,00	mm	Mínimo permitido (4d = 38.1 mm)	OK

S_tracción	50,00	mm	Distancia real al extremo en tracción	—
Smin_tracc	47,50	mm	Mínimo permitido (5d = 47.6 mm)	OK
S_comp	50,00	mm	Distancia real al extremo en compresión	—
Smin_comp	38,00	mm	Mínimo permitido (4d = 38.1 mm)	OK
S_lineas	40,00	mm	Distancia real entre líneas de pernos	—
Smin_lineas	19,00	mm	Mínimo permitido (2d = 19.1 mm)	OK
S_bordes	25,00	mm	Distancia real a los bordes	—
Smin_bordes	19,00	mm	Mínimo permitido (2d = 19.1 mm)	OK

Elaboración: Propia

Tensión neta				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
ℓ	7,20	cm	Espesor del elemento en dirección del perno	
d	0,95	cm	Diámetro del perno	
ρ	0,46	g/cm ³	Densidad de la madera	
ℓ/d	7,58	[-]	Relación de esbeltez del perno	
$\sigma_{LP,prom}$	89,49	kgf/cm ²	Esfuerzo medio al límite proporcional \perp al grano	
RU,prom	0,88	[-]	Factor de reducción por esbeltez	
Cd	1,15	[-]	Factor de corrección por diámetro (Tabla 12.13)	
Q_LP,prom	622,27	kgf/perno	Carga en el límite proporcional (Ec. 12.10)	
FLP	3,33	[-]	Factor de reducción para carga LP (Tabla 12.15)	
QLP,adm	186,87	kgf/perno	Capacidad admisible por carga límite proporcional	
$\sigma_{U,min}$	136,05	kgf/cm ²	Esfuerzo último mínimo \perp al grano	
QU,min	1070,19	kgf/perno	Carga máxima mínima por perno (Ec. 12.11)	

FU	6,00	[-]	Factor de reducción para carga última (Tabla 12.15)	
QU,adm	178,37	kgf/perno	Capacidad admisible por carga última	
Qadm	178,37	kgf/perno	Capacidad admisible gobernante (mínimo)	
n	6,00	u	Número de pernos en la conexión	
Vu/n	145,85	kgf/perno	Demanda por perno	
D/C	0,82	[-]	Demanda / Capacidad (debe ser < 1)	OK

Elaboración: Propia

- Conexión L3

Pernos			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
db	10	[mm]	Diámetro nominal del perno
dh	11	[mm]	Diámetro de agujero estándar
n	2	[unidad]	Número de pernos
Fu	4077.8	[kgf-cm ²]	Resistencia última
Fnv	1835.01	[kgf-cm ²]	Esfuerzo nominal de cortante
Tc	Simple	[-]	Tipo de cortante
s-col	32	[mm]	Separación entre columna de pernos

Elaboración: Propia

Comprobación geométrica				
Criterio	Utilizado (mm)	MIN (mm)	MAX (mm)	Descripción
e1	32	28.57	120	Separación entre pernos
e2	31	28.57	120	Separación entre pernos

Elaboración: Propia

Resistencia a cortante de pernos				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Ab	0.71	[cm ²]	Área del perno	
ϕ Fnv	1376.26	[mm]	Esfuerzo de diseño	

Rn	980.66	[Kgf]	Resistencia por perno	
Rn-tot	1961.33	[kgf]	Resistencia del total de los pernos	
Vu	184.61	[Kgf]	Demanda total	
D/C	0.09	[-]	Demanda / Capacidad	OK

Elaboración: Propia

Aplastamiento				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Grupo	C	[-]	Grupo de madera	
t	7,20	cm	Ancho longitudinal del perno	
d	0,95	cm	Diámetro del perno	
P	307,00	kgf/perno	Carga admisible paralela a la fibra	
Q	141,00	kgf/perno	Carga admisible perpendicular a la fibra	
θ	90,00	°	Ángulo de la carga respecto a la fibra	
N θ	141,00	kgf/perno	Carga admisible por Hankinson	
Cg	1,00	[-]	Factor de reducción por grupo de pernos	
Ngrupo	141,00	kgf/perno	Capacidad por perno reducida por grupo	
NTOTAL	282,00	kgf	Capacidad total de la conexión	
VU	184,61	kgf	Cortante último de diseño	
D/C	0,65	[-]	Demanda / Capacidad (debe ser < 1)	OK

Elaboración: Propia

- Conexión L7

Pernos				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	
db	10	[mm]	Diámetro nominal del perno	
dh	11	[mm]	Diámetro de agujero estándar	
n	2	[unidad]	Número de pernos	
Fu	4077.8	[kgf-cm ²]	Resistencia última	

Fnv	1835.01	[kgf-cm ²]	Esfuerzo nominal de cortante
Tc	Simple	[-]	Tipo de cortante
s-col	0	[mm]	Separación entre columna de pernos

Elaboración: Propia

Comprobación geométrica				
Criterio	Utilizado (mm)	MIN (mm)	MAX (mm)	Descripción
e1	50	28.57	120	Separación entre pernos

Elaboración: Propia

Resistencia a cortante de pernos				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Ab	0.71	[cm ²]	Área del perno	
φFnv	1376.26	[mm]	Esfuerzo de diseño	
Rn	980.66	[Kgf]	Resistencia por perno	
Rn-tot	1961.33	[kgf]	Resistencia del total de los pernos	
Vu	11.33	[Kgf]	Demanda total	
D/C	0.01	[-]	Demanda / Capacidad	OK

Elaboración: Propia

Aplastamiento				
Símbolo	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Grupo	C	[-]	Grupo de madera	
t	7,20	cm	Ancho longitudinal del perno	
d	0,95	cm	Diámetro del perno	
P	307,00	kgf/perno	Carga admisible paralela a la fibra	
Q	141,00	kgf/perno	Carga admisible perpendicular a la fibra	
θ	90,00	°	Ángulo de la carga respecto a la fibra	

N θ	141,00	kgf/perno	Carga admisible por Hankinson	
Cg	1,00	[-]	Factor de reducción por grupo de pernos	
Ngrupo	70,50	kgf/perno	Capacidad por perno reducida por grupo	
NTOTAL	141,00	kgf	Capacidad total de la conexión	
VU	11,33	kgf	Cortante último de diseño	
D/C	0,08	[-]	Demanda / Capacidad (debe ser < 1)	OK

Elaboración: Propia

- Conexión L8

Pernos			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
db	10	[mm]	Diámetro nominal del perno
dh	11	[mm]	Diámetro de agujero estándar
n	2	[unidad]	Número de pernos
Fu	4077.8	[kgf-cm ²]	Resistencia última
Fnv	1835.01	[kgf-cm ²]	Esfuerzo nominal de cortante
Tc	Simple	[-]	Tipo de cortante
s-col	0	[mm]	Separación entre columna de pernos

Elaboración: Propia

Resistencia a cortante de pernos				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Ab	0.71	[cm ²]	Área del perno	
ϕ Fnv	1376.26	[mm]	Esfuerzo de diseño	
Rn	980.66	[Kgf]	Resistencia por perno	
Rn-tot	1961.33	[kgf]	Resistencia del total de los pernos	
Vu	379.06	[Kgf]	Demanda total	

D/C	0.01	[-]	Demanda / Capacidad	OK
-----	------	-----	---------------------	----

Elaboración: Propia

Aplastamiento				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Grupo	C	[-]	Grupo de madera	
t	7,20	cm	Ancho longitudinal del perno	
d	0,95	cm	Diámetro del perno	
P	307,00	kgf/perno	Carga admisible paralela a la fibra	
Q	141,00	kgf/perno	Carga admisible perpendicular a la fibra	
θ	16,24	°	Ángulo de la carga respecto a la fibra	
N θ	281,12	kgf/perno	Carga admisible por Hankinson	
Cg	1,00	[-]	Factor de reducción por grupo de pernos	
Ngrupo	281,12	kgf/perno	Capacidad por perno reducida por grupo	
NTOTAL	562,23	kgf	Capacidad total de la conexión	
VU	379,06	kgf	Cortante último de diseño	
D/C	0,67	[-]	Demanda / Capacidad (debe ser < 1)	OK

Elaboración: Propia

Cuadro resumen de conexiones		
Conexión	Descripción	Carga aplicada (Kgf)
L2	Placa base en cimentación	875.11
L3	Viga T base de columna	184.61
L7	Viga T Superior	11.33
L8	Viga inclinada superior	379.06

Elaboración: Propia

Anexo 11: Diseño de conexiones del modelo “L”

- Conexión L2

Características de la conexión			
Placa			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
t	5	[mm]	Espesor de la placa
W	90	[mm]	Ancho de la placa
H	428	[mm]	Alto de la placa
Fy	238	[kgf-cm ²]	Resistencia a la fluencia
Fu	4077.8	[kgf-cm ²]	Resistencia última de la placa

Elaboración: Propia

Pernos			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
db	10	[mm]	Diámetro nominal del perno
dh	11	[mm]	Diámetro de agujero estándar
n	6	[unidad]	Número de pernos
Fu	4077.8	[kgf-cm ²]	Resistencia última
Fnv	1835.01	[kgf-cm ²]	Esfuerzo nominal de cortante
Tc	Simple	[-]	Tipo de cortante
s-col	40	[mm]	Separación entre columna de pernos

Elaboración: Propia

Comprobación geométrica				
Criterio	Utilizado (mm)	MIN (mm)	MAX (mm)	Descripción
e1	40	28.57	120	Separación entre pernos
e2	47	28.57	120	Separación entre pernos
e3	48	28.57	120	Separación entre pernos
e4	25	18	60	Separación entre pernos
Lbe1	25	18	60	Distancia al borde
Lbe2	50	18	60	Distancia al borde

Elaboración: Propia

Resistencia a cortante de pernos

Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Ab	0.71	[cm ²]	Área del perno	
ϕ Fnv	1376.26	[mm]	Esfuerzo de diseño	
Rn	980.66	[Kgf]	Resistencia por perno	
Rn-tot	5883.98	[kgf]	Resistencia del total de los pernos	
Vu	911.56	[Kgf]	Demanda total	
D/C	0.16	[-]	Demanda / Capacidad	OK

Elaboración: Propia

Resistencia a aplastamiento				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Lc1	1.94	[cm]	Distancia libre al borde	
Lc2	2.88	[cm]	Distancia libre al interior	
Rn1	4757.27	[Kgf]	Resistencia nominal de perno al borde	
Rn2	4660.93	[Kgf]	Resistencia nominal de perno al interior	
ϕ Rn	2974.19	[Kgf]	Resistencia de diseño	
D/C	0.04	[-]	Demanda / Capacidad	OK

Elaboración: Propia

Fluencia en la sección				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Ag1	4.5	[cm ²]	Área bruta al ancho de la placa	
Rfl	10246.5	[Kgf]	Fluencia en la sección en su ancho	
D/C	0.08	[-]	Demanda / Capacidad	OK
Ag2	9.75	[cm ²]	Área bruta a la altura de la placa	
Rfa	22200.75	[Kgf]	Fluencia en la sección a lo alto	
D/C	0.08	[-]	Demanda / Capacidad	OK
Rnu	10246.5	[Kgf]	Fluencia en la sección utilizada	
Fractura en la sección				
Ae1	3.38	[cm ²]	Área neta de la sección considerando la reducción por agujeros de pernos en ancho	
Rn	10246.5	[Kgf]	Resistencia nominal a fractura en la sección neta en ancho	
D/C	0.08	[-]	Demanda / Capacidad	OK

Ae2	3.38	[cm2]	Área neta de la sección considerando la reducción por agujeros de pernos en alto	
Rn	10363.99	[Kgf]	Resistencia nominal a fractura en la sección neta en alto	
D/C	0.08	[-]	Resistencia nominal a fractura en la sección neta en alto	OK

Elaboración: Propia

Resistencia al corte de la sección				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
H-Lbe2	14.5	[cm]	Longitud neta del bloque de corte	
Agv	14.5	[cm2]	Área bruta sujeta a corte	
Anv	11.72	[cm2]	Área neta sujeta a corte	
Fluencia al corte				
Rn[A]	22011	[Kgf]	Resistencia nominal por fluencia a corte	
D/C	0.04	[-]	Demanda / Capacidad	OK
Fractura al corte				
Rn[B]	21509.78	[Kgf]	Resistencia nominal por fractura a corte	
D/C	0.04	[-]	Demanda / Capacidad	OK

Elaboración: Propia

Bloque de cortante				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Ant	1.44	[cm2]	Área neta sujeta a tensión	
Ubs	1	[-]	Factor de distribución	
Resistencias nominales				
Rn1	25927.70	[kgf]	Fractura total de corte y tensión	
Rn2	20925.66	[Kgf]	Fractura total de corte y tensión	
D/C	0.43	[-]	Demanda / Capacidad	OK

Elaboración: Propia

- Conexión L2

Aplastamiento

Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Grupo	C	[-]	Grupo de madera	
t	7,20	cm	Ancho longitudinal del perno	
d	0,95	cm	Diámetro del perno	
P	307,00	kgf/perno	Carga admisible paralela a la fibra	
Q	141,00	kgf/perno	Carga admisible perpendicular a la fibra	
θ	0,00	°	Ángulo de la carga respecto a la fibra	
N θ	383,75	kgf/perno	Carga admisible por Hankinson	
Cg	0,94	[-]	Factor de reducción por grupo de pernos	
Nsimple	191,88	kgf/perno	Carga en cizallamiento simple (N/2)	
Ngrupo	180,36	kgf/perno	Capacidad por perno reducida por grupo	
NTOTAL	1082,18	kgf	Capacidad total de la conexión	
VU	911,56	kgf	Cortante último de diseño	
D/C	0,84	[-]	Demanda / Capacidad (debe ser < 1)	OK

Elaboración: Propia

- Conexión L3

Pernos				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	
db	10	[mm]	Diámetro nominal del perno	
dh	11	[mm]	Diámetro de agujero estándar	
n	2	[unidad]	Número de pernos	
Fu	4077.8	[kgf-cm ²]	Resistencia última	
Fnv	1835.01	[kgf-cm ²]	Esfuerzo nominal de cortante	
Tc	Simple	[-]	Tipo de cortante	
s-col	32	[mm]	Separación entre columna de pernos	

Elaboración: Propia

Comprobación geométrica				
Criterio	Utilizado (mm)	MIN (mm)	MAX (mm)	Descripción
e1	32	28.57	120	Separación entre pernos
e2	31	28.57	120	Separación entre pernos

Elaboración: Propia

Resistencia a cortante de pernos				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Ab	0.71	[cm ²]	Área del perno	
ϕF_{nv}	1376.26	[mm]	Esfuerzo de diseño	
Rn	980.66	[Kgf]	Resistencia por perno	
Rn-tot	1961.33	[kgf]	Resistencia del total de los pernos	
Vu	184.61	[Kgf]	Demanda total	
D/C	0.09	[-]	Demanda / Capacidad	OK

Elaboración: Propia

- Conexión L7

Pernos				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	
db	10	[mm]	Diámetro nominal del perno	
dh	11	[mm]	Diámetro de agujero estándar	
n	2	[unidad]	Número de pernos	
Fu	4077.8	[kgf-cm ²]	Resistencia última	
Fnv	1835.01	[kgf-cm ²]	Esfuerzo nominal de cortante	
Tc	Simple	[-]	Tipo de cortante	
s-col	0	[mm]	Separación entre columna de pernos	

Elaboración: Propia

Comprobación geométrica				
Criterio	Utilizado (mm)	MIN (mm)	MAX (mm)	Descripción
e1	50	28.57	120	Separación entre pernos

Elaboración: Propia

Resistencia a cortante de pernos				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Ab	0.71	[cm ²]	Área del perno	

ϕF_{nv}	1376.26	[mm]	Esfuerzo de diseño	
Rn	980.66	[Kgf]	Resistencia por perno	
Rn-tot	1961.33	[kgf]	Resistencia del total de los pernos	
Vu	11.33	[Kgf]	Demanda total	
D/C	0.01	[-]	Demanda / Capacidad	OK

Elaboración: Propia

- Conexión L8

Pernos			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
db	10	[mm]	Diámetro nominal del perno
dh	11	[mm]	Diámetro de agujero estándar
n	2	[unidad]	Número de pernos
Fu	4077.8	[kgf-cm ²]	Resistencia última
F _{nv}	1835.01	[kgf-cm ²]	Esfuerzo nominal de cortante
Tc	Simple	[-]	Tipo de cortante
s-col	0	[mm]	Separación entre columna de pernos

Elaboración: Propia

Resistencia a cortante de pernos				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Ab	0.71	[cm ²]	Área del perno	
ϕF_{nv}	1376.26	[mm]	Esfuerzo de diseño	
Rn	980.66	[Kgf]	Resistencia por perno	
Rn-tot	1961.33	[kgf]	Resistencia del total de los pernos	
Vu	379.06	[Kgf]	Demanda total	
D/C	0.19	[-]	Demanda / Capacidad	OK

Elaboración: Propia

- Cuadro resumen de conexiones

Conexión	Descripción	Carga aplicada (Kgf)
L2	Placa base en cimentación	911.56
L3	Viga T base de columna	184.61
L7	Viga T Superior	110.52

L8	Viga inclinada superior	380.98
----	-------------------------	--------

Elaboración: Propia

Anexo 12: Diseño de conexiones del modelo “Z”

- Cuadro resumen de conexiones

Conexión	Descripción	Carga aplicada (Kgf)
L2	Placa base en cimentación	871.62
L3	Viga T base de columna	184.61
L7	Viga T Superior	11.33
L8	Viga inclinada superior	378.89

Elaboración: Propia

- Conexión L2

Características de la conexión			
Placa			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
t	5	[mm]	Espesor de la placa
W	90	[mm]	Ancho de la placa
H	428	[mm]	Alto de la placa
Fy	238	[kgf-cm ²]	Resistencia a la fluencia
Fu	4077.8	[kgf-cm ²]	Resistencia última de la placa

Elaboración: Propia

Pernos			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
db	10	[mm]	Diámetro nominal del perno
dh	11	[mm]	Diámetro de agujero estándar
n	6	[unidad]	Número de pernos
Fu	4077.8	[kgf-cm ²]	Resistencia última
Fnv	1835.01	[kgf-cm ²]	Esfuerzo nominal de cortante
Tc	Simple	[-]	Tipo de cortante
s-col	40	[mm]	Separación entre columna de pernos

Elaboración: Propia

Comprobación geométrica				
Criterio	Utilizado (mm)	MIN (mm)	MAX (mm)	Descripción
e1	40	28.57	120	Separación entre pernos
e2	47	28.57	120	Separación entre pernos
e3	48	28.57	120	Separación entre pernos
e4	25	18	60	Separación entre pernos
Lbe1	25	18	60	Distancia al borde
Lbe2	50	18	60	Distancia al borde

Elaboración: Propia

Resistencia a cortante de pernos				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Ab	0.71	[cm ²]	Área del perno	
ϕF_{nv}	1376.26	[mm]	Esfuerzo de diseño	
Rn	980.66	[Kgf]	Resistencia por perno	
Rn-tot	5883.98	[kgf]	Resistencia del total de los pernos	
Vu	1025.7	[Kgf]	Demanda total	
D/C	0.17	[-]	Demanda / Capacidad	OK

Elaboración: Propia

Resistencia a aplastamiento				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Lc1	1.94	[cm]	Distancia libre al borde	
Lc2	2.88	[cm]	Distancia libre al interior	
Rn1	4757.27	[Kgf]	Resistencia nominal de perno al borde	
Rn2	4660.93	[Kgf]	Resistencia nominal de perno al interior	
ϕR_n	20974.19	[Kgf]	Resistencia de diseño	
D/C	0.04	[-]	Demanda / Capacidad	OK

Elaboración: Propia

Fluencia en la sección				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Ag1	4.5	[cm ²]	Área bruta al ancho de la placa	
Rfl	10246.5	[Kgf]	Fluencia en la sección en su ancho	

D/C	0.10	[-]	Demanda / Capacidad	OK
Ag2	9.75	[cm2]	Área bruta a la altura de la placa	
Rfa	22200.75	[Kgf]	Fluencia en la sección a lo alto	
D/C	0.10	[-]	Demanda / Capacidad	OK
Rnu	10246.5	[Kgf]	Fluencia en la sección utilizada	
Fractura en la sección				
Ae1	3.38	[cm2]	Área neta de la sección considerando la reducción por agujeros de pernos en ancho	
Rn	10363.99	[Kgf]	Resistencia nominal a fractura en la sección neta en ancho	
D/C	0.098	[-]	Demanda / Capacidad	OK
Ae2	8.08	[cm2]	Área neta de la sección considerando la reducción por agujeros de pernos en alto	
Rn	24721.06	[Kgf]	Resistencia nominal a fractura en la sección neta en alto	
D/C	0.04	[-]	Resistencia nominal a fractura en la sección neta en alto	OK

Elaboración: Propia

Resistencia al corte de la sección				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
H-Lbe2	14.5	[cm]	Longitud neta del bloque de corte	
Agv	14.5	[cm2]	Área bruta sujeta a corte	
Anv	11.72	[cm2]	Área neta sujeta a corte	
Fluencia al corte				
Rn[A]	22011	[Kgf]	Resistencia nominal por fluencia a corte	
D/C	0.046	[-]	Demanda / Capacidad	OK
Fractura al corte				
Rn[B]	21509.78	[Kgf]	Resistencia nominal por fractura a corte	
D/C	0.047	[-]	Demanda / Capacidad	OK

Elaboración: Propia

Bloque de cortante				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Ant	1.44	[cm ²]	Área neta sujeta a tensión	
Ubs	1	[-]	Factor de distribución	
Resistencias nominales				
Rn1	25927.70	[kgf]	Fractura total de corte y tensión	
Rn2	20925.66	[Kgf]	Fractura total de corte y tensión	
D/C	0.41	[-]	Demanda / Capacidad	OK

Elaboración: Propia

- Conexión L3

Pernos				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	
db	10	[mm]	Diámetro nominal del perno	
dh	11	[mm]	Diámetro de agujero estándar	
n	2	[unidad]	Número de pernos	
Fu	4077.8	[kgf-cm ²]	Resistencia última	
Fnv	1835.01	[kgf-cm ²]	Esfuerzo nominal de cortante	
Tc	Simple	[-]	Tipo de cortante	
s-col	32	[mm]	Separación entre columna de pernos	

Elaboración: Propia

Comprobación geométrica				
Criterio	Utilizado (mm)	MIN (mm)	MAX (mm)	Descripción
e1	32	28.57	120	Separación entre pernos
e2	31	28.57	120	Separación entre pernos

Elaboración: Propia

Resistencia a cortante de pernos				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Ab	0.71	[cm ²]	Área del perno	
φFnv	1376.26	[mm]	Esfuerzo de diseño	
Rn	980.66	[Kgf]	Resistencia por perno	
Rn-tot	1961.33	[kgf]	Resistencia del total de los pernos	
Vu	184.61	[Kgf]	Demanda total	

D/C	0.09	[-]	Demanda / Capacidad	OK
-----	------	-----	---------------------	----

Elaboración: Propia

- Conexión L7

Pernos			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
db	10	[mm]	Diámetro nominal del perno
dh	11	[mm]	Diámetro de agujero estándar
n	2	[unidad]	Número de pernos
Fu	4077.8	[kgf-cm2]	Resistencia última
Fnv	1835.01	[kgf-cm2]	Esfuerzo nominal de cortante
Tc	Simple	[-]	Tipo de cortante
s-col	0	[mm]	Separación entre columna de pernos

Elaboración: Propia

Comprobación geométrica				
Criterio	Utilizado (mm)	MIN (mm)	MAX (mm)	Descripción
e1	50	28.57	120	Separación entre pernos

Elaboración: Propia

Resistencia a cortante de pernos				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Ab	0.71	[cm2]	Área del perno	
ϕF_{nv}	1376.26	[mm]	Esfuerzo de diseño	
Rn	980.66	[Kgf]	Resistencia por perno	
Rn-tot	1961.33	[kgf]	Resistencia del total de los pernos	
Vu	110.09	[Kgf]	Demanda total	
D/C	0.05	[-]	Demanda / Capacidad	OK

Elaboración: Propia

- Conexión L8

Pernos			
Criterio	Valor	Unidad	Descripción
db	10	[mm]	Diámetro nominal del perno
dh	11	[mm]	Diámetro de agujero estándar

n	2	[unidad]	Número de pernos
Fu	4077.8	[kgf-cm2]	Resistencia última
Fnv	1835.01	[kgf-cm2]	Esfuerzo nominal de cortante
Tc	Simple	[-]	Tipo de cortante
s-col	0	[mm]	Separación entre columna de pernos

Elaboración: Propia

Resistencia a cortante de pernos				
Criterio	Valor	Unidad	Descripción	Estado
Ab	0.71	[cm2]	Área del perno	
ϕ Fnv	1376.26	[mm]	Esfuerzo de diseño	
Rn	980.66	[Kgf]	Resistencia por perno	
Rn-tot	1961.33	[kgf]	Resistencia del total de los pernos	
Vu	381.22	[Kgf]	Demanda total	
D/C	0.01	[-]	Demanda / Capacidad	OK

Elaboración: Propia