

FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL
PLAN DE TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR



TEMA:

COMPARATIVA DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DE VIVIENDAS
EMERGENTES EN ZONAS CERCANAS AL VOLCÁN COTOPAXI: BAMBÚ VS
STEEL FRAMING, CON GESTIÓN DE COSTOS SEGÚN LA METODOLOGÍA PMBOK

AUTORES:

HUMBERTO EDISON QUINCHUELA HERRERA

ANTHONY JOSEPH SANGUÑA PAUCAR

TUTOR:

EDWIN PATRICIO CASTRO MERINO

QUITO DM JULIO, 2025

Tabla de contenido

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN	9
1.1 Justificación e importancia.....	9
1.2 Planteamiento del problema	9
1.3 Objetivos	10
1.4 Alcance.....	11
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO	12
2.1 Contexto volcánico y criterios de diseño para zonas de riesgo.....	12
2.2 Sistemas estructurales livianos: bambú tratado y Steel Framing	14
2.2.1 Bambú tratado	14
2.2.2 Steel framing.....	15
2.2.3 In line framing.....	16
2.3 Análisis lineal estático y no lineal estático.....	17
2.3.1 Análisis lineal estático	17
2.3.2 Análisis no lineal estático	18
2.4 Cimentaciones profundas con pilotes.....	18
2.4.1 Introducción a las cimentaciones profundas	18
2.4.2 Tipos de pilotes: clasificación geotécnica y estructural.....	19
2.4.3 Condiciones geotécnicas para utilizar pilotes	19
2.4.4 Diseño estructural de pilotes: Criterios, formulas y factores de seguridad.....	20
2.5 Normativa técnica aplicable	21
2.5.1 Normativa ecuatoriana de la construcción (NEC)	21
2.5.2 NEC-SE-DS: Diseño sismorresistente	22
2.5.3 Normativa para Steel Framing:	22
2.5.4 Normativas para bambú:	22
2.6 Fundamentos de gestión de costos en proyectos (PMOOK).....	23
CAPITULO III: METODOLOGÍA	25

3.1	Metodología de trabajo.....	25
3.1.1	Metodología de trabajo para el Steel framing.....	25
3.1.2	Metodología de trabajo para el Bambú.....	25
3.2	Metodología de modelación estructural.....	26
3.2.1	Metodología estructural para Steel Framing.....	26
3.2.2	Metodología estructural para Bambú.....	28
3.3	Metodología para el análisis de costos.....	30
3.4	Supuestos.....	30
CAPITULO IV: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....		32
4.1	Definición de la tipología adoptada.....	32
4.2	Consideraciones técnicas y normativa.....	34
4.2.1	Consideraciones para Steel Framing.....	34
4.2.2	Consideraciones para Bambú.....	36
4.3	Diseño estructural: superestructura.....	38
4.3.1	Superestructura del sistema de Steel framing.....	38
4.3.2	Superestructura del sistema de Bambú.....	61
4.4	Diseño estructural: subestructura.....	102
4.4.1	Subestructura del sistema de Steel framing.....	102
4.4.2	Subestructura del sistema de Bambú.....	109
CAPITULO V: ANÁLISIS ECONÓMICO Y GESTIÓN DE COSTOS.....		112
5.1	Aplicación de procesos del PMBOOK en Steel framing.....	112
5.1.1	Planificación de costos.....	112
5.1.2	Estimación de costos.....	113
5.1.3	Presupuestación de costos.....	114
5.2	Aplicación de procesos del PMBOOK en bambú.....	115
5.2.1	Planificación.....	115
5.2.2	Estimación de costos.....	116

5.2.3	Presupuestación de costos.....	117
5.3	Comparación de costos entre ambos sistemas.....	118
CAPITULO VI: ANÁLISIS DE RESULTADOS		120
6.1	Análisis técnico: desempeño estructural	120
6.2	Análisis económico: eficiencia de costos.....	120
6.3	Determinación de la alternativa más adecuada	121
CAPITULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		122
7.1	Conclusiones	122
7.2	Recomendaciones.....	123
CAPITULO VIII: BIBLIOGRAFÍA Y ANEXOS		124
8.1	Bibliografía.....	124
8.2	Anexos.....	126

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

ILUSTRACIÓN 1	MAPA REGIONAL DE AMENAZAS VOLCÁNICAS POTENCIALES DEL VOLCÁN COTOPAXI, ZONA SUR.....	12
ILUSTRACIÓN 2	MAPA REGIONAL DE AMENAZAS VOLCÁNICAS POTENCIALES DEL VOLCÁN COTOPAXI, ZONA SUR CERCA DE LATACUNGA	13
ILUSTRACIÓN 3	ESQUEMA DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA DE BAMBÚ EN ZONAS SÍSMICAS.	15
ILUSTRACIÓN 4	ESQUEMA DE VIVIENDA CON STEEL FRAMING.	16
ILUSTRACIÓN 5	CONCEPTO DE ESTRUCTURA ALINEADA (IN LINE FRAMING)	17
ILUSTRACIÓN 6	DIAGRAMA DE FLUJO METODOLÓGICO STEEL FRAMING.....	25
ILUSTRACIÓN 7	DIAGRAMA DE FLUJO DE BAMBÚ	26
ILUSTRACIÓN 8	PLANO ARQUITECTÓNICO DE VIVIENDA UNIFAMILIAR.....	33
ILUSTRACIÓN 9	ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO E INELÁSTICO.....	42
ILUSTRACIÓN 10	SECCIÓN DE VIGA TUBO	45
ILUSTRACIÓN 11	SECCIÓN DE MONTANTE EN L	45
ILUSTRACIÓN 12	SECCIÓN DE MONTANTE EN T	46
ILUSTRACIÓN 13	MODELO EN EXTRUDE DE LA VIVIENDA	46
ILUSTRACIÓN 14	DEFINICIÓN DE LOS PATRONES DE CARGA EN SISMO X +	47
ILUSTRACIÓN 15	CASOS DE CARGA CON EJEMPLO DE COMBINACIÓN 2	48

ILUSTRACIÓN 16 DISPOSICIÓN DE CARGAS DE CUBIERTA	49
ILUSTRACIÓN 17 DISPOSICIÓN DE CARGAS DE CUBIERTA	50
ILUSTRACIÓN 18 ILUSTRACIÓN DE STRAPING Y BLOKING	55
ILUSTRACIÓN 19 VALORES DE EFICIENCIA DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE DISEÑO DE SOFTWARE	60
ILUSTRACIÓN 20 ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO E INELÁSTICO	64
ILUSTRACIÓN 21 CREACIÓN DE PROPIEDAD FÍSICO-MECÁNICA DE LA SECCIÓN E0.05 G0.05	74
ILUSTRACIÓN 22 SECCIONES DE CULMOS.....	74
ILUSTRACIÓN 23 ESTRUCTURA MODELADA SIN DIAGONALES	75
ILUSTRACIÓN 24 CREACIÓN DE LOS PATRONES DE CARGA	75
ILUSTRACIÓN 25 COEFICIENTE DE CORTANTE BASAL	76
ILUSTRACIÓN 26 ESPECTRO DE DISEÑO NEC 2015	76
ILUSTRACIÓN 27 MODIFICACIÓN DEL FACTOR DE ESCALA.....	77
ILUSTRACIÓN 28 ASIGNACIÓN DE CARGAS EN LA CUBIERTA.....	77
ILUSTRACIÓN 29 ASIGNACIÓN DE CARGAS EN EL ENTREPISO	77
ILUSTRACIÓN 30 ASIGNACIÓN DE CARGAS EN EL ENTRE PISO COMO SIMULACIÓN DE PARED	77
ILUSTRACIÓN 31 RESTRICCIÓN DE MOMENTOS EN LAS UNIONES DE LA ESTRUCTURA PARA SIMULAR LA CONDICIÓN DE UNIONES ARTICULADAS COMO LO MENCIONA LA NORMATIVA.	78
ILUSTRACIÓN 32 MODELO ESTRUCTURAL DE BAMBÚ	81
ILUSTRACIÓN 33 ASIGNACIÓN DE LA MASA REACTIVA	86
ILUSTRACIÓN 34 DIAGRAMA DE CORTANTE 2-2.....	88
ILUSTRACIÓN 35 DIAGRAMA DE CORTANTE 3-3.....	88
ILUSTRACIÓN 36 DIAGRAMA DE MOMENTOS 2-2.....	89
ILUSTRACIÓN 37 DIAGRAMA DE MOMENTOS 3-3.....	89
ILUSTRACIÓN 38 DIAGRAMA DE FUERZAS AXIALES.....	90
ILUSTRACIÓN 39 VALORES DE CORTANTE Y MOMENTO	90
ILUSTRACIÓN 40 FUERZA AXIAL APLICADA EN LA ESTRUCTURA	96
ILUSTRACIÓN 41 VORTANTES Y MOMENTOS REALES APLICADOS A LA ESTRUCTURA	97
ILUSTRACIÓN 42 EFICIENCIA DE MICROPILOTE-COLUMNA SEGÚN AISC 360-16	104
ILUSTRACIÓN 43 ESTATIFICACIÓN DEL SUELO	106
ILUSTRACIÓN 44 ESFUERZO EFECTIVOS.....	107
ILUSTRACIÓN 45 ESTRUCTURA DE DESGLOSE DEL TRABAJO PARA STEEL FRAMING	112
ILUSTRACIÓN 46 EJEMPLO DE APU (HINCADO DE PILOTES)	113
ILUSTRACIÓN 47 VIVIENDA DE STEEL FRAMING EN REVIT	114
ILUSTRACIÓN 48 EJEMPLO DE TABLA DE CANTIDADES DE MATERIALES (MONTANTES)	114
ILUSTRACIÓN 49 EDT ESTRUCTURA DE BAMBÚ	116
ILUSTRACIÓN 50 MODELO DE APU	117
ILUSTRACIÓN 51 MODELOS DE REVIT CASA BAMBÚ. NOTA. AUTORÍA PROPIA.....	117

Índice de tablas

TABLA 1 CONDICIONES DE CARGA -----	21
TABLA 2 SUPUESTOS PARA EL DESARROLLO METODOLÓGICO-----	31
TABLA 3 DIMENSIONES MÍNIMAS POR ESPACIOS-----	32
TABLA 4 RESUMEN DE CARGAS VIVAS-----	39
TABLA 5 RESUMEN DE CARGAS MUERTAS -----	39
TABLA 6 CARGA DE CENIZA-----	40
TABLA 7 PARÁMETROS SÍSMICOS -----	41
TABLA 8 RESUMEN GENERAL DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA -----	42
TABLA 9 COMBINACIONES DE CARGA ADOPTADA-----	48
TABLA 10 ESFUERZOS OBTENIDOS A PARTIR DE SOFTWARE-----	50
TABLA 11 DERIVAS DE VIVIENDA-----	50
TABLA 12 PROPIEDADES GEOMETRICAS Y MECANICAS DE FLEJES Y PGC100X0.93 -----	51
TABLA 13 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS Y MECÁNICAS DE PGC150X1.28 Y 2PGC150X1.28-----	52
TABLA 14 CONEXIONES DE LA ESTRUCTURA-----	61
TABLA15 RESUMEN DE CARGAS VIVAS-----	62
TABLA16 RESUMEN CARGAS MUERTAS-----	62
TABLA17 CARGA DE CENIZA-----	63
TABLA18 RESUMEN CARGAS SÍSMICAS -----	63
TABLA19 CARGAS GRAVITACIONALES, SÍSMICAS Y DE PARED SOBRE LA ESTRUCTURA DE BAMBÚ TRATADO--	65
TABLA20 RESUMEN DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA SECCIÓN -----	65
TABLA21 RESUMEN DATOS DE VIGA SECUNDARIA -----	66
TABLA22 CALCULO DE CARGAS W PARA SECCIONES-----	67
TABLA23 INERCIA POR DEMANDA DE DISEÑO PARA CONTROL DE DEFLEXIONES -----	68
TABLA24 RESUMEN DE PROPIEDADES MECÁNICAS DE VIGAS PRINCIPALES-----	69
TABLA25 RESUMEN DATOS DE VIGA PRINCIPAL-----	69
TABLA26 RESUMEN DE CARGAS PARA SECCIONES -----	70
TABLA27 RESUMEN DE INERCIAS POR DEMANDA DE DISEÑO-----	70
TABLA 28 COEFICIENTES DE VALORIZACIÓN C Y ESFUERZO CRÍTICO -----	72
TABLA29 RESUMEN PREDISEÑO POR COMPRESIÓN AXIAL-----	72
TABLA30 COMBINACIONES DE CARGA -----	78
TABLA 31 COMBINACIONES DE CARGA -----	79
TABLA 32 PARTICIPACIONES DE MASAS MODALES -----	79
TABLA 33 MODOS DE TRASLACIÓN -----	80
TABLA 34 PARTICIÓN DE MASA MODAL -----	81
TABLA35 CHEQUEO DE TRASLACIÓN EN LOS PRIMEROS MODOS DE VIBRACIÓN-----	83
TABLA36 DERIVAS DE PISO -----	83

TABLA37 REACCIONES SISMOS DINÁMICOS Y ESTÁTICOS SEGUNDA ITERACIÓN -----	86
TABLA38 REACCIONES SISMOS DINÁMICOS Y ESTÁTICOS SEGUNDA ITERACIÓN -----	87
TABLA 39 PROPIEDADES DE LA SECCIÓN -----	91
TABLA40 DATOS DE VIGA -----	91
TABLA41 CARGAS PARA SECCIONES -----	92
TABLA42 INERCIAS POR DEMANDA DE DISEÑO -----	92
TABLA 43 DISEÑO A FLEXIÓN -----	93
TABLA 44 DISEÑO A CORTANTE -----	93
TABLA 45 DISEÑO A APLASTAMIENTO -----	94
TABLA 46 DISEÑO A TENSIÓN -----	95
TABLA 47 PROPIEDADES MECÁNICAS -----	97
TABLA 48 CARGAS GRAVITACIONALES -----	98
TABLA 49 ESFUERZO DE COMPRESIÓN AXIAL -----	98
TABLA 50 CONDICIONES DE APOYO -----	99
TABLA 51 COEFICIENTE C -----	100
TABLA 52 CLASIFICACIÓN DE COLUMNAS POR SU ESBELTEZ -----	100
TABLA 53 ECUACIONES DE ESFUERZOS EN FUNCIÓN DE LA ESBELTEZ DE LA COLUMNA -----	101
TABLA 54 RESUMEN ESFUERZOS DE TENSIÓN AXIAL -----	101
TABLA 55 RESUMEN FLEXO COMPRESIÓN -----	102
TABLA 56 VALORES DE PREDISEÑO DE MICROPILOTE -----	103
TABLA 57 DATOS GEOTÉCNICOS DEL SUELO -----	105
TABLA 58 PARÁMETROS DE DISEÑO PARA MICROPILOTES -----	109
TABLA 59 PRESUPUESTO TOTAL DE VIVIENDA EN STEEL FRAMING -----	115
TABLA 60 PRESUPUESTO ESTRUCTURA DE BAMBÚ -----	118
TABLA 61 COMPARACION DE COSTOS TOTALES FINALES -----	119
TABLA 62 CRITERIOS A TOMAR EN CUENTA EN DESEMPEÑO ESTRUCTURAL -----	120
TABLA 63 COMPARACIÓN DE COSTOS ENTRE AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES -----	121

Agradecimientos

Agradezco profundamente a Dios, fuente inagotable de fortaleza y esperanza. Gracias por guiar cada paso de mi camino, por darme luz en los momentos oscuros, fe cuando dudaba, y la fuerza necesaria cuando sentía que ya no podía más.

A mi padre, Edison Quinchuela, por ser mi ejemplo de esfuerzo y perseverancia, gracias por enseñarme con tu vida que todo se logra con sacrificio y convicción. A mi madre, Nancy Herrera, por tu amor incondicional, por estar siempre ahí con palabras de aliento, y por tu ternura que me sostuvo en cada etapa de este proceso. A mi hermana, Pamela, por ser mi apoyo silencioso, mi refugio en los días difíciles, gracias por tu cariño y por creer en mí cuando más lo necesitaba y a mi hermano, Mateo, por tu alegría, tu inocencia y tu fuerza, eres inspiración pura y la razón por la que quiero seguir creciendo cada día.

Gracias a mi familia por ser mi raíz y mi impulso, este logro también es suyo.

Agradezco profundamente a todas las personas que me acompañaron a lo largo de este proceso. A mi familia, por su apoyo incondicional, su amor constante y su confianza en mí incluso en los momentos más difíciles. Su presencia ha sido una fuente de fuerza que me ha impulsado a seguir adelante.

También extiendo mi gratitud a quienes, con un consejo, una palabra de aliento o simplemente su compañía, aportaron al desarrollo de este trabajo. Cada gesto, por pequeño que haya parecido, fue importante en este camino.

Gracias por estar presentes, por creer en mí y por ayudarme a alcanzar esta meta.

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 Justificación e importancia

El volcán Cotopaxi, debido a su comportamiento activo y a su gran capacidad destructiva, es una de las amenazas naturales más significativas del país, las poblaciones ubicadas al sur del volcán como: (Latacunga, Mulaló, Tanicuchí, Aláquez y Toacazo) se encuentran expuestas a un alto riesgo frente a eventos como flujos piroclásticos, lahares y acumulación de ceniza en caso de una erupción.

Frente a esta amenaza permanente, resulta fundamental contar con propuestas de viviendas emergentes que sean estructuralmente seguras, de bajo costo y que puedan construirse rápidamente, en este trabajo de integración curricular se realiza un análisis comparativo entre dos sistemas estructurales livianos: el bambú estructural tratado y el sistema Steel Framing, seleccionados por su adaptabilidad y viabilidad técnica para condiciones posteriores a una erupción volcánica.

Dado el contexto geotécnico de la zona, caracterizado por la posible acumulación de ceniza, suelos saturados y el riesgo de lahares, se plantea como solución el uso de viviendas elevadas sobre pilotes, utilizando estructuras livianas que resistan tanto cargas sísmicas como gravitatorias.

El estudio económico se limita al diseño estructural como tal, siguiendo los principios de gestión del PMBOK en su sexta edición, con el objetivo de obtener una evaluación clara y aplicable en situaciones de emergencia.

El desarrollo de esta propuesta se considera viable gracias al acceso a materiales locales como el bambú y a opciones industrializadas como el Steel Framing, así como al uso de herramientas de análisis estructural como software especializado en análisis estructural, en cumplimiento con normativas ecuatorianas vigentes.

1.2 Planteamiento del problema

Ecuador es un país altamente expuesto a amenazas naturales como sismos, erupciones volcánicas, e inundaciones, debido a su ubicación geográfica en la zona andina. Diversas ciudades se han asentado en proximidades de volcanes activos, siendo uno de los casos más críticos el del volcán Cotopaxi ya que ante una eventual erupción, miles de familias podrían verse desplazadas repentinamente, lo que plantea la urgente necesidad de soluciones habitacionales temporales que sean seguras, asequibles y de rápida implementación.

No obstante, existe una falta de estudios comparativos que analicen alternativas estructurales sostenibles bajo criterios técnicos y económicos sólidos especialmente en comunidades vulnerables ubicadas en zonas aledañas al volcán.

Este trabajo de integración curricular se centra en la comparación de dos sistemas estructurales livianos: bambú tratado y Steel Framing, mediante el uso de herramientas de modelado estructural como software especializado en análisis estructural, y la aplicación de la gestión de costos conforme a los lineamientos del PMBOK sexta edición.

Problema principal

- ¿Cuál de los sistemas estructurales: (bambú tratado o Steel Framing), resulta más eficiente estructural y económicamente para viviendas emergentes elevadas en zonas cercanas al volcán Cotopaxi?

Problemas secundarios

- Comportamiento estructural de cada sistema bajo cargas gravitacionales y sísmicas típicas del contexto ecuatoriano.
- Qué diferencia existe en los costos del diseño estructural entre ambas alternativas, según precios locales.
- Aplicar los procesos de estimación y control de costos del área de conocimiento de gestión de costos del PMBOK (sexta edición) para el análisis económico de ambas soluciones estructurales.
- Incluir un diseño preliminar de cimentación mediante pilotes, adecuado para las condiciones generales del terreno en zonas cercanas al volcán Cotopaxi.

1.3 Objetivos

Objetivo general:

Comparar el desempeño estructural y económico de viviendas emergentes en bambú tratado y Steel Framing en zonas cercanas al volcán Cotopaxi, para determinar la alternativa más eficiente mediante gestión de costos según PMBOK.

Objetivos específicos:

- Recopilar información sobre las condiciones volcánicas al sur del Cotopaxi y los criterios para el diseño de viviendas emergentes elevadas.
- Definir la metodología de modelación estructural para comparar viviendas emergentes de un piso construidas en bambú tratado y Steel Framing, utilizando software especializado.
- Establecer la metodología para el análisis de costos, aplicando los procesos de gestión de costos del PMBOK (sexta edición) enfocados exclusivamente en el diseño estructural.
- Modelar y analizar estructuralmente viviendas emergentes tipo, construidas en bambú tratado y Steel Framing, mediante software especializado en análisis estructural.
- Estimar y comparar los costos del diseño estructural de ambas viviendas aplicando los procesos de gestión de costos según PMBOK sexta edición.
- Determinar la alternativa estructural más eficiente en términos técnicos y económicos para su implementación como vivienda emergente en zonas afectadas por el volcán Cotopaxi.

1.4 Alcance

El presente trabajo se enfocará en comparar el desempeño estructural y económico del bambú tratado y del Steel Framing, aplicados en viviendas emergentes de un piso elevadas sobre pilotes, para zonas cercanas al volcán Cotopaxi tras una posible erupción. Se recopilará información de la normativa y técnica relevante, considerando la NEC-15 y normativas pertinentes.

La modelación estructural se realizará con software especializado, desde los pilotes hasta la estructura completa, considerando cargas sísmicas y gravitacionales. Al tratarse de un contexto pos-eruptivo, la caracterización del suelo se realizará con base en aproximaciones razonables y antecedentes técnicos disponibles. El análisis económico se enfocará exclusivamente en el sistema estructural, aplicando los procesos del área de gestión de costos definidos en la Guía PMBOK (sexta edición).

No se incluirán en este estudio instalaciones eléctricas, sanitarias ni acabados. El resultado esperado es determinar, a partir del análisis estructural y económico, cuál sistema resulta más eficiente para su aplicación en viviendas emergentes elevadas en escenarios de emergencia volcánica.

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Contexto volcánico y criterios de diseño para zonas de riesgo

El volcán Cotopaxi es uno de los más activos y peligrosos del mundo, representando un alto riesgo para las comunidades cercanas debido a su capacidad eruptiva y a la generación de lahares, que son flujos de lodo y escombros causados por el derretimiento rápido de los glaciares durante una erupción, su última gran erupción se dio en 1877 (Instituto Geofísico, 2023).

Estas avalanchas de sedimentos pueden recorrer grandes distancias a alta velocidad, afectando viviendas e infraestructura completas, y aunque los lahares son altamente destructivos, no son el único factor a considerar en este contexto de viviendas emergentes, ya que otro aspecto muy importante es la acumulación de ceniza volcánica en el suelo luego de una erupción, la cual, según el Instituto Geofísico (2023), puede alcanzar entre 5 y 25 cm de espesor en la parte interna del Parque Nacional y en poblaciones rurales como Mulaló, Tanicuchí, Sigchos, entre otras.



Ilustración 1 Mapa regional de amenazas volcánicas potenciales del volcán Cotopaxi, zona sur

Nota. De *Mapa Regional de Amenazas Volcánicas Potenciales del Volcán Cotopaxi—Zona Sur* (4.^a ed.), por Mothes, P., Espín Bedón, P., Hall, M. L., Vásconez, F., Sierra, D., & Andrade, D., 2016, IG-EPN. Escala 1:50 000.

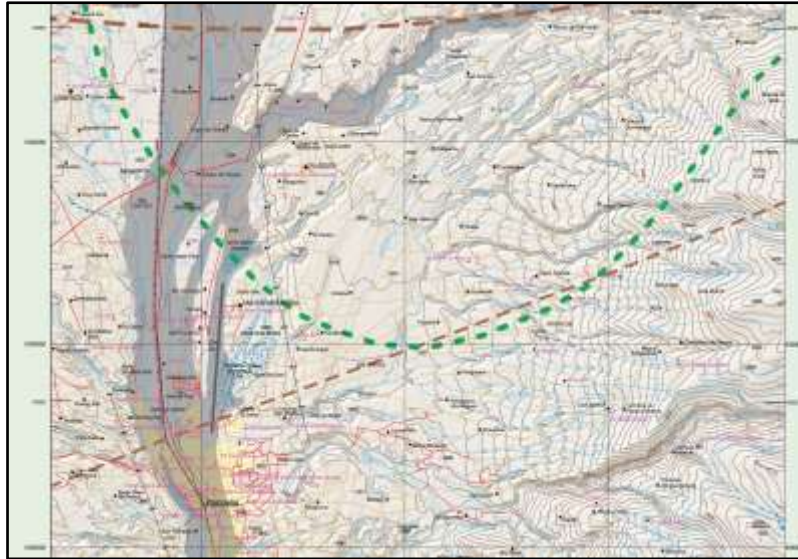


Ilustración 2 Mapa regional de amenazas volcánicas potenciales del volcán Cotopaxi, zona sur cerca de Latacunga

Nota. De *Mapa Regional de Amenazas Volcánicas Potenciales del Volcán Cotopaxi—Zona Sur* (4.^a ed.), por Mothes, P., Espín Bedón, P., Hall, M. L., Vásconez, F., Sierra, D., & Andrade, D., 2016, IG-EPN. Escala 1:50 000

Como se puede observar en las imágenes presentadas anteriormente, las zonas rurales cercanas al volcán Cotopaxi se ven afectadas en gran medida por los lahares y, especialmente, por el espesor de hasta 25 cm de ceniza. En cambio, la ciudad más cercana al volcán por el sur, que es Latacunga, se ve afectada principalmente por los lahares, mientras que la caída de ceniza representa menos de 5 cm de espesor.

Ante este contexto, el diseño estructural en zonas de riesgo volcánico debe considerar varios criterios fundamentales para garantizar la seguridad y resiliencia de las viviendas emergentes:

- Criterio estructural: Las viviendas deben tener en cuenta tanto cargas gravitacionales como de sismo para poder tener un diseño estructural óptimo guiado por las normativas locales e internacionales en caso de ser necesario, así mismo los materiales deben ser livianos para facilidad de montaje.
- Criterios geotécnicos y de ubicación: El diseño debe tomar en cuenta el análisis de suelo post erupción y tomar en cuenta el estrato de ceniza así mismo evitar zonas de amenazas alta guiándonos por el mapa de riesgo.
- Criterios de habitabilidad y funcionalidad: Para el diseño de las viviendas emergentes se deben tener en cuenta varios aspectos de habitabilidad, como la ventilación, la pendiente de las cubiertas, la accesibilidad a rutas de evacuación y el acceso a agua potable.

- Normativas: El diseño debe regirse por las normativas locales e internacionales pertinentes. En el caso de Ecuador, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) establece los requerimientos mínimos para el diseño de este tipo de viviendas. Además, se debe considerar el Plan de Ordenamiento Territorial correspondiente.

2.2 Sistemas estructurales livianos: bambú tratado y Steel Framing

Los sistemas estructurales livianos se caracterizan no solo por su bajo peso, sino también por la facilidad y rapidez con la que pueden ser construidos, lo que los convierte en una excelente opción en situaciones de desastre natural, ya que permiten resolver de forma temporal el problema de vivienda para las personas afectadas.

2.2.1 *Bambú tratado*

El bambú ha sido empleado en la construcción desde tiempos remotos debido a su crecimiento acelerado, flexibilidad y resistencia, características que lo hacen ideal para zonas vulnerables. Una especie destacada es la *Guadua angustifolia* Kunth, ampliamente usada en América Latina por su adaptabilidad a diversos suelos y su rápido desarrollo, alcanzando grandes alturas en poco tiempo (Mejía, 2022).

El bambú es una especie vegetal ampliamente disponible en regiones tropicales y húmedas alrededor del mundo. En el caso de Ecuador, su clima cálido y con elevados niveles de humedad genera condiciones óptimas para el desarrollo y la proliferación de diversas especies de bambú, lo que lo convierte en un recurso estratégico para su uso en sistemas constructivos sostenibles y de emergencia.

En Colombia, este sistema ha sido perfeccionado por expertos como el arquitecto Simón Vélez, quien desarrolló uniones reforzadas con concreto y pernos para lograr estructuras más resistentes. Asimismo, se han establecido normativas técnicas como la NSR-10 y diversas normas ICONTEC que regulan el diseño y la ejecución de construcciones con bambú en el país (Mejía, 2022).

Para su uso estructural se debe tener en cuenta:

- El bambú debe tener entre 4 a 6 años de maduración.
- Se debe cortar de manera que no se acumule agua.

- Debe pasar por procesos de secado ya sea al aire libre o expuesto al calor, así mismo se debe tratar con químicos para evitar que las plagas u hongos afecten sus propiedades.

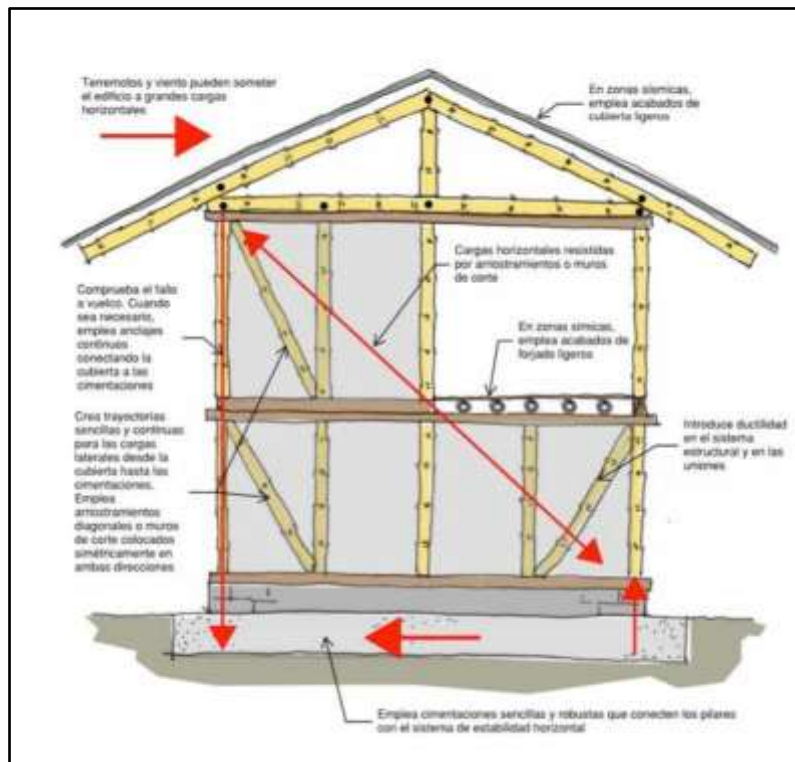


Ilustración 3 Esquema de comportamiento estructural de una vivienda de bambú en zonas sísmicas.

Tomado de Sistema constructivo en bambú en la vivienda de emergencia por E. S. Mejía, 2022, Cartillas de Investigación en Arquitectura, Institución Universitaria Colegio Mayor de Antioquia.

2.2.2 Steel framing

El Steel Framing es un sistema constructivo caracterizado por el uso de perfiles delgados de acero galvanizado conformados en frío, estos elementos constituyen el esqueleto estructural de la edificación, permitiendo su ensamblaje mediante uniones mecánicas, gracias a su resistencia y ligereza, estos perfiles pueden, en muchos casos, reemplazar completamente las estructuras tradicionales de hormigón armado, ofreciendo una alternativa eficiente, modular y de rápida ejecución (Maldonado, 2023).

En el contexto de las viviendas emergentes, el sistema constructivo Steel Framing permite la construcción de edificaciones seguras y de rápida ejecución. Además, presenta un costo

reducido en términos de transporte de materiales, debido a su ligereza, y requiere una menor cantidad de mano de obra en comparación con una estructura tradicional, esto se debe a que se trata de un sistema modular, en el cual las piezas estructurales se ensamblan de manera precisa mediante uniones previamente definidas.

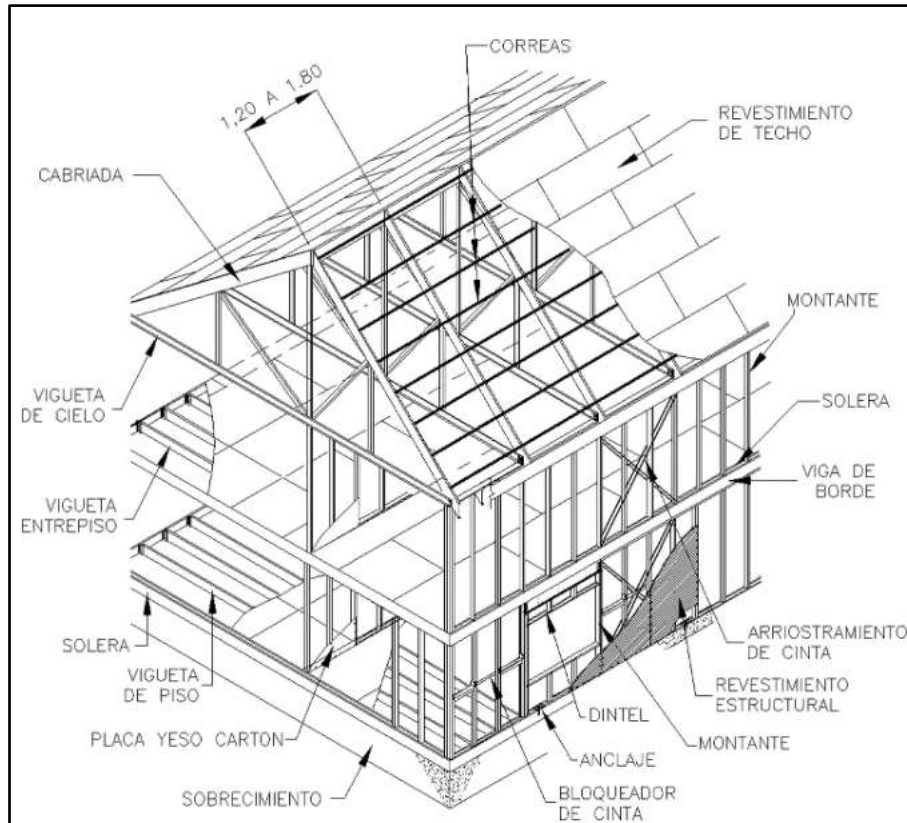


Ilustración 4 Esquema de vivienda con Steel Framing.

Fuente: (Sarmanho y Moraes, 2007)

2.2.3 In line framing

El “in-line framing” es un concepto fundamental en este tipo de estructuras livianas, especialmente en sistemas como el steel framing, este principio busca cumplir con un objetivo estructural esencial: la transferencia eficiente de cargas.

Consiste en alinear correctamente todos los elementos estructurales verticales y horizontales como las vigas de entrepiso, los montantes y los elementos de cubierta de tal manera que sus almas estén perfectamente conectadas en un mismo eje vertical, esto permite que los esfuerzos

axiales y las cargas gravitacionales se transmitan de forma continua y efectiva hacia las cimentaciones, sin generar excentricidades ni concentraciones de carga no deseadas.

Además, una alineación precisa asegura que los montantes trabajen principalmente a compresión axial, optimizando su desempeño estructural y reduciendo el riesgo de pandeo o fallas locales. El cumplimiento del in-line framing también facilita la ejecución en obra y mejora la estabilidad global del sistema estructural.

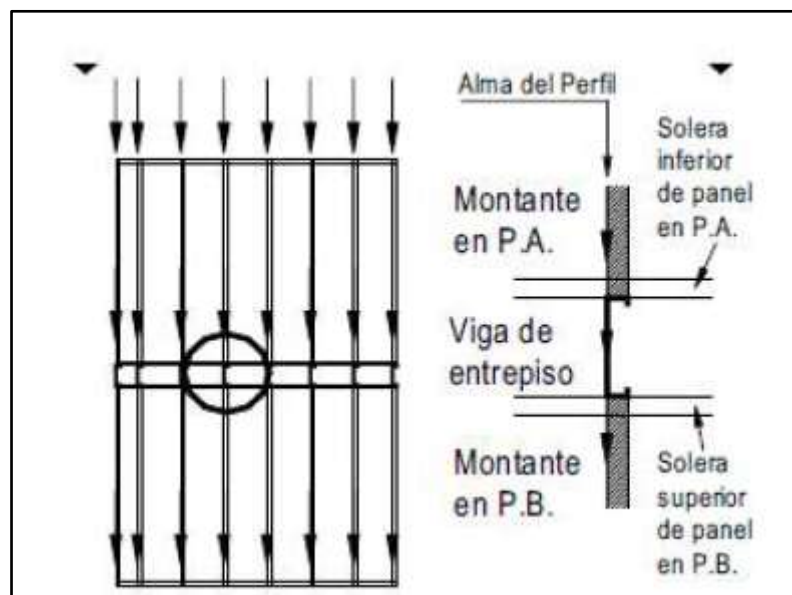


Ilustración 5 Concepto de estructura alineada (In line framing)

Fuente: TUGALT. S.A, 2008, pág. 4

2.3 Análisis lineal estático y no lineal estático

2.3.1 Análisis lineal estático

Cuando realizamos un análisis estructural, debemos determinar qué método de análisis vamos a utilizar, existen varios métodos, dependiendo de la exactitud requerida, la complejidad de la estructura y otros factores que influyen en su elección, uno de estos métodos es el análisis lineal estático, el cual es particularmente útil en estructuras donde las cargas no varían con el tiempo, y especialmente en aquellas que son simples o no requieren un análisis demasiado complejo.

Según StudySmarter(2025), el análisis lineal estático se refiere a una respuesta proporcional a la carga aplicada, en la cual el tiempo no es un factor que interviene. En otras palabras, este análisis asume que los materiales siguen la ley de Hooke, es decir, que los esfuerzos son

proporcionales a los desplazamientos y se comportan de manera lineal. Sin embargo, esta suposición genera muchas limitaciones al momento de realizar un análisis más completo del comportamiento estructural.

2.3.2 Análisis no lineal estático

Por otro lado, tenemos el análisis no lineal estático, comúnmente conocido como pushover, esta metodología representa un acercamiento más realista del comportamiento estructural y se utiliza frecuentemente para comprender el desempeño de una estructura frente a acciones sísmicas intensas, a diferencia del análisis lineal, en este caso los materiales no se rigen únicamente por un comportamiento elástico, sino que pueden superar su límite elástico, permitiendo evaluar el comportamiento inelástico de los elementos.

Este método aplica una fuerza sísmica incremental, lo que significa que se comienza observando la respuesta de la estructura ante una carga sísmica reducida, y progresivamente se incrementa dicha carga para analizar cómo actúa la estructura en niveles de mayor demanda, en este tipo de análisis es fundamental considerar el efecto de segunda orden o efecto P-Delta, ya que los desplazamientos acumulados pueden modificar significativamente la respuesta estructural.

Según la normativa chilena NCh2369 (2003), el análisis de efectos P-Delta es obligatorio cuando los desplazamientos sísmicos superan el 0,65% de la altura total en estructuras rígidas, y el 0,85% en estructuras semirrígidas.

2.4 Cimentaciones profundas con pilotes

2.4.1 Introducción a las cimentaciones profundas

La aplicación de cimentaciones profundas tiene lugar desde tiempos prehistóricos, según el estudio realizado por la Universidad de Huancavelica uno de los registros más antiguos del que se tiene evidencia es hace 12,000 años en Suiza, el sistema que utilizaban los habitantes de esta época era el incrustar troncos de madera sobre suelos blandos poco profundos de lagos, y sobre estos se construían las casas de esa época (Universidad Nacional de Huancavelica, s.f.). Este ejemplo evidencia la utilidad de cimentaciones profundas en terrenos cuyos estratos superficiales no eran capaces de soportar el esfuerzo máximo a corte o, dicho de otra forma, su capacidad portante era muy baja. La ventaja de utilizar cimentaciones profundas frente a

cimentaciones superficiales es la capacidad de transferir cargas a estratos con mayor profundidad que ofrecen una mayor resistencia (Coduto et al., 2011).

Este tipo de cimentaciones resultan de mucha utilidad en lugares altamente vulnerables geológicamente como en los alrededores del volcán Cotopaxi, ya que cerca de esta zona existe una alta presencia de suelos saturados, acumulación de material piroclásticos y una mayor concentración de eventos sísmicos (Mothes et al., 2015).

2.4.2 Tipos de pilotes: clasificación geotécnica y estructural

Los pilotes se pueden clasificar de la siguiente forma:

- Pilotes de acuerdo con su mecanismo de transmisión de carga:
 - Pilotes de punta: La transmisión de la carga es directamente al estrato más resistente.
 - Pilotes de fuste o fricción: La transmisión de la carga se produce a través de la fricción lateral.
- Pilotes de acuerdo con el material: pilotes de hormigón armado, hormigón pretensado, madera, acero, bambú tratado GaK.
- Pilotes de acuerdo con su proceso de instalación:
 - Pilotes perforados: Posterior a la perforación del pilote se inyecta mortero o lechada de cemento.
 - Pilotes Hincados: Se colocan en el suelo mediante impacto o presión.
- Pilotes de acuerdo con su diámetro:
 - Micro pilotes: Diámetros menores a 300mm.
 - Pilotes convencionales: Diámetro oscila entre 300mm y 600mm.
 - Pilotes de gran diámetro: Diámetros mayores a 800mm.

La siguiente clasificación permite seleccionar adecuadamente el tipo de pilote en función del tipo de proyecto y el tipo de suelo de la zona (NEC-SE-GC, 2015).

2.4.3 Condiciones geotécnicas para utilizar pilotes

Se utilizan cimentaciones profundas cuando:

- Existe una baja capacidad portante.
- La cimentación superficial se ve afectada por un alto nivel freático.

- Se desea reducir asentamientos diferenciales.
- La zona donde se va a ubicar el proyecto cuenta con rellenos, terrenos volcánicos o aluviales.

De acuerdo con la investigación realizada por (Mothes et al., 2015) el Cotopaxi cuenta con presencia constante de ceniza, suelos saturados y riesgos de lahares, estos factores justifican el uso de cimentaciones profundas.

2.4.4 Diseño estructural de pilotes: Criterios, formulas y factores de seguridad

El diseño de pilotes está en función de los siguientes parámetros:

- Cargas Admisibles (q_{adm}): Estas se determinan mediante fórmulas empíricas o ensayos in situ.
- Capacidad última (q_u)
- Longitud optima del pilote: Obtenida de la estratigrafía de la zona, o a su vez por sondajes geotécnicos.
- Factores de Seguridad

Formulas a utilizarse:

- Cálculo geotécnico de la capacidad última (NEC - GT) para pilotes de fricción y/o punta:

$$q_u = Q_s + Q_t = S f_{si} * A_{si} + q_t A_t$$

Dónde:

Q_s = Capacidad o resistencia última por fuste

Q_t = Capacidad o resistencia última de punta

A_t = Área de la punta del pilote (sección transversal)

A_s = Área del fuste del pilote i (perimetral)

f_s = Es la resistencia unitaria de fuste i

q_t = Resistencia unitaria de punta

- Cálculo de la Carga Admisible:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Dónde:

q_u = Capacidad de carga última

FS = Factor de Seguridad (De acuerdo con la Tabla 6 de la NEC GT puede variar entre 1.5 – 3.0).

Tabla 1

Condiciones de carga

Condición	F.S.I.M ADMISIBLE
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Pseudo Estático	1.5

Nota: Condiciones de carga extraídos de la NEC-SE-GUADUA

- Comprobación por asentamiento:

Se realiza considerando la penetración del pilote, deformación del suelo y fricción negativa. En suelos volcánicos blandos, se aplican métodos de análisis estático y dinámico según NEC-SE-GC

- Pilotes de bambú tratado

Para el tratamiento del GaK se realiza por medio de la impregnación de sustancias preservantes.

Longitud mínima de empotramiento ≥ 1.5 veces el diámetro del tallo.

Los factores de seguridad varían dependiendo de su sollicitación

2.5 Normativa técnica aplicable

2.5.1 Normativa ecuatoriana de la construcción (NEC)

La NEC se divide en diferentes capítulos entre ellos se destacan los siguientes:

- NEC-SE-DS: Diseño estructural y sismorresistente.
- NEC-SE-GC: Geotecnia y cimentaciones.
- NEC-SE-VIVIENDA: Viviendas de dos pisos con luces de 5m.
- NEC-SE-GUADÚA: Estructuras de Guadúa

Su objetivo es establecer criterios técnicos y metodológicos para el diseño, construcción y evaluación estructural.

2.5.2 NEC-SE-DS: Diseño sismorresistente

Esta norma define los procedimientos para evaluar la acción sísmica y diseñar estructuras seguras. Incluye:

- Zonificación sísmica del país.
- Coeficientes sísmicos.
- Espectros de diseño.
- Requisitos para sistemas estructurales dúctiles.

En viviendas emergentes, se deben cumplir estos criterios incluso en estructuras livianas (MIDUVI, 2019).

Normas internacionales aplicables al Steel Framing y al bambú estructural

2.5.3 Normativa para Steel Framing:

- AISI S100-16
- AISI-S230-19
- ASTM A653/A653M
- International Building Code (ICC, 2021)

2.5.4 Normativas para bambú:

- NEC-SE-GUADÚA: Estructuras de Guadúa

Estas normas permiten garantizar que los sistemas estructurales alternativos sean seguros, eficientes y duraderos.

2.6 Fundamentos de gestión de costos en proyectos (PMOOK)

La gestión de costos en proyectos de construcción es una pieza fundamental ya que garantiza la eficiencia de los recursos, en especial en situaciones de emergencia.

De acuerdo con el PMBOK (sexta edición, PMI, 2017), la gestión de costos constituye una de las áreas clave para garantizar que el proyecto se mantenga dentro del presupuesto originalmente establecidos.

La gestión de costos se divide por cuatro procesos según la guía del PMBOOK sexta edición:

1. Planificar la gestión de costos

Se define cómo “se estimarán, presupuestarán, gestionarán y controlarán los costos” (sexta edición, PMI, 2017), además que se establecen rutas o guías como el EDT que nos ayudara a seguir una ruta clave.

2. Estimar los costos

Implica calcular una aproximación monetaria de los recursos necesarios para completar cada actividad.

3. Determinar el presupuesto

Consiste en agregar los costos estimados por actividades o paquetes de trabajo para establecer la línea base de costos.

4. Controlar los costos

Se supervisa la ejecución del presupuesto real frente a la planificación. Se aplican métricas como Valor Ganado (Earned Value Management - EVM), para tomar decisiones correctivas.

➤ Presupuestación y línea base del costo

La línea base de costo representa el presupuesto autorizado el que permite medir y controlar los costos reales. Que están en función de:

- Estimaciones detalladas por componente (estructura, cimentación, cubierta, montaje).

Reserva para contingencias: eventos con mayor probabilidad de que suceda (demoras logísticas, alza en materiales).

Reserva de gestión: eventos imprevisibles.

En proyectos de viviendas elevadas sobre pilotes, deben considerarse márgenes por:

Aumento de precios en el bambú tratado o acero galvanizado.

Dificultad de transporte en zonas rurales o de riesgo volcánico.

Logística de instalación de pilotes o micropilotes en suelos saturados.

Costos directos e indirectos en viviendas emergentes

a. Costos directos:

Bambú o perfiles Steel Framing.

Pilotes (hormigón, bambú o metálicos).

Mano de obra calificada.

Anclajes, conectores estructurales.

b. Costos indirectos:

Permisos municipales, tasas legales.

Supervisión técnica.

Equipos, herramientas, combustibles.

Campamento temporal o seguridad.

Fiscalización

CAPITULO III: METODOLOGÍA

3.1 Metodología de trabajo

3.1.1 Metodología de trabajo para el Steel framing

Para el presente trabajo de integración curricular se sigue una metodología cuantitativa, basada en el modelado, análisis estructural y análisis económico comparativo de dos sistemas constructivos: Steel Framing y bambú estructural.

La metodología se estructura en etapas secuenciales, las cuales se presentan a continuación en el siguiente diagrama de flujo metodológico:



Ilustración 6 Diagrama de flujo metodológico Steel framing

Nota. Fuente: Autoría propia

3.1.2 Metodología de trabajo para el Bambú

La metodología de trabajo que se utilizará para el bambú considerará aspectos generales como prediseños, modelación de la estructura, análisis estructural, análisis económicos y comparativos entre los dos sistemas de vivienda:

Para una mejor comprensión de la metodología de trabajo se va a presentar el siguiente diagrama de flujo:

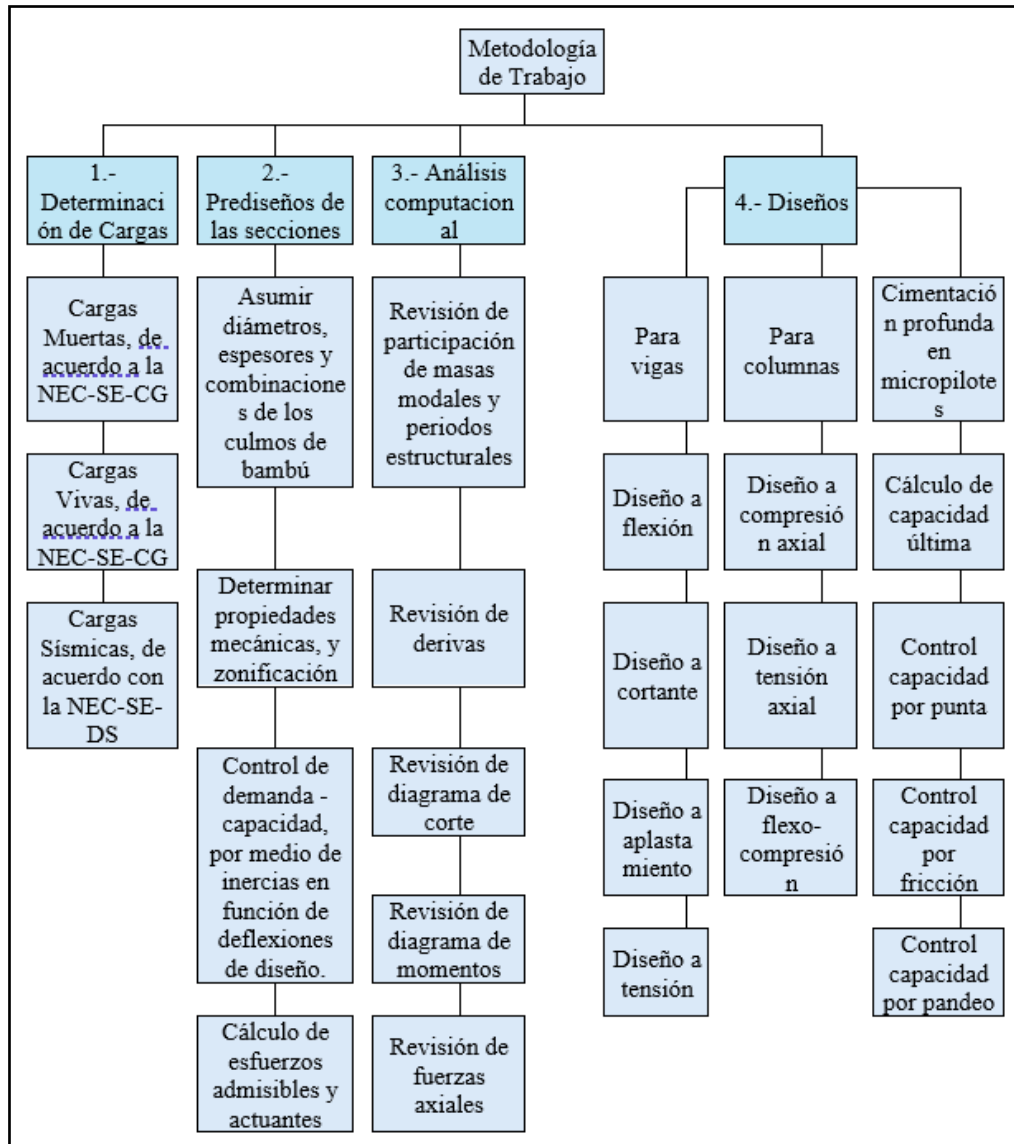


Ilustración 7 Diagrama de flujo de Bambú
Fuente: Autoría propia

3.2 Metodología de modelación estructural

3.2.1 Metodología estructural para Steel Framing

La modelación estructural se llevará a cabo en un software de análisis estructural, considerando una estructura de steel framing elevada sobre micropilotes, como se detalló en la metodología de trabajo, la modelación estructural es una etapa crucial, ya que constituye el vínculo entre el esquema arquitectónico y el diseño estructural propiamente dicho.

La estructura estará compuesta principalmente por tres tipos de perfiles: PGC, PGU y Omega, y se utilizarán flejes para rigidizar el sistema, como es sabido, para ingresar al proceso de modelado en el software, se requiere información previa, la cual se detalla en la metodología:

1. Cargas y combinaciones de carga

Las cargas gravitacionales, tales como el peso propio, carga muerta y carga viva, serán definidas de acuerdo con la NEC-SE-CG (2015). Las cargas sísmicas serán establecidas según la NEC-SE-DS (2015), considerando los factores de importancia, zonas sísmicas, espectros de respuesta y combinaciones requeridas.

2. Tipo de análisis estructural

Debido a la naturaleza del sistema steel framing, el cual está conformado por láminas de acero delgadas, el modo de falla más probable puede presentarse por plastificación, por esta razón, se adoptará un análisis no lineal estático, que permitirá considerar no linealidades geométricas y del material, este enfoque es esencial en elementos esbeltos de acero, ya que bajo acciones sísmicas severas pueden producirse grandes desplazamientos que alteran la configuración geométrica de la estructura, además, los esfuerzos obtenidos en el modelo no lineal serán más realistas que aquellos calculados bajo el supuesto de linealidad.

3. Normativas de diseño

El diseño estructural y la validación de los elementos se desarrollarán en base a las siguientes normas y manuales:

- AISI S100-16: Norma de diseño para elementos de acero conformado en frío.
- AISI S230-19: Norma específica para sistemas de construcción residencial liviana con acero conformado.
- NEC-SE-DS (2015) y NEC-SE-VIVIENDA (2015): Para la determinación de cargas sísmicas, factores de reducción, combinaciones de carga, límites de desplazamientos y verificación de derivas.

- Manual de Construcción en Steel Framing Chile: Referencia técnica para la resolución de conexiones estructurales y detalles constructivos.
- NEC-SE-GM: Geotecnia y Diseño de Cimentaciones.

4. Validación y control del modelo

La validez del modelo estructural se comprobará mediante:

- Comparación de derivas de entrepiso con los límites establecidos por la NEC-SE-DS (2015).
- Revisión de esfuerzos en elementos estructurales: fuerzas axiales, flexión, compresión y pandeo.
- Para las cimentaciones profundas se revisará el control del estado límite de falla y de servicio, según las combinaciones establecidas por normativa.

3.2.2 Metodología estructural para Bambú

Para la modelación estructural se va a utilizar un software de análisis estructural, considerando una estructura de Bambú Tratado o GaK, que va a estar elevada sobre micropilotes de bambú, el objetivo de la metodología estructural es integrar de manera precisa y uniforme los esquemas estructurales y arquitectónicos de un proyecto.

El bambú o GaK tiene una configuración especial para identificar sus elementos, es decir que el número de elementos ubicados uno encima del otro se los va a denominar como #C o número de columnas y el número de elementos ubicados uno alado del otro se los denominará como #F o número de filas, en caso de tener una separación entre elementos se puede utilizar el siguiente símbolo (-) de tal manera que los tipos de elementos más utilizados para esta estructura son: 2C2F, 1C1F, 1C2F y para las uniones de esta estructura se considerarán que están articuladas con excepción de los elementos continuos.

1.Cargas y combinaciones de carga

Para la determinación de cargas, muertas, vivas y peso propio se utilizará la NEC-SE-CG (2015). Para las cargas sísmicas se determinarán de acuerdo con la NEC-SE-DS (2015) y para las combinaciones de carga se va a utilizar la NEC-SE-GUADÚA y la NEC-SE-CG, ya que en la normativa se menciona que en el diseño de una estructura de bambú tratado o GaK se deben cumplir las combinaciones de carga establecidas en la normativa de guadúa y en la normativa de cargas gravitacionales se toma en cuenta carga por ceniza.

2. Tipo de análisis estructural

El tipo análisis para el bambú tratado o GaK que establece la normativa está basado en el uso de esfuerzos admisibles, se utilizan las cargas que se establecen en la NEC-SE-CG y la NEC-SE-DS. La normativa también menciona que el análisis y diseño de los elementos deben satisfacer los principios de mecánica estructural, los elementos deben considerarse como homogéneos mas no como lineales, ya que el comportamiento estructural debe encontrarse dentro del rango elástico. Los esfuerzos de cálculo se comparan con los esfuerzos admisibles modificados por factores de reducción que están en función de los estados de carga, humedad, y temperatura. Además, para los elementos esbeltos se considerará un análisis de segundo orden que evalúa principalmente la esbeltez y pandeo.

3. Normativas de diseño

Las normas aplicadas para el diseño son las siguientes

- NEC-SE-GUADÚA: Estructuras de Guadúa (GaK).
- NEC-SE-DS (2015) y NEC-SE-VIVIENDA (2015): Para la determinación de cargas sísmicas, factores de reducción, combinaciones de carga, límites de desplazamientos y verificación de derivas.
- NEC-SE-GM: Geotecnia y Diseño de Cimentaciones.
- NSR -10, Título G “Estructuras de Madera y Guadúa”.

4. Validación y control del modelo

Para la validación y control del modelo se realizarán las siguientes consideraciones:

- Comparación de derivas de entrepiso con los límites establecidos por la NEC-SE-DS (2015).
- Revisión de esfuerzos en columnas: tensión axial, flexo compresión, compresión axial.
- Revisión de esfuerzos en vigas: flexión, cortante, aplastamiento y tensión.
- Para las cimentaciones profundas se revisará el control del estado límite de falla y de servicio, según las combinaciones establecidas por normativa.

3.3 Metodología para el análisis de costos

Como se mencionó anteriormente, se empleará una metodología de gestión de costos fundamentada en los lineamientos establecidos por la Guía del PMBOK, sexta edición, en este marco metodológico, se seguirán los procesos formales definidos en el Capítulo 7 de la guía, los cuales comprenden:

1. Planificación

En este proceso se va a definir cómo se van a estimar los costos, presupuesto y como se gestionarán los mismos, así mismo se determinará que herramientas se van a usar y determinar los posibles proveedores de los materiales.

2. Estimación

Este proceso va a ser una aproximación de los costos de los recursos necesarios que en este caso son recursos netamente estructurales, para este proceso se va a ser el uso del programa de Revit para tomar cantidades de obra, así mismo se realizara los APU de los elementos necesarios para la estructura.

3. Presupuestación

En el proceso de presupuestación se suman los costos estimados para la estructura de nuestra vivienda, además se debe realizar una línea base de costos que es una referencia para comparar cuando el proyecto se esté realizando.

4. Control

Según el PMBOK 6.^a edición, es “el proceso de monitorear el estado del proyecto para actualizar el costo del mismo y gestionar los cambios a la línea base de costos” (Project Management Institute, 2017, p. 247).

3.4 Supuestos

A continuación, se presentan en forma de tabla de los supuestos en el presente trabajo de titulación, los cuales permiten orientar de mejor manera el análisis estructural y de costos de las viviendas emergentes propuestas:

Tabla 2*Supuestos para el desarrollo metodológico*

Categoría	Descripción
Supuesto 1: Terreno	Se considerarán las condiciones del suelo, así como sus propiedades físicas y mecánicas, a partir de un estudio de suelo realizado en la ciudad de Latacunga.
Supuesto 2: Materiales	Se considera que los materiales requeridos para ambos sistemas están disponibles en el mercado local
Supuesto 3: Costos	El estudio se limita exclusivamente al análisis de costos del sistema estructural, excluyendo instalaciones, acabados, mobiliario y aspectos arquitectónicos.
Supuesto 4: Información del suelo	Como se mencionó anteriormente en el supuesto q los datos generales del terreno se tomarán de un estudio de suelos previo en el sector de Latacunga, sin embargo, no se cuenta con un estudio de suelo específicamente en los sectores donde se deben realizar las viviendas.

Nota. A continuación, se detallan los supuestos técnicos que permiten enfocar de manera clara y precisa el análisis estructural y económico de las soluciones propuestas. Fuente: Autoría propia.

CAPITULO IV: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1 Definición de la tipología adoptada

La tipología estructural seleccionada para este estudio corresponde a una vivienda emergente unifamiliar de un piso, con el objetivo de responder eficientemente a situaciones post-eruptivas en zonas cercanas al volcán Cotopaxi.

La vivienda se dimensionará con los Lineamientos-urbanos-habitacionales-02-08-2024 del MIDUVI.

1. Definir áreas de vivienda

Para este estudio, se categoriza a las familias que ocuparán estas viviendas modulares emergentes dentro del primer segmento definido por el MIDUVI (2024), correspondiente a familias en situación de pobreza extrema o vulnerabilidad muy alta, esta clasificación se ajusta adecuadamente al objetivo del proyecto, ya que se trata de viviendas destinadas a ser utilizadas posterior a una erupción volcánica, específicamente del volcán Cotopaxi.

De acuerdo con la Tabla 1: Dimensiones mínimas sugeridas por espacio de los Lineamientos Urbanos Habitacionales del MIDUVI, el área mínima habitacional sin requerimientos de accesibilidad universal para una vivienda de dos dormitorios es de 41 m², en este proyecto, se ha optado por un área de 50 m², con el fin de proporcionar mayor flexibilidad en el diseño arquitectónico y evitar posibles incumplimientos normativos.

Asimismo, se ha tomado en cuenta la tabla de dimensiones mínimas por espacio, considerando los estándares para salas, cocinas, baños y dormitorios, con el propósito de garantizar habitabilidad adecuada y funcionalidad en el diseño de la vivienda modular.

2. Definir medidas mínimas y plano arquitectónico

Tabla 3

Dimensiones mínimas por espacios

Espacio	Lado Mínimo
Cocina	1,50 m.
Sala-comedor	2,70 m.
Dormitorio Principal	2,50 m.
Dormitorios Secundarios	2,20 m.
Baño completo	1,20 m.
Lavado y secado	1,30 m.
Medio Baño (opcional)	0,90 m.

Fuente: EQUIPO MIDUVI-2024

De igual manera se tomó una altura mínima libre en techos inclinados de 3,18 m tomando en cuenta que la mínima según MIDUVI es de 2.3 m para la sierra, con los datos recopilados se realizó el siguiente plano arquitectónico:

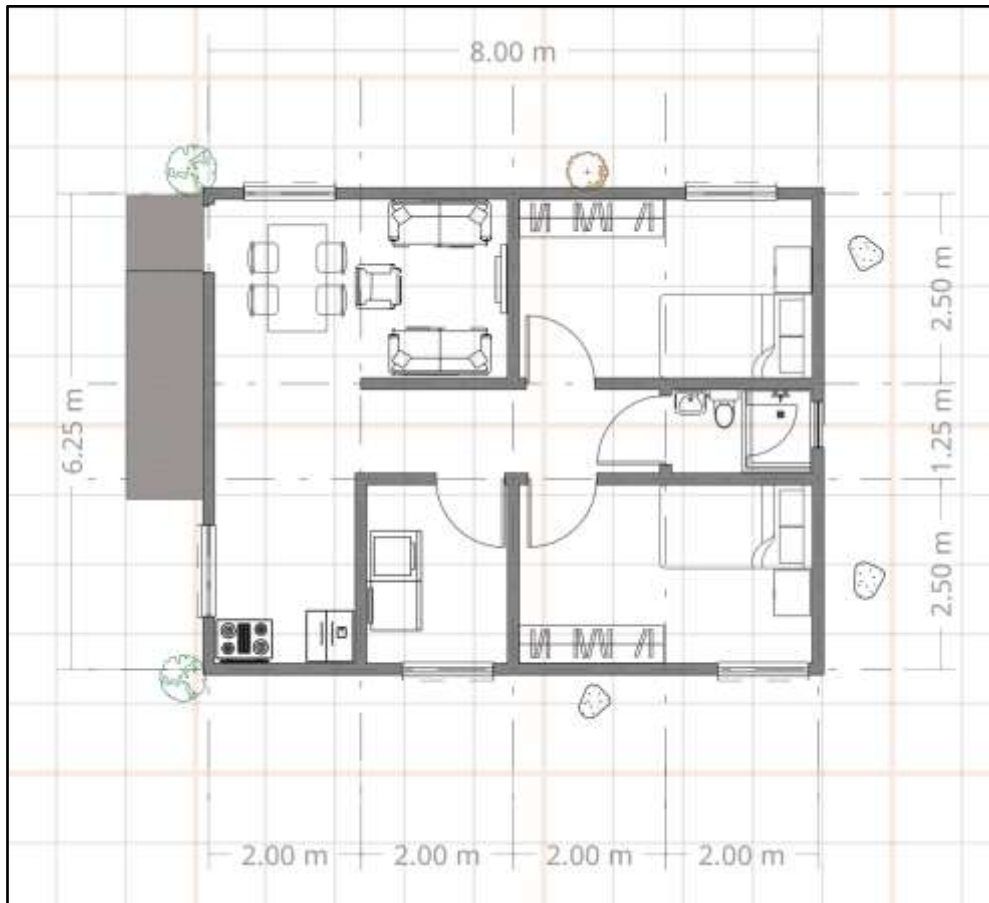


Ilustración 8 Plano arquitectónico de vivienda unifamiliar

Nota. Autoría propia

Ahora bien, en el gráfico se puede observar que la separación entre columnas máxima es de 2.5 m, esta distancia responde a la diferencia entre los criterios normativos aplicables al bambú estructural y al steel framing, mientras que en el caso del bambú la luz libre máxima recomendada es de 3 metros, para el steel framing según lo establecido en la NEC-SE-VIVIENDA Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m, la luz puede alcanzar hasta 5 metros y considerando un criterio unificado y buscando compatibilidad entre ambos sistemas, se optó por establecer una separación máxima de 2.5 metros entre columnas, lo cual cumple con ambas normativas y permite mantener la estabilidad estructural del modelo comparativo.

4.2 Consideraciones técnicas y normativa

4.2.1 Consideraciones para Steel Framing

Siguiendo la metodología de trabajo y de modelación estructural las consideraciones son las siguiente:

1. Cálculo de cargas gravitacionales y sísmicas

Para el cálculo de cargas gravitacionales se van a utilizar las normativas NEC-SE-CG y la NEC-SE-DS de diseño sísmico para las cargas sísmicas, en este caso se va a considerar también la carga de viento y un énfasis especial en lo que es la carga por ceniza en al cual se tomara en cuenta con una densidad de 1500 kg/cm³, en tanto para encontrar el coeficiente de cortante basal se ha desarrollado un programa en Matlab que trabaja con el espectro de respuesta elástico e inelástico de la NEC 15.

2. Prediseño de la estructura

Para el cálculo del prediseño de la estructura se tomará en referencia la normativa AISI-S230-19 de Steel framing en la cual se encuentran tablas para el prediseño de elementos estructurales dependiendo de las cargas a soportar como la distancia entre vanos entre otros factores.

Para el prediseño de los micropilotes se guiará por secciones mínimas y máximas que nos dan distintas bibliografías, así como la profundidad del pilote será dada por iteraciones tratando de satisfacer el requerimiento del Q ultimo.

3. Análisis computacional

Para esta etapa se trabajará con un software de análisis estructura que nos permita analizar la estructura ante las combinaciones de cargas que se han calculado previamente, se revisaran las derivas que deberán cumplir con el máximo del 2% según la NEC de peligro sísmico 2015, de igual manera se obtendrán los esfuerzos de servicio para compararlos con las cargas ultimas dadas en el diseño.

4. Diseño de la estructural

En esta etapa se empleará la normativa AISI S100-16 para la verificación del diseño de los elementos que conforman la estructura, tales como vigas, columnas, montantes y flejes, además el método de análisis con el que se va a trabajar será el de factores de carga y resistencia (LRFD).

Es importante señalar que el diseño estructural se realizará de manera general y manual para los elementos principales, enfocándose en criterios globales como resistencia a flexión, compresión y tracción, no obstante, la verificación de elementos locales, como alas y almas de los perfiles conformados, se llevará a cabo mediante herramientas computacionales especializadas.

Para este propósito, se utilizará un software de diseño estructural que permita comprobar la resistencia a pandeo local, abolladura y otros modos de falla específicos de perfiles delgados, en caso de identificarse elementos que no cumplan con los criterios normativos, se tomarán las medidas correctivas pertinentes, ajustando las secciones o reforzando los puntos críticos según criterio propio.

Las conexiones estructurales no serán objeto de cálculo detallado, ni mediante procedimientos manuales ni por medio de modelación computacional, debido a la extensión del presente trabajo, en su lugar, se adoptarán criterios constructivos y recomendaciones técnicas extraídas de manuales de construcción de Steel Framing validados, especialmente aquellos elaborados en Chile y Argentina, que contemplan soluciones prácticas y seguras para estructuras livianas.

Esta decisión también se justifica en función de que la vivienda analizada es de un solo piso, lo cual reduce la complejidad estructural y las exigencias en las conexiones comparado con edificaciones de múltiples niveles o sometidas a cargas mayores.

Por otro lado, el diseño estructural de los micropilotes se tomará en cuenta la normativa NEC-SE-GC (2015) de geotecnia y cimentaciones además será de tipo mixto, diferenciando el tramo expuesto y el tramo enterrado, la parte sobresaliente del micropilote, que actúa como elemento estructural visible y transmite cargas a través de conexiones con las columnas, será modelada y analizada mediante software computacional, utilizando las cargas transmitidas por la superestructura.

En cambio, el diseño del tramo enterrado del micropilote se realizará de forma manual, aplicando los principios geotécnicos de capacidad por fricción lateral y/o resistencia por punta, en función de la información del estudio de suelos y del peso que cada micropilote debe soportar, determinado previamente mediante el modelo estructural general.

5. Estimación de costos y presupuestación

Como se ha mencionado anteriormente, el análisis de costos se guiará conforme a los procesos establecidos en el Capítulo 7 de la Guía del PMBOK, sexta edición, correspondiente a la Gestión de los Costos del Proyecto.

Un aspecto fundamental en esta etapa es el uso del software Autodesk Revit, el cual permitirá modelar la estructura tridimensionalmente y, a partir de ello, extraer de manera precisa las cantidades de materiales empleados en el sistema estructural, esta información será la base para la elaboración del presupuesto parcial, enfocado exclusivamente en los elementos estructurales, conforme al alcance definido en esta investigación.

4.2.2 Consideraciones para Bambú

Las consideraciones para bambú son las siguientes.:

1. Cálculo de cargas gravitacionales y sísmicas.

Como se mencionó en la metodología de trabajo para el cálculo de cargas gravitacionales, se utilizará la normativa NEC-SE-CG, para las cargas sísmicas se utilizará la NEC-SE-DS, además se va a contemplar cargas por viento y cargas por ceniza con una densidad de 1500 kg/cm³, para el cálculo del coeficiente de cortante basal se utilizó un programa desarrollado en Excel que trabaja con el espectro elástico e inelástico de la NEC 15.

2. Prediseño de la estructura.

Para el prediseño de los elementos estructurales la norma a utilizarse será la NEC-SE-GUADÚA una relación entre la inercia en función de la deflexión admisible sobre la inercia por capacidad de la sección. Las uniones se considerarán articuladas y los apoyos como simplemente apoyados sin generación de momentos en la cimentación.

Para las propiedades mecánicas de acuerdo con la normativa los módulos de elasticidad se encuentran en percentiles E0.5, E0.05 y E min, para el diseño de los sistemas estructurales se utilizará el percentil E0.05 que es el percentil recomendado para diseño y E min que sirve como una verificación crítica, se utilizarán secciones compuestas por uno o más culmos de bambú.

Para el diseño de los micropilotes se utilizarán secciones circulares, para la profundidad del micropilote se determinarán mediante iteraciones que satisfagan los requerimientos del Q. último.

3.- Análisis computacional

Para la etapa de análisis computacional se utilizará un software de análisis estructural principalmente para ver el comportamiento de la estructura frente a combinaciones de carga, se revisarán las derivas, de acuerdo a la NEC-SE-DS estas no pueden superar el 2%, además de revisar el cortante basal que de acuerdo a la normativa mencionada el cortante basal dinámico total en la base no debe ser menor que el 80% del cortante basal estático si es una estructura regular, con ayuda del software de análisis se podrán obtener los valores reales de cortante, momento y axiales, los mismos que permitirán calcular los esfuerzos actuantes y realizar controles de demanda – capacidad.

4.- Diseño de la estructura.

Para esta etapa, se utilizará la NEC-SE-GUADÚA, como método de diseño se utilizará los esfuerzos admisibles en el rango elástico que serán ajustados por los respectivos coeficientes de modificación que establece la normativa en la que se podrá identificar que los diseños de los elementos que conforman la estructura tales como vigas y columnas cuenten con las dimensiones necesarias para resistir las sollicitaciones de cargas respectivas.

Los coeficientes de modificación son los siguientes:

- CD = Coeficiente de modificación por duración de carga. Obtenido de la Tabla 8 de la NEC-SE-GUADÚA.
- Cm = Coeficiente de modificación por contenido de humedad. Obtenido de la Tabla 9 de la NEC-SE-GUADÚA.
- Ct = Coeficiente de modificación por temperatura. Obtenido de la Tabla 10 de la NEC-SE-GUADÚA.
- CL = Coeficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas. Obtenido de la Tabla 15 DE LA NEC-SE-GUADÚA.
- CF = Coeficiente de modificación por forma. Donde la norma plantea que Si la longitud del culmo es menor o igual a 3m el coeficiente de modificación por forma es 1, caso contrario el coeficiente se disminuye.
- Cr = Coeficiente de modificación por redistribución de cargas, acción conjunta. Se aplicará un coeficiente de 1.1 siempre y cuando exista una acción conjunta de 4 o más elementos de igual rigidez y su separación no se mayor a 0.60 m caso contrario el coeficiente será igual a 1.
- Cp = Coeficiente de modificación por estabilidad de columnas. Para el cálculo de este coeficiente de modificación se deben realizar unas

consideraciones adicionales de acuerdo con la NSR - 10, Título G “Estructuras de Madera y Guadúa”.

- Cc = Coeficiente de modificación por cortante. Obtenido de la Tabla 13 de la NEC-SE-GUADÚA.

El diseño estructural se lo realizó en una hoja de cálculo en el que se controlarán los siguientes aspectos:

- Para vigas: Resistencia a la flexión, cortante, aplastamiento y tensión longitudinal.
- Para columnas: compresión axial, tensión axial y flexo compresión.

Para verificar los resultados, se realizó un análisis de demanda – capacidad, el que permite saber cuál es el comportamiento del material estructural en cada uno de los esfuerzos admisibles y actuantes. En caso de que alguno de los elementos no cumpla con los criterios de diseño tomar medidas correctivas pertinentes.

Los esfuerzos admisibles para utilizarse son los siguientes de acuerdo con la NEC-SE-GUADÚA:

COMPRESION 15 MPa

TRACCION 19 MPa

COMPRESION PARALELA 14 MPa

COMPRESION PERPENDICULAR 1.4 MPa

CORTÉ 1.2 MPa

Para las conexiones estructurales se adoptarán criterios constructivos y recomendaciones técnicas extraídas de manuales.

Para el diseño de la estructura de micropilotes se utilizará la normativa NEC-SE-GC (2015), el micropilote será de tipo mixto, es decir constará con un tramo expuesto y un tramo enterrado, el tramo expuesto permite transmitir cargas a través de conexiones con las columnas, mientras que el tramo enterrado aplica principios geotécnicos de capacidad por punta y por fricción.

4.3 Diseño estructural: superestructura

4.3.1 Superestructura del sistema de Steel framing

Entrando de esta manera al diseño estructural y siguiendo la metodología adoptada previamente se presenta a continuación el diseño de la superestructura:

a. Cargas gravitacionales y sísmicas

Para las cargas gravitacionales se tomaron los valores de la NEC-SE-CG-Cargas-No-Sísmicas, teniendo en cuenta que es una vivienda unifamiliar.

Carga viva:

Tabla 4

Resumen de cargas vivas

Uso	Carga Viva (kN/m²)
Habitaciones y estancias	2
Cubierta inclinada	0.7
Total:	2.7

Fuente: Autoría propia

Carga muerta:

Tabla 5

Resumen de cargas muertas

Elemento	Tipo de material	Carga Muerta (kN/m²)
Piso (tablero OSB)	OSB	0.016
Cielorraso	Yeso en listones	0.2
Ventanas 10mm	Vidrio	0.25
Instalaciones (eléctricas, sanitarias)	Varía	0.5
Total:		0.966

Fuente: Autoría propia

Carga de ceniza: Para esta carga se tomó en cuenta la densidad de la ceniza como 1500 kg/m³ y un espesor en el techo de 20 cm

Tabla 6

Carga de ceniza

Tipo de material	Carga Viva (kN/m ²)
Ceniza	1.5
Total:	1.5

Fuente: Autoría propia

Carga de viento: Para este caso se tomó en cuenta un valor mínimo dado por la norma con una velocidad de $V = 21$ m/s

De esta manera también calculamos la velocidad corregida del viento necesaria para calcular la carga de presión del viento, pero antes se selecciona un coeficiente de corrección que según la norma para viviendas de categoría A y altura de hasta 5 m es de 0.91.

$$V_b = V \cdot \sigma = 21 * 0.91 = 19.11 \text{ m/s}$$

Ahora calculamos la presión del viento con la siguiente ecuación de la norma:

$$P = \frac{1}{2} \rho \cdot V_b^2 \cdot c_e \cdot cf$$

Donde:

- La densidad del aire se tomó de la norma de 1.25 kg/m³
- El coeficiente de entorno/altura es de 1.63 para zonas rurales y altura de hasta 5 m.
- El coeficiente de forma es de 0.8 para elementos en zonas abiertas

$$P = \frac{1}{2} 1.25 \cdot 19.11^2 \cdot 1.63 \cdot 0.8 = 29.76 \text{ kg/m}^2$$

Carga sísmica: Los datos para cargas sísmicas se obtuvieron de los datos del estudio geotécnico en donde se tiene lo siguiente:

Tabla 7*Parámetros sísmicos*

Tipo de perfil del subsuelo	Zonificación:	Zona sísmica V	
	Factor Z:	0.4g	
	Coeficientes de perfil de suelo		
	Fa	Fd	Fs
D	1.2	1.19	1.28

Fuente: Autoría propia

Ya que tenemos los datos generales del suelo debemos tener presente los factores de:

- Importancia = 1 (Otras ocupaciones)
- R = 2.5 Para estructuras de acero conformado en frio según la NEC-SE-DS
- Configuración en elevación y planta = 1 (sin irregularidades)

Una vez con todos los datos necesarios se debe encontrar el periodo de vibración de la estructura por lo que la NEC nos brinda en el primer método la siguiente ecuación:

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha$$

Donde:

- $C_t = 0.072$ (acero sin arriostrar)
- $h_n = 0.8$ (acero sin arriostrar)

$$T = 0.072 \cdot 0.8$$

$$T = 0.21$$

Con el periodo de vibración podemos encontrar el coeficiente de cortante basal para poder ingresarlo como dato en el software de modelaje estructural, para este paso se realizó un código en Matlab el cual estará en los anexos correspondientes, a continuación, se muestra los resultados:

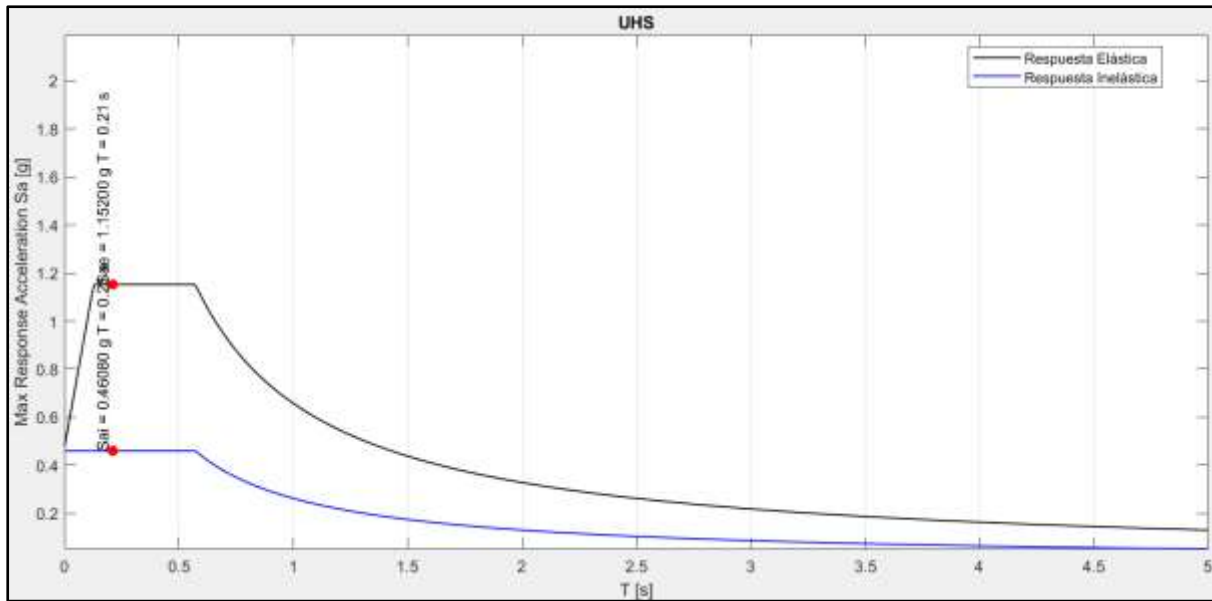


Ilustración 9 Espectro de respuesta elástico e inelástico

Nota. El gráfico muestra el espectro de respuesta de la normativa NEC 2015 elástico e inelástico además nos da la información de las ordenadas de respuesta en aceleración en T. Fuente: Autoría propia

Con esto podemos ver que el coeficiente de cortante basa es de 0.4608, y a continuación se presenta la tabla con el resumen de las cargas obtenidas:

Tabla 8

Resumen general de cargas sobre la estructura

Estructura unifamiliar	
Cargas	
Entrepiso	
Carga viva	200 kg/m ²
Carga muerta	96.6 kg/m ²
Cubierta	
Carga viva	70 kg/m ²
Carga muerta	50 kg/m ²
Viento	
Presión	29.76 kg/m ²
Ceniza	
Ceniza	150 kg/m ²
Sismo	
Masa sísmica	Carga permanente
Coefficiente sísmico	0.4608

Fuente: Autoría propia

b. Prediseño de la estructura

Para el prediseño se tomó en cuenta la normativa AISI-S230-19 especialmente sus tablas, cabe recalcar también que todas las medidas en las que trabajaremos los perfiles de acero serán en mm.

Prediseño viga: Se seleccionaron perfiles tipo 550S162-33, de acuerdo con la tabla D3-1 de la AISI-S230-19, los cuales permiten cubrir una luz de hasta 8'-5" (2.57 m) bajo una carga viva de 146.47 kg/m² y una separación entre vigas de 24 pulgadas (60 cm). Esta configuración se adapta al diseño de la vivienda emergente, permitiendo un balance entre eficiencia estructural y economía de materiales, siendo adecuada para soluciones habitacionales temporales o de respuesta rápida ante emergencias.

Este tipo de perfil tiene una altura de 140 mm, ancho de 41mm y el labio de 16 mm con un peralte mínimo de 100 mm estamos cumpliendo.

Por lo tanto, trabajaremos con un perfil crucero 150 X 1.28, estos perfiles se encuentran en los anexos correspondientes de perfilería.

Prediseño de montantes: Se seleccionaron perfiles tipo 350S162-33, de acuerdo con la tabla E3-1 de la AISI-S230-19, los cuales se ubican dentro de los valores mínimos requeridos para una altura de 8 pies (2.44 m), separación entre montantes de 24 pulgadas (60 cm), y una carga de nieve de 146.47 kg/m², bajo una velocidad de viento de 115 mph (185 km/h) en exposición tipo B, el viento en este caso es de gran magnitud, pero era el mínimo para tomar en cuenta en la tabla.

Este perfil presenta una altura de 89 mm, un ancho de 41 mm y un espesor de 0.84 mm, siendo adecuado para el tipo de carga y luces reducidas del proyecto, el peralte mínimo requerido de 96 mm ha sido verificado y cumplido conforme a los criterios de dimensionamiento preliminar del sistema estructural.

Por lo tanto, se trabajará con el perfil Crucero 100 X 1.28.

Prediseño de dintel: Se seleccionó un perfil compuesto tipo 2-550S162-43 para el diseño de los dinteles de vanos pequeños como puertas y ventanas. Según la tabla E7-3 de la AISI-S230-19, este perfil permite cubrir un claro libre de hasta 3'-3" (0.99 m) bajo una carga de nieve de

146.47 kg/m² (esta carga se la tomo como si fuera la de ceniza), siendo suficiente para los vanos propuestos en la vivienda emergente.

Este perfil doble presenta una altura de 140 mm, un ancho de 41 mm y un espesor de 1.09 mm.

Por tanto, se adoptará 2 perfiles PGC crucero 150 X 1.28 parra su fabricación.

Prediseño de flejes: Para este caso se usó el mínimo recomendado por manual de construcción ene Steel framing el cual es de 5 cm X 0.2 cm

c. Modelación estructural

Para la modelación estructural se utilizó un software especializado en análisis estructural utilizando los perfiles pre dimensionados, para trabajar en el modelo estructural se debe tener presente el material y las secciones transversales

Material:

Acero conformado en frio galvanizado

- $F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$
- $F_u = 4000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 2074055.397 \text{ kg/cm}^2$
- Coeficiente de Poisson = 0.3

Geometría:

Las secciones con las que se trabajó fueron las siguientes:

- Para los montantes y vigas se trabajó con perfiles PGC100X0.93 y PGC150X1.28 respectivamente
- Para las soleras y conexiones entre vigas externas con los dinteles se usó PGU100X0.98 y PGU150X1.28
- Para los soportes entre el techo y la cubierta se usaron perfiles OMEGA50X2
- Para las cruces de San Andrés se usaron flejes de 50X2
- Dintel: Se usó 2 PGC150X1.28 conectados por 2 PGU100X1.28

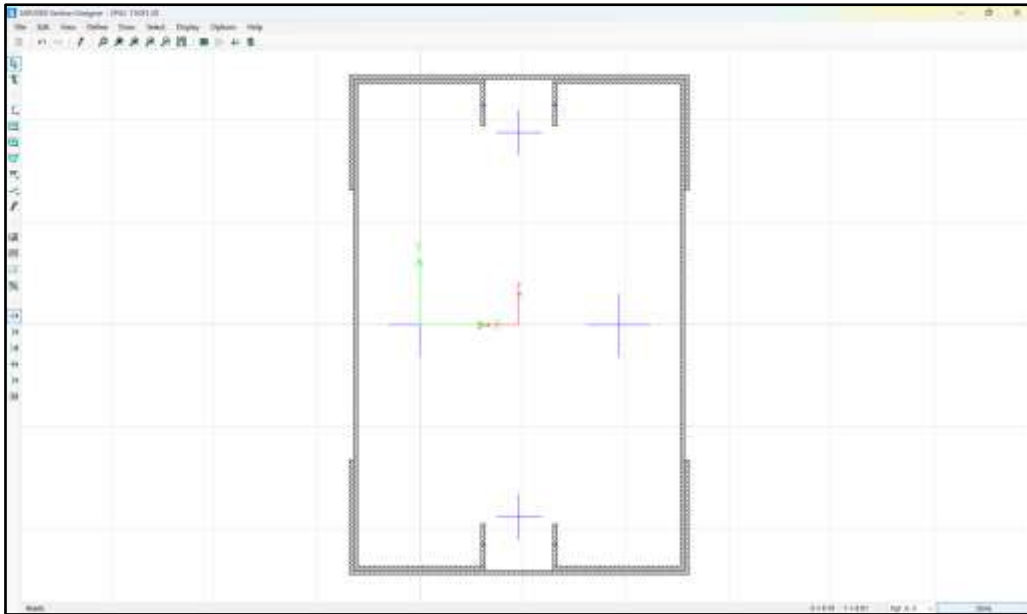


Ilustración 10 Sección de viga tubo

Nota. Autoría propia

- Cuando las columnas se encuentran en L o en T se usó la siguiente configuración:

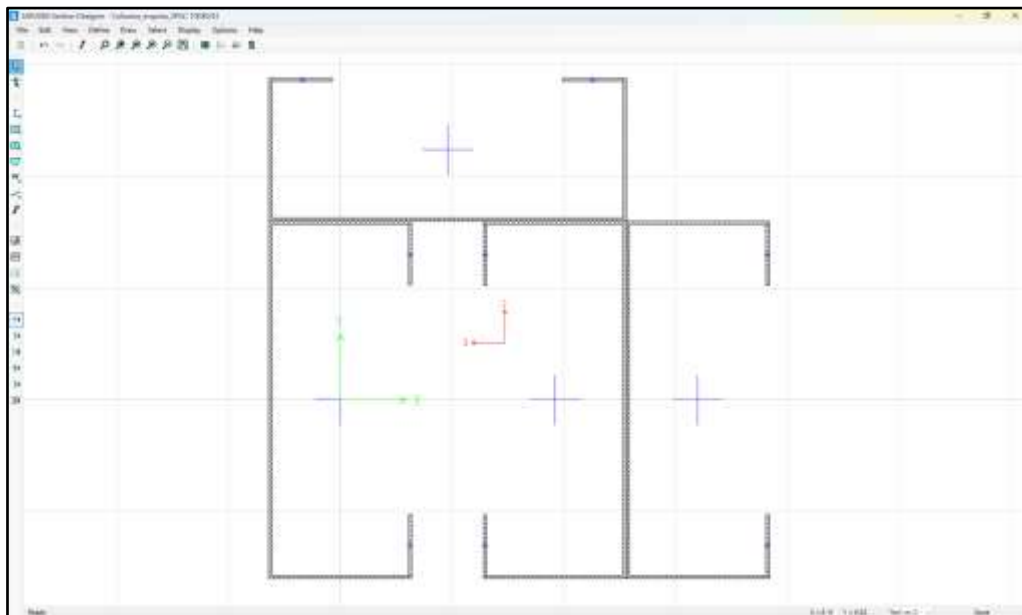


Ilustración 11 Sección de montante en L

Nota. Autoría propia

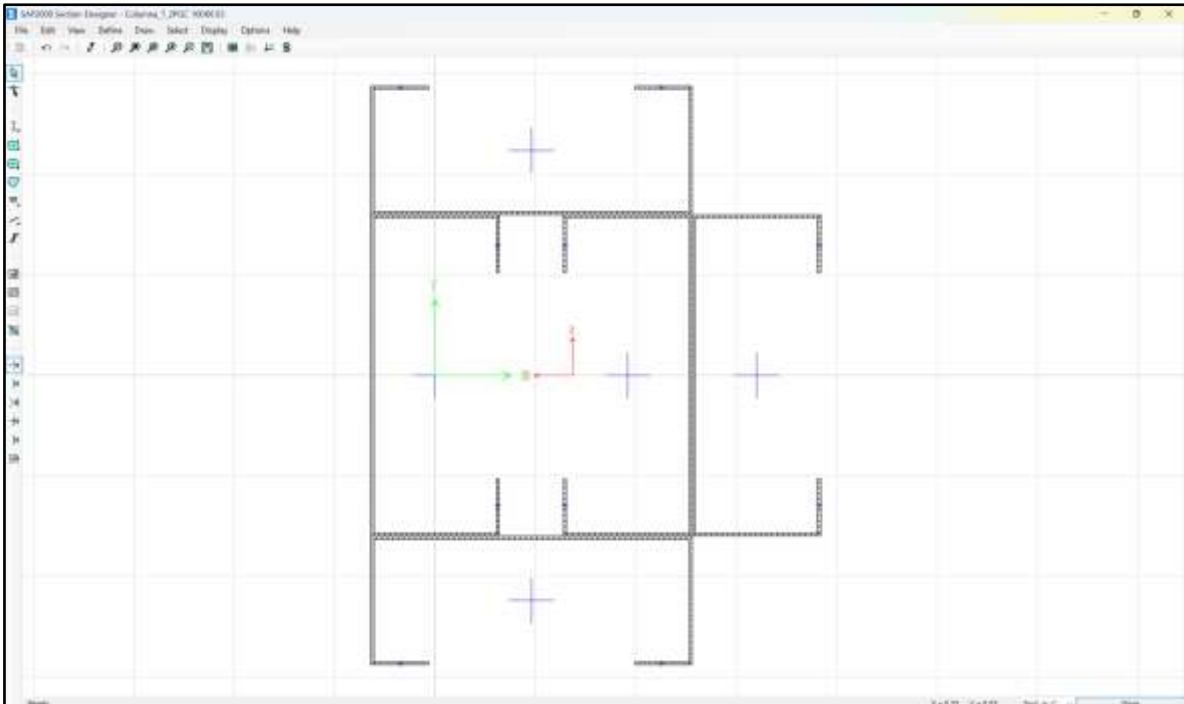


Ilustración 12 Sección de montante en T
Nota. Autoría propia

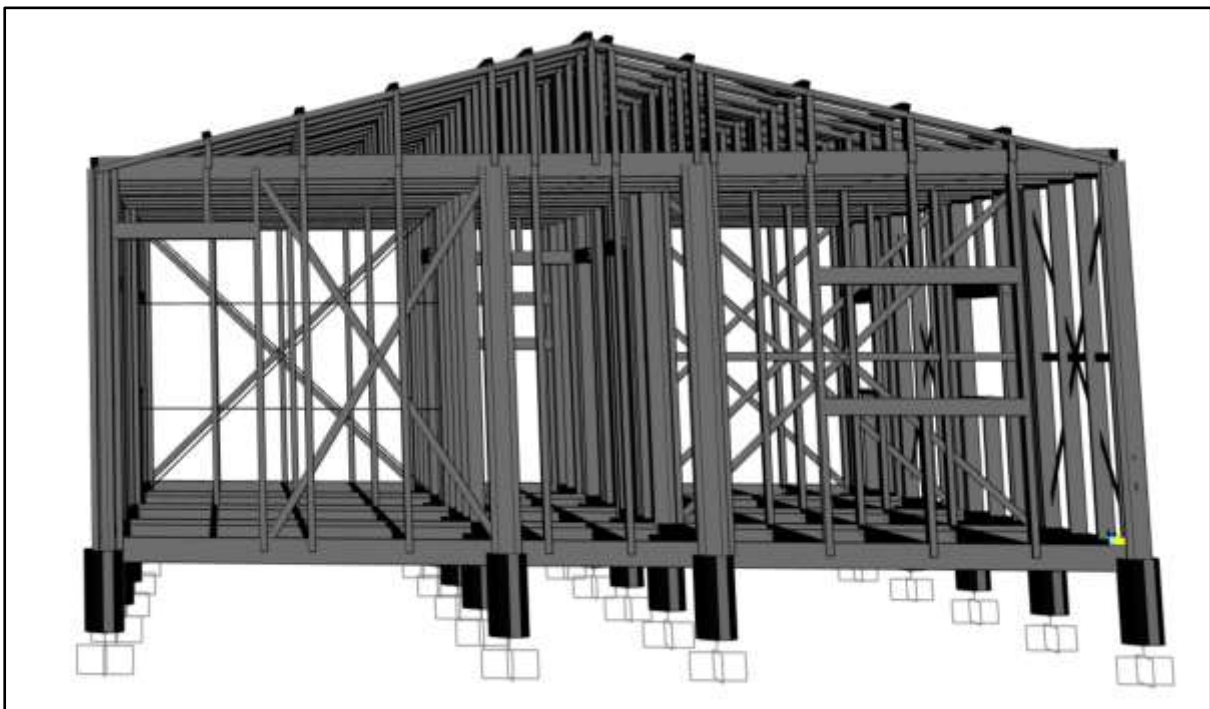


Ilustración 13 Modelo en extrude de la vivienda
Nota. Autoría propia

Definición de cargas en el programa:

- Patrones de carga:

En este apartado se busca asignar en el programa las cargas que fueron calculadas previamente, para ello, se utilizó la misma información presentada en la tabla resumen de cargas.

También en este punto se debe colocar el coeficiente de cortante basal calculado en las cargas sísmicas anteriormente de 0.4608 además de esto por norma se trabajó con una excentricidad del 5%.



Ilustración 14 Definición de los patrones de carga en Sismo x +
Nota. Autoría propia

- Casos de carga:

En este apartado se debe asignar el método de cálculo con el que va a trabajar el programa que en nuestro caso es un análisis no lineal estático.

En este punto normalmente no se suele colocar las combinaciones de carga, pero en este caso para poder hacer el análisis no lineal se tuvo que colocarlos en este apartado.

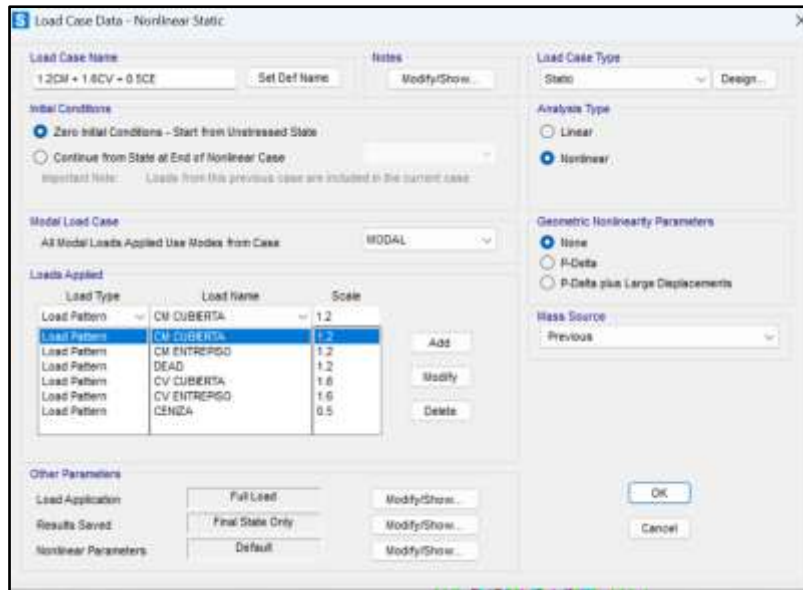


Ilustración 15 Casos de carga con ejemplo de Combinación 2
 Nota. Autoría propia

- Combinaciones de carga:

Como se dijo anteriormente las combinaciones de cargas se tuvieron que realizar dentro de los casos de carga del programa para poder realizar el análisis no lineal, para las combinaciones usadas nos guiamos por la NEC-SE-CG:

Tabla 9

Combinaciones de carga adoptada

Combinación	Expresión de carga
Combinación 1	1.4 D
Combinación 2	1.2 D + 1.6 L + 0.5 max[Lr ; S ; R]
Combinación 3	1.2 D + 1.6 max[Lr ; S ; R] + max[L ; 0.5W]
Combinación 4	1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[Lr ; S ; R]
Combinación 5	1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
Combinación 6	0.9 D + 1.0 W
Combinación 7	0.9 D + 1.0 E

Nota: Combinaciones obtenidos de la NEC-SE-CG (2015)

Asignación de cargas en el programa:

- Cubierta:

Para asignar las cargas de cubierta se tomaron las siguientes cargas: CV y CM de cubierta, carga de viento de la dirección positiva y negativa, carga de ceniza, dado que estamos trabajando con elementos tipo frame las cargas fueron colocadas sobre metro lineal es decir pasamos de kg/m² a kg/m esto se hace multiplicando por el ancho cooperante que en nuestro caso es de 0.6m.

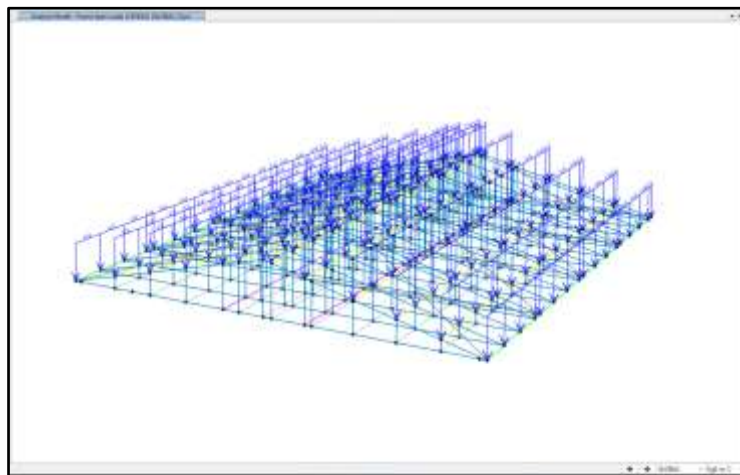


Ilustración 16 Disposición de cargas de cubierta

Nota. Autoría propia

- Entrepiso:

Para el caso del entre piso se tomaron las siguientes cargas: CV y CM de entrepiso, además para que el entrepiso trabaje como un elemento rígido mas cercano a la realidad se colocó joints constraints que nos permite emular un movimiento uniforme de los nodos seleccionados.

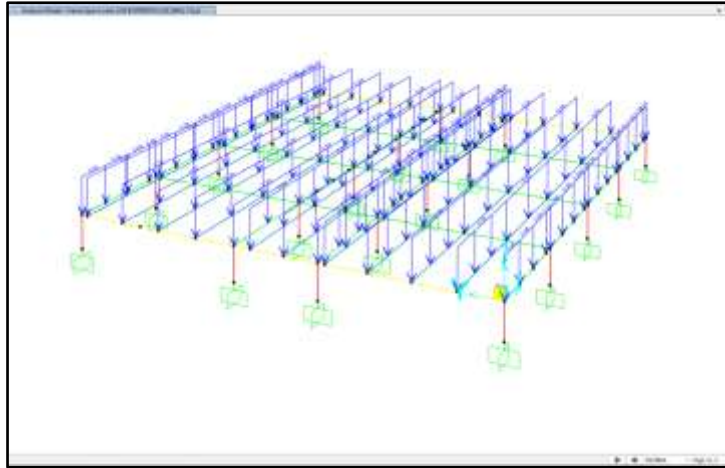


Ilustración 17 Disposición de cargas de cubierta
 Nota. Autoría propia

Inicio de análisis estructural:

Una vez asignadas las cargas y configurado el método de análisis se corre el programa y se obtienen los mayores esfuerzos por combinación de carga en los elementos y se selecciona los mayores. También en esta etapa se comprobó la deriva de la estructura.

- Mayores esfuerzos en los elementos:

Tabla 10

Esfuerzos obtenidos a partir de software

Elemento	Esfuerzo	Magnitud
Fleje	Tracción	1.68 T
Montantes	Compresión	1.39 T
Vigas (entrepiso)	Flexión	0.13 T-M
Dintel	Flexión	0.7 T-M

Nota: Autoría propia

- Derivas de la estructura:

Tabla 11

Derivas de vivienda

<i>CHEQUEO DE DERIVAS < A 2 % SEGÚN NEC</i>			
Sismo x (+)		Sismo x (-)	
x1=	0.9 cm	x1=	-0.9 cm

$x0=$	0.48 cm		$x0=$	-0.43 cm	
$\Delta1= ((0.48-0) /240) = 0.002<0.02$		Ok	$\Delta1= ((0.43-0) /240) = 0.0018<0.02$		Ok
$\Delta2= ((0.9-0.48) /78) = 0.0054<0.02$		Ok	$\Delta2= ((0.9-0.43) /78) = 0.006<0.02$		Ok
Sismo y (+)			Sismo y (-)		
$x1=$	0.37 cm		$x1=$	-0.37 cm	
$x0=$	0.36 cm		$x0=$	-0.36 cm	
$\Delta1= ((0.36-0) /240) = 0.00152<0.02$		Ok	$\Delta1= ((0.36-0) /240) = 0.00152<0.02$		Ok
$\Delta2= ((0.373-0.36) /78) = 0.00013<0.02$		Ok	$\Delta2= ((0.373-0.36) /78) = 0.00013<0.02$		Ok

Nota. Autoría propia

d. Diseño estructural

Una vez terminado el modelado estructural pasamos al siguiente paso que es el diseño de la estructura como tal, en este apartado nos vamos a guiar en la norma AISI-S100-16 con la metodología LRFD.

Antes de diseñar presento una tabla con las propiedades mecánicas y geométricas de las secciones las mismas que son necesarias para el diseño:

Tabla 12

Propiedades geométricas y mecánicas de flejes y PGC100X0.93

Flejes		Montantes PGC100x0.93	
Ag	1 cm ²	Ag	1.84 cm ²
An	0.832 cm ²	rx	3.95 cm
		ry	1.57 cm
		xo	- 3.396 cm
		G	797713.614 cm ⁴
		J	0.005 cm ⁴
		E	2074055.40 kg/cm ²
		Cw	113.72 cm ⁶
		Wx	5.74 cm ³
		Wy	1.74 cm ³

Nota. Autoría propia

Tabla 13

Propiedades geométricas y mecánicas de PGC150X1.28 y 2PGC150X1.28

Vigas PGC150x1.28		Dintel 2PGC150x1.28	
Ag	3.16 cm ²	Ag	10.85 cm ²
rx	5.69 cm	rx	6.24 cm
ry	1.49 cm	ry	4.11 cm
xo	- 2.852 cm	xo	0 (simetrico)
G	797713.614 cm ⁴	G	797713.614 cm ⁴
J	0.016 cm ⁴	J	362.45 cm ⁴
E	2074055.40 kg/cm ²	E	2074055.40 kg/cm ²
Cw	344.696 cm ⁶	Cw	344.696 cm ⁶
Wx	13.61 cm ³	Wx	63.90 cm ³
Wy	2.43 cm ³	Wy	41.20 cm ³

Nota. Autoría propia

Diseño de flejes (tracción):

Para los elementos sometidos a tracción se usa las ecuaciones de la norma del capítulo D:

1.- Fluencia en sección bruta D.2:

$$Tn = Ag \cdot F_y = 5 \text{ cm} \cdot 0.2 \text{ cm} \cdot 2500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2500 \text{ kg}$$

$$\phi Tn = 0.9 \cdot 2500 \text{ kg} = 2250 \text{ kg}$$

2.-Ruptura en sección neta D.3:

$$Tn = An \cdot Fu = 0.832 \text{ cm}^2 \cdot \frac{4000 \text{ kg}}{\text{cm}^2} = 3328 \text{ kg}$$

$$\phi Tn = 0.75 \cdot 3328 \text{ kg} = 2496 \text{ kg}$$

Elegimos el menor valor de resistencia en este caso es por fluencia de sección bruta de 2.5 T

Resistencia:

$$\phi Tn > Tu$$

$$2.5 T > 1.68 T \text{ ¡Resiste!}$$

Diseño de montantes (Compresión):

La ecuación general para el calculo de Pn es: $P_n = A_g * F_n$ (Ec2-1), de la cual F_n será el menor determinado por fluencia global y local, esta última se comprobó mediante el programa.

1.- Fluencia y pandeo global E.2:

- E2.1 Secciones no sujetas a torsión

$$F_{cre} = \frac{\pi^2 \cdot E}{(K \cdot L / r)^2}$$

Donde:

K = Factor de longitud efectiva en nuestro caso es de 1 ya que se la estructura está libre de momentos por lo que es una conexión fija en ambos extremos

L = 240 cm

E = Módulo de elasticidad (tablas)

R = radio de giro

$$F_{cre} = \frac{\pi^2 \cdot 2074055.40 \frac{kg}{cm^2}}{(1 \cdot 240 / 3.95 cm)^2} = 875.99 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\lambda_c = \sqrt{F_y / F_{cre}} = \sqrt{\frac{2500 \frac{kg}{cm^2}}{875.99 \frac{kg}{cm^2}}} = 1.69$$

Ya que λ_c es > 1.5 uso (Eq2-3)

$$F_n = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y = \left(\frac{0.877}{1.69^2} \right) 2500 \frac{kg}{cm^2} = 767.66 \frac{kg}{cm^2}$$

Calculo la resistencia

$$p_n = A_g * F_n = 1.84 cm^2 * 767.66 \frac{kg}{cm^2} = 1412.49 kg$$

$$\phi p_n = 0.85 * 14412.49 kg = 1.2 T$$

- E2.2 Simetría simple sujeta a torsión

Para el cálculo de F_{cre} se usó la ecuación conservadora (Eq2.2-2)

$$F_{cre} = \frac{\sigma_T \cdot \sigma_{ex}}{\sigma_T + \sigma_{ex}}$$

Donde:

$$\sigma_T = \frac{1}{A \cdot r_o^2} \left[G \cdot J + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K \cdot L)^2} \right]$$

$$\sigma_T = \frac{1}{1.84 \cdot 2.56^2} \left[797713.614 \text{ cm}^4 \cdot 0.005 \text{ cm}^4 + \frac{\pi^2 \cdot 2074055.40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 113.72 \text{ cm}^6}{(1 \cdot 240 \text{ cm})^2} \right]$$

$$= 3682.48 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$r_o = \sqrt{3.95^2 + 1.57^2 + (-3.396)^2} = 2.56 \text{ cm}$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E}{(K_x \cdot L_x / r_y)^2}$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 2074055.40 \text{ cm}^4}{(1 \cdot 240 \text{ cm} / 1.57 \text{ cm})^2} = 875.99 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cre} = \frac{3682.48 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 875.99 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3682.48 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 875.99 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 705.64 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{2500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{705.64 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 1.88$$

Ya que λ_c es > 1.5 uso (Eq2-3)

$$F_n = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y = \left(\frac{0.877}{1.88^2} \right) 2500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 620.33 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculo la resistencia

$$p_n = A_g * F_n = 1.84 \text{ cm}^2 * 620.33 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1141.4 \text{ kg}$$

$$\phi p_n = 0.85 * 1141.4 \text{ kg} = 0.97 \text{ T}$$

Elegimos el menor valor de resistencia en este caso 0.97 T

Resistencia:

$$\phi T_n > T_u$$

$$0.97 T > 1.39 T \quad \text{¡No Resiste!}$$

Ya que la sección no resiste vamos a realizar la rigidez de los módulos que es una práctica normal solo que en este caso queríamos hacerlo sin rigidez, por lo tanto, vamos a realizarlo que se conoce como straping y blokyng que es simplemente la colocación horizontal de un fleje y un PGC rigidizador en este caso a la mitad del módulo.

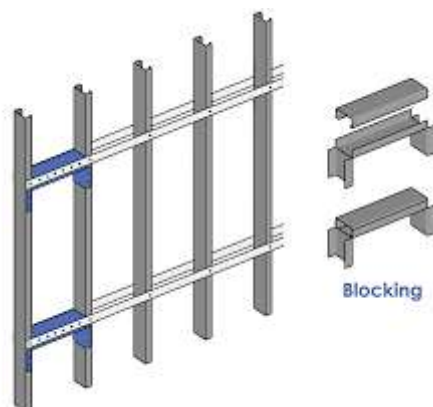


Ilustración 18 Ilustración de Straping y Bloking

Nota. (AD Barbieri, s.f.)

Esto nos hará reducir el factor de longitud efectiva lo cual aumentará F_{cre} :

- E2.1 Secciones no sujetas a torsión

$$F_{cre} = \frac{\pi^2 \cdot E}{(K \cdot L / r)^2}$$

Donde:

$K = 0.8$ ya que esta arriostrado a la mitad

$L = 240$ cm

$E =$ Módulo de elasticidad

$R =$ radio de giro

$$F_{cre} = \frac{\pi^2 \cdot 2074055.40 \frac{kg}{cm^2}}{(0.8 \cdot 240 / 3.95 \text{ cm})^2} = 1368.73 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\lambda_c = \sqrt{F_y / F_{re}} = \sqrt{\frac{2500 \frac{kg}{cm^2}}{1368.73 \frac{kg}{cm^2}}} = 1.35$$

Ya que λ_c es < 1.5 uso (Eq2-2)

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{1.35^2}) * 2500 \frac{kg}{cm^2} = 1165.89 \frac{kg}{cm^2}$$

Calculo la resistencia

$$p_n = A_g * F_n = 1.84 \text{ cm}^2 * 1165.89 \frac{kg}{cm^2} = 2145.2 \text{ kg}$$

$$\phi p_n = 0.85 * 2145.2 \text{ kg} = 1.83 \text{ T}$$

- E2.2 Simetría simple sujeta a torsión

Para el cálculo de F_{cre} se usó la ecuación conservadora (Eq2.2-2)

$$F_{cre} = \frac{\sigma_T \cdot \sigma_{ex}}{\sigma_T + \sigma_{ex}}$$

Donde:

$$\sigma_T = \frac{1}{A \cdot r_o^2} \left[G \cdot J + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K \cdot L)^2} \right]$$

$$\sigma_T = \frac{1}{1.84 \cdot 2.56^2} \left[797713.614 \text{ cm}^4 \cdot 0.005 \text{ cm}^4 + \frac{\pi^2 \cdot 2074055.40 \frac{kg}{cm^2} \cdot 113.72 \text{ cm}^6}{(0.8 \cdot 240 \text{ cm})^2} \right]$$

$$= 4520,41 \frac{kg}{cm^2}$$

$$r_o = \sqrt{3.95^2 + 1.57^2 + (-3.396)^2} = 2.56 \text{ cm}$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E}{(K_x \cdot L_x / r_y)^2}$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 2074055.40 \text{ cm}^4}{(0.8 \cdot 240 \text{ cm} / 1.57 \text{ cm})^2} = 5544.88 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cre} = \frac{4520,41 \frac{kg}{cm^2} * 5544.88 \frac{kg}{cm^2}}{4520,41 \frac{kg}{cm^2} + 5544.88 \frac{kg}{cm^2}} = 2490.25 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{2500 \frac{kg}{cm^2}}{2490.25 \frac{kg}{cm^2}}} = 1$$

Ya que λ_c es < 1.5 uso (Eq2-2)

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{1^2}) * 2500 \frac{kg}{cm^2} = 1645 \frac{kg}{cm^2}$$

Como F_n es mayor a comparación de $F_n = 1165.89 \frac{kg}{cm^2}$ entonces usamos la resistencia del primer cálculo que fue de 1.83 T

Resistencia:

$$\phi T_n > T_u$$

$$1.83 T > 1.39 T \quad \text{Resiste!}$$

Diseño de vigas de entrepiso (Flexión):

En el caso del diseño de elementos sometidos a flexión de igual manera se va a revisar Fluencia y Pandeo global del capítulo F de la normativa, la cual nos esclarece que el factor de reducción es de 0.9 (LRFD), la ecuación general para momento nominal:

$$\phi M_n = S_f * F_n \leq M_x \text{ o } y \rightarrow \text{depende del eje de trabajo} \quad (F2.1 - 1)$$

1.- Fluencia y pandeo global F.2

Para la resolución de este apartado tenemos dos vías la F.2.1.1 la cual es para simetría simple en la cual el eje de simetría a revisar es el eje con menor resistencia mientras que F2.1.2 trabaja con el eje de mayor resistencia esto depende de la posición en la que se haya colocado la viga, en nuestro caso trabaja el eje de menor resistencia por ese motivo se va a revisar esta resistencia, sin embargo, al final checaremos de manera completa la estructura mediante el uso de software.

- F2.1.1 Secciones con simetría simple alrededor del eje fuerte

$$F_{cre} = \frac{C_b r_o A}{S_f} \sqrt{\sigma_{ey} \cdot \sigma_t}$$

Donde:

Cb = Para el caso de una viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida sin arriostramientos intermedios, se adoptó un valor de Cb=1.14, conforme a lo señalado por AISC (2012)

$$r_o = \sqrt{5.69^2 + 1.49^2 + (-2.852)^2} = 6.54 \text{ cm}$$

Tensión crítica de pandeo por flexión lateral:

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L_y}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2074055.40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{(1 * 200\text{cm} / 1.49\text{cm})^2} = 1136.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Tensión crítica de pandeo por flexión torsional:

$$\sigma_T = \frac{1}{3.16 \text{ cm}^2 \cdot 6.54\text{cm}^2} \left[797713.614 \text{ cm}^4 \cdot 0.016 \text{ cm}^4 + \frac{\pi^2 \cdot 2074055.40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 344.696 \text{ cm}^6}{(1 \cdot 200\text{cm})^2} \right] = 1399.56 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculo Fcre

$$F_{cre} = \frac{1.14 * 6.54\text{cm} * 3.16\text{cm}^2}{13.61\text{cm}^3} \sqrt{1136.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 1399.56 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 2182.85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Límites para cálculo de Fn

- Primer limite (Eq. F2.1-3)

$$2.78 * F_y = 6950 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Segundo limite (Eq. F2.1-4)

$$0.56 * F_y = 1400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo tanto: $6950 > 2182.85 > 1400$ uso (Eq. F2.1-4)

$$F_n = \frac{10}{9} F_y \left(1 - \frac{10F_y}{36F_{cre}}\right) = 1894.07 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculo Mn y My

$$M_y = S_{fy} F_y = 13.61 \text{ cm}^3 * \frac{2500 \text{ kg}}{\text{cm}^2} = 34025 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_y = S_{fy} F_n = 13.61 \text{ cm}^2 * 1894.07 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 25778.3 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Resistencia:

$$\phi M_n = 0.9 * (25778.3 \text{ kg} \cdot \text{cm} \leq 34025 \text{ kg} \cdot \text{cm}) \rightarrow \text{Selecciono el menor valor}$$

$$\phi M_n = 0.9 * 25778.3 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 23200.5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$0.23 \text{ T} \cdot \text{m} > 0.13 \text{ T} \cdot \text{m} \text{ **Resiste!**}$$

Diseño de viga tubo o dintel (Flexión):

La particularidad de este tipo de viga compuesta es su simetría y mayor resistencia a comparación de una viga normal, por ese motivo se lo usa para transferir cargas de entrepiso o como soleras de ventanas o puertas.

En este caso dado a su simetría el diseño de lo realizara mediante (F2.1.1-6) → Secciones simétricas dobles.

- F2.1.1-6 Secciones simétricas dobles

$$F_{cre} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot d \cdot I_{yc}}{S_f (K_y L_y)^2}$$

Donde:

d = Altura de la sección

I = Inercia (422.65cm⁴)

$$F_{cre} = \frac{1.14 \cdot \pi^2 \cdot 2074055.40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 15 \text{ cm} \cdot 422.65 \text{ cm}^4}{63.60(1 * 250 \text{ cm})^2} = 37218.6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Ya que $F_{cre} > 2.78 \rightarrow F_n = F_y$

Resistencia:

$$\phi M_n = 0.9 * (15900 \text{ g} \cdot \text{cm} \leq 15900 \text{ kg} \cdot \text{cm}) \rightarrow \text{son iguales}$$

$$\phi Mn = 0.9 * 15900 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 143100 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\phi Mn > Mu$$

$$1.43 \text{ T} \cdot \text{m} > 0.70 \text{ T} \cdot \text{m} \text{ **Resiste!**}$$

Chequeo de diseño general mediante software:

Para la comprobación del diseño de los elementos estructurales a nivel local, se puede utilizar software especializado que permita realizar la revisión conforme a lo establecido en la norma AISI S100-16, aplicando los criterios de diseño por LRFD.

En este proceso se evalúa si los elementos presentan riesgo de falla local considerando el radio de eficiencia (o razón de diseño), el cual varía típicamente entre 0 y 1, y se calcula en función de las cargas combinadas actuantes (flexión, compresión, corte, etc.).

Si el valor supera 1 los elementos no cumplirían los requerimientos, cabe recalcar que como los micropilotes no son hechos en acero en frío se los comprobara con la norma AISC 360-16, pero eso será para el chequeo de la subestructura.

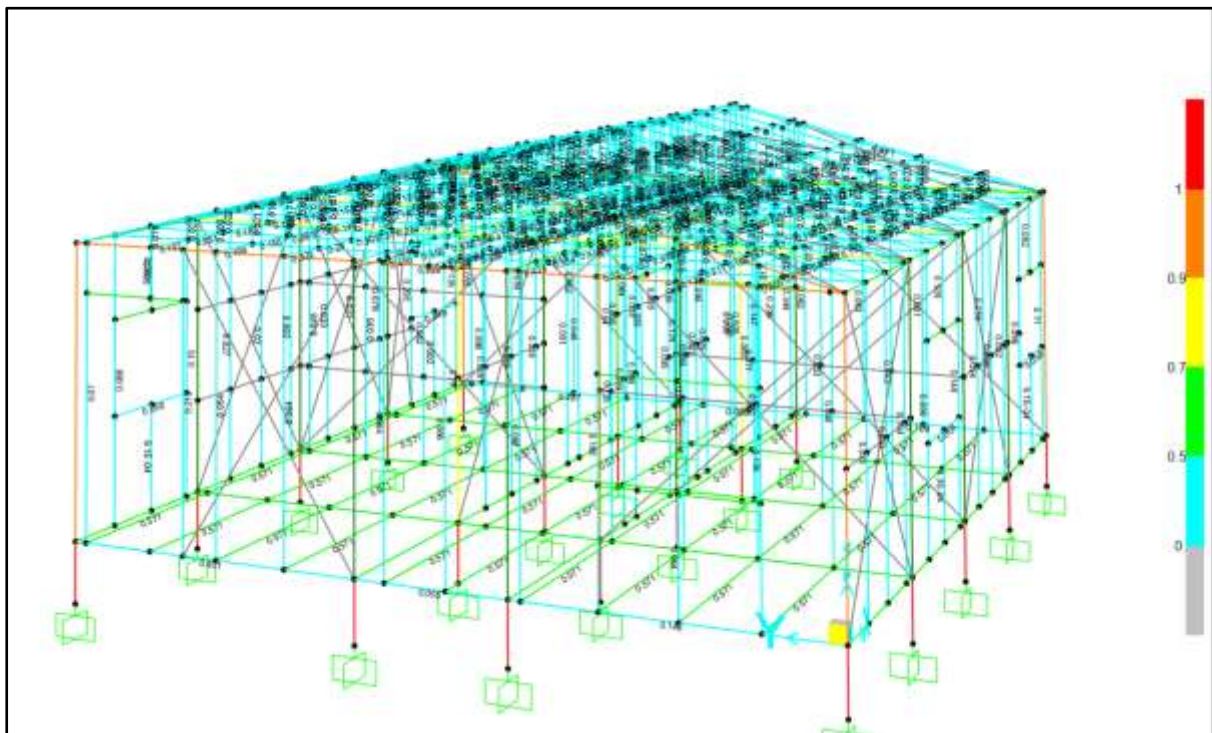


Ilustración 19 Valores de eficiencia de la estructura mediante diseño de software

Nota. Autoría propia

Diseño de conexiones:

Como se mencionó anteriormente, las conexiones fueron seleccionadas con base en el *Manual de Ingeniería de Steel Framing* de Dannemann (s.f.).

Tabla 14

Conexiones de la estructura

Elemento	Elemento receptor	Tipo de fijación	Cantidad mínima por punto de unión
Solera inferior	Cimentación	Anclajes mecánicos o químicos	2 por pieza o según cálculo
Solera superior	Montantes	Tornillo autoperforante N°10	2 por montante (uno por cada ala)
Montante	Solera inferior	Tornillo autoperforante N°10	2 por montante (uno por cada ala)
Solera entrepiso	Viguetas	Tornillo autoperforante N°12	2 por punto de apoyo
Viguetas	Viguetas transversales (nexo)	Tornillo N°10 o tornillo unión angular	2 a 4 dependiendo de carga
Paneles OSB en entrepiso o muro	Perfiles metálicos	Tornillo trompeta N°6	Cada 15 cm en borde, 30 cm en campo
Cinta de arriostamiento (cruz de San Andrés)	Perfiles	Tornillo N°10	En cada cruce con perfil
Montantes en bloque intermedio	Montantes verticales	Tornillo N°10	2 por extremo del bloque

Nota. Fuente: *Manual de Ingeniería de Steel Framing* de Dannemann (s.f.).

4.3.2 Superestructura del sistema de Bambú

En base a la metodología adoptada el diseño de la super estructura se lo presenta a continuación.

a) Cargas gravitacionales y sísmicas

Para las cargas gravitacionales se tomó como referencia la NEC-SE-CG (2015), las cargas adoptadas pertenecen a una vivienda unifamiliar.

Carga viva:

Tabla15

Resumen de cargas vivas

Uso	Carga Viva (kgf/m²)
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	200
Cubiertas inclinadas	70

Fuente: NEC-SE-CG (2015)

Carga muerta:

Tabla16

Resumen cargas muertas

Elemento	Carga Muerta (kgf/m²)
Piso (madera)	40
Instalaciones cubiertas	15
Instalaciones entre piso (varía)	10
Plancha de fibrocemento (6mm espesor)	15
Peso esterilla	9.179
Peso correas	6.92

Fuente: NEC-SE-CG (2015)

Carga de Ceniza:

Carga de ceniza: Para esta carga se tomó en cuenta la densidad de la ceniza como 1500 kg/m³ y un espesor en el techo de 20 cm

Tabla17*Carga de ceniza*

Tipo de material	Carga Viva (kgf/m ²)
Ceniza	150

Fuente. Autoría propia

Carga sísmica

Los datos de carga sísmica se obtuvieron de un estudio geotécnico

Tabla18*Resumen cargas sísmicas*

Tipo de perfil del subsuelo	Zonificación:	Zona sísmica V	
	Factor Z:	0.4g	
	Coeficientes de perfil de suelo		
	Fa	Fd	Fs
D	1.2	1.19	1.28

Fuente. NEC-SE-DS

Para obtener los factores sísmicos restantes se utilizará la NEC-SE-DS (2015), obteniendo los siguientes resultados:

- Importancia = 1 (Otras ocupaciones)
- R = 2 Factor de reducción de respuesta sísmica de acuerdo a la NEC-SE-GUADÚA.
- Configuración en elevación y planta = 1 (sin irregularidades)

Con los datos obtenidos del estudio de suelos y la normativa correspondiente se deberá calcular el periodo de la estructura:

$$T_0 = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_C = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

Donde:

T_0 = Es el periodo inicial y representa el límite inferior del espectro de aceleración.

T_C = Es el periodo de transición.

F_s = Comportamiento no lineal de suelos.

F_d = Ampliación de las ordenadas del espectro.

Fa = Amplificación del suelo

$$T_0 = 0.1 * 1.28 * \frac{1.19}{1.2} = 0.13 \text{ s}$$

$$T_C = 0.55 * 1.28 * \frac{1.19}{1.2} = 0.70 \text{ s}$$

Espectro de respuesta elástico de aceleración

$$Sa = n * z * Fa$$

Donde:

Sa = Espectro de respuesta elástico de aceleración.

n = Relación de la aceleración espectral está en función de provincias, para provincias de la sierra es de 2.48.

z = Factor de zona

$$Sa = 2.48 * 0.4 * 1.2 = 1.1904 \text{ g}$$

Coficiente de cortante basal que se utilizará en el programa de diseño

$$C_{basal} = \frac{I * S_a * (T_0)}{R * \phi_e * \phi_p}$$

$$C_{basal} = \frac{1 * 1.1904 \text{ g} * 0.13 \text{ s}}{2 * 1 * 1} = 0.595$$

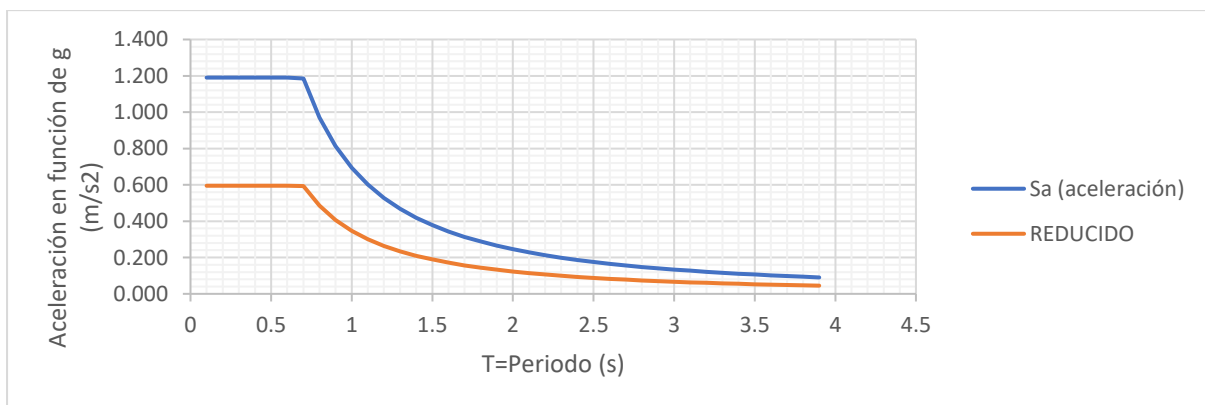


Ilustración 20 Espectro de respuesta elástico e inelástico

Nota. El gráfico muestra el espectro de respuesta elástico e inelástico de la normativa NEC 2015. Fuente autoría propia

Resumen de las cargas obtenidas

Tabla19*Cargas gravitacionales, sísmicas y de pared sobre la estructura de bambú tratado*

Estructura unifamiliar		
Cargas		
Entrepiso		
Carga viva	200	kg/m ²
Carga muerta	50	kg/m ²
Carga Pared	38.64	kg/mlineal
Cubierta		
Carga viva	70	kg/m ²
Carga muerta	46.25	kg/m ²
Ceniza		
Ceniza	150	kg/m ²
Sismo		
Masa sísmica	Carga permanente	
Coeficiente cortante basal	0.595	

Nota. Tabla resumen de las cargas. Fuente: Autoría propia

b) Prediseño de la estructura

Para el prediseño se tomó en cuenta la normativa NEC-SE-GUADÚA

Prediseño de vigas secundarias:

Se adoptó la siguiente configuración de culmos 1C2F, con un diámetro de 12 cm por culmo de bambú y un espesor de 1.2 cm, con esta sección se calcularon sus respectivas propiedades mecánicas, se eligió el número de vigas secundarias con una separación de 50 cm a lo largo del eje X, el número de vigas secundarias adoptado es 3.

Propiedades mecánicas de la sección

Tabla20

Resumen de las propiedades mecánicas de la sección

SECCIÓN	1C2F	
ÁREA	81.43	cm ²
Ycg (cm)	12	cm
Xcg (cm)	6	cm
Inercia (cm ⁴) Y-Y	4133.39	cm ⁴
radio de giro Y-Y	7.12	cm

S Módulo de sección(cm3) Y- Y	344.45	cm3
h (cm)	24	cm
Inercia (cm4) X-X	1201.91	cm4
radio de giro X-X	3.84	cm
S Módulo de sección(cm3) Y- Y	200.32	cm3

Fuente. Autoría propia

Datos de la viga secundaria

Tabla21

Resumen datos de viga secundaria

Número de vigas secundarias	3	u
Sentido	X	
Lvs (Longitud de viga secundaria)	2.5	m
Sepvs (Separación viga secundaria)	50	cm
q (Carga lineal vigas secundarias)	125.00	Kgf/m
V (Cortante actuante sobre la viga secundaria)	156.25	Kgf
M (Momento actuante sobre la viga secundaria)	97.65625	kgf.m

Fuente. Autoría propia

Los datos de carga lineal secundaria, cortante y momento son obtenidos de una hoja de cálculo que considera las cargas vivas y muertas respectivamente, la misma que se adjuntara en los anexos al final de este trabajo.

Los datos de la zona fueron extraídos del Apéndice 3 de la NEC-SE-GUADÚA, para la provincia de Cotopaxi, localidad Latacunga, obteniendo los siguientes resultados: Contenido de Humedad CH = 16%, Temperatura de la zona del proyecto T° = 13 °C, coeficiente de modificación por temperatura Ct = 1, Condiciones de servicio Húmedo.

Para comprobar que las secciones asumidas para los prediseños de vigas estén correctas, se va a realizar una relación de demanda – capacidad en función de la inercia calculada con la deflexión admisible sobre la inercia de la sección.

Cálculo de deflexión admisible de acuerdo con la NEC-SE-GUADÚA, la deflexión admisible estará en función del coeficiente de deflexión para este caso se utilizó un coeficiente de 240 de acuerdo con la Tabla 12 de la NEC-SE-GUADÚA.

$$\delta_{adm} = \frac{\text{Longitud de la viga secundaria}}{\text{Coeficiente de deflexión}} = \frac{2.5 \text{ m}}{240} * 1000 = 10\text{mm}$$

Tabla22

Calculo de cargas w para secciones

Condición	CH ≤ 19% t ≤ 37 o C	CH ≥ 19% t ≤ 37 o C
	Clima Constante	Clima Variable
Cálculo de sección [w]	2.0 D + L	2.0 D + L
Deflexiones Inmediatas [W _i]	D + L	D + L
Deflexiones Diferidas [W _f]	2.8 D + 1.3 L	3.8 D + 1.4 L

Nota. De acuerdo con la normativa existen 3 condiciones para cargas de secciones como se indica en la tabla. Fuente: NEC-SE-GUADÚA, Tabla 14: Cargas w para cálculo de sección y deflexiones

Cálculo de cargas para secciones lineales

$$W = D + L = w * Sepvs$$

$$W = 2 * 50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} + 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} = 300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * 0.50\text{m} = 150.00 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

$$W_i = 50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} + 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} = 250 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * 0.50\text{m} = 125.00 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

$$W_f = 2.8 * 50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} + 1.3 * 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} = 400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * 0.50\text{m} = 200.00 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

Inercias por demanda para el control de deflexiones

Cálculo de inercias en función de la deflexión admisible, las ecuaciones para el cálculo de las deflexiones admisibles están en la Tabla 11 de la NEC-SE-GUADÚA, para la utilización de estas formulas se considera que la carga va a ser uniformemente distribuida, además se despeja la inercia para poder calcularla en función de las deflexiones admisibles

- $I_w (E_{0.05}) = \frac{5 \cdot q_w \cdot L^4}{384 \cdot E_{0.05} \cdot \Delta}$
- $I_{w_i} (E_{0.05}) = \frac{5 \cdot q_{w_i} \cdot L^4}{384 \cdot E_{0.05} \cdot \Delta}$
- $I_{w_f} (E_{0.05}) = \frac{5 \cdot q_{w_f} \cdot L^4}{384 \cdot E_{0.05} \cdot \Delta}$

Donde:

q = Carga para (cálculo de sección, deflexiones inmediatas, deflexiones diferidas).

L = Longitud total de la viga secundaria.

$E_{0.05}$ = Modulo de elasticidad del percentil 0.05.

δ_{adm} = Deflexión admisible.

Inercias por demanda de diseño para controlar deflexiones

Tabla23

Inercia por demanda de diseño para control de deflexiones

INERCIAS POR DEMANDA DE DISEÑO PARA CONTROL DE DEFLEXIONES.				D/C
PARA (E 0.05)				
I _w (E005)	957.68	cm ⁴	Inercia para el cálculo de sección.	23.2%
I _{w-i} (E005)	798.06	cm ⁴	Inercia para verificación de deflexiones i.	19.3%
I _{w-f} (E005)	1276.90	cm ⁴	Inercia para verificación de deflexiones f.	30.9%
PARA (E min) PREFERENCIAL				
I _w (Emin)	1795.64	cm ⁴	Inercia para el cálculo de sección.	43.4%
I _{w-i} (Emin)	1496.37	cm ⁴	Inercia para verificación de deflexiones i.	36.2%
I _{w-f} (Emin)	2394.19	cm ⁴	Inercia para verificación de deflexiones f.	57.9%

Nota. Como se mencionó en las condiciones del prediseño para este caso se evaluó el control de deflexiones con los módulos de elasticidad $E_{0.05}$ y E_{min} . Fuente: Autoría propia

Al realizar la relación demanda capacidad se puede observar que ninguno de los valores sobrepasa el 100% por lo tanto la sección asumida es correcta y se puede utilizar en un primer prediseño de la estructura.

Prediseño de vigas principales

Se utilizó la siguiente configuración de culmos 2C2F, para el prediseño de las vigas principales se debe seguir el mismo análisis de las vigas secundarias, así que solo se mostrarán las tablas resúmenes de resultados

Propiedades mecánicas

Tabla24

Resumen de propiedades mecánicas de vigas principales

SECCIÓN	2C2F	
ÁREA	162.86	cm ²
Ycg (cm)	12	cm
Xcg (cm)	12	cm
Inercia (cm ⁴) Y-Y	8266.78	cm ⁴
radio de giro Y-Y	7.12	cm
S Módulo de sección(cm ³) Y-Y	688.90	cm ³
h (cm)	24	cm
Inercia (cm ⁴) X-X	8266.78	cm ⁴
radio de giro X-X	7.12	cm
S Módulo de sección(cm ³) X-X	688.90	cm ³

Nota. En esta tabla se resumen todas las propiedades mecánicas para la configuración de culmos de la viga principal

Datos de vigas

Tabla25

Resumen datos de viga principal

# espacio	4	
L min vano	1.25	m
L viga principal	2.00	m
C carga puntual aplicada a la viga principal	234.375	Kg
V cortante actuante sobre la viga principal	351.56	Kgf

M momento actuante sobre la viga principal	146.48	kgf.m
Qd Carga muerta distribuida	70.31	Kg/m
QL Carga viva distribuida	281.25	Kg/m

Los datos de carga puntual, cortante, momento cargas vivas y muertas aplicadas a la viga principal son obtenidos de una hoja de cálculo que considera las cargas vivas y muertas respectivamente, la misma que se adjuntara en los anexos al final de este trabajo.

La deflexión admisible

$$\delta_{adm} = \frac{\text{Longitud de la viga principal}}{\text{Coeficiente de deflexión}} = \frac{2 \text{ m}}{240} * 1000 = 8\text{mm}$$

Cálculo de cargas para secciones

Tabla26

Resumen de cargas para secciones

W	421.88	Kgf/m	carga para el cálculo de sección.
W-i	351.56	Kgf/m	carga para deflexiones inmediatas.
W-f	562.50	Kgf/m	Carga para deflexiones diferidas.

Inercias por demanda de diseño

Tabla27

Resumen de inercias por demanda de diseño

INERCIAS POR DEMANDA DE DISEÑO				D/C
PARA (E 0.05)				
Iw (E005)	1379.06	cm4	Inercia para el cálculo de sección.	16.7%
Iw-i (E005)	1149.21	cm4	Inercia para verificación de deflexiones i.	13.9%
Iw-f (E005)	1838.74	cm4	Inercia para verificación de deflexiones f.	22.2%
PARA (E min) PREFERENCIAL				

Iw (Emin)	2585.73	cm4	Inercia para el cálculo de sección.	31.3%
Iw-i (Emin)	2154.77	cm4	Inercia para verificación de deflexiones i.	26.1%
Iw-f (Emin)	3447.64	cm4	Inercia para verificación de deflexiones f.	41.7%

Al realizar la relación demanda capacidad se puede observar que ninguno de los valores sobrepasa el 100% por lo tanto la sección asumida es correcta y se puede utilizar en un primer prediseño de la estructura.

Prediseño de columnas:

Para el prediseño de las columnas se va a utilizar la configuración de 2C2F con un diámetro de 12 cm y un espesor de 1.2 cm. Para verificar que tenemos una sección adecuada se realizará una relación de demanda capacidad del esfuerzo de compresión axial actuante sobre el esfuerzo de compresión axial modificado

Las propiedades mecánicas de la columna van a ser las mismas que las de vigas principales, ya que se está utilizando la misma configuración de culmos.

Para las cargas gravitacionales actuantes se va a considerar que se tiene un solo piso

$$\text{Área cooperante} = \frac{1}{4} * (V. izq + V. der) * (V. sup + V. inf)$$

$$\text{Área cooperante} = \frac{1}{4} * (2m + 2m) * (2.5m + 1.25m) = 3.75m^2$$

$$\text{Carga puntual aplicada a la columna} = \text{Área cooperante} * \#\text{pisos} * (\text{CM} + \text{CL})$$

$$\text{Carga puntual} = 3.75m^2 * 1 * 250 \frac{kgf}{m^2} = 937.5kgf$$

Control de demanda capacidad entre esfuerzos actuantes y admisibles.

Cp = Coeficiente de modificación por estabilidad de columnas.

$$C_p = \frac{1 + \left(\frac{F_{CE}}{F_c^*}\right)}{2C} - \sqrt{\left(\frac{1 + \left(\frac{F_{CE}}{F_c^*}\right)}{2C}\right)^2 - \frac{F_{CE}}{F_c^*}}$$

Donde:

F_c^* = Esfuerzo admisible de compresión paralelo, multiplicado por los factores de modificación, Excepto (C_p)

F_{CE} = Esfuerzo crítico

l_e = Longitud efectiva en mm

r = radio de giro de la sección en mm

E'_{min} = Módulo de elasticidad mínimo modificado en MPa

C = Coeficiente Valorizado en la siguiente tabla

Tabla 28

Coefficientes de valorización C y Esfuerzo crítico

	Madera aserrada
Sección	Cualquier Sección
C	0.80
F_{CE}	$\frac{\pi^2 E'_{min}}{\left(\frac{l_e}{r}\right)^2}$

Nota. Esta tabla permite obtener los coeficientes de valorización y esfuerzo crítico. Fuente.

NSR-10. Título G. Tabla G.4.3-3

Los coeficientes de modificación son extraídos de la NEC-SE-GUADÚA

Tabla29

Resumen prediseño por compresión axial

COMPRESIÓN AXIAL			
CD	0.9	0.34	Coficiente de modificación por duración de la carga
Cm	0.83		Coficiente de modificación por contenido de humedad

Ct	1		Coeficiente de modificación por temperatura.
CF	1		Coeficiente de modificación por forma.
Cr	1		Coeficiente de modificación por distribución de cargas.
Cc	0.81		Coeficiente de modificación por cortante.
CP	0.566		Coeficiente de modificación por estabilidad de columnas.
C	0.8		Valor para cualquier sección.
F`c	86.38	Kgf/c m2	Esfuerzo admisible a la compresión paralela a las fibras, modificado sin CP
FCE	6.04		
FCE/F`c	0.71		
Lcolumn	2.4	m	Altura de la columna.
a			
k	2.4		Coeficiente de longitud efectiva
Le	5.76	m	Longitud efectiva
λ_{x-x}	80.85		Relación esbeltez del elemento x-x. (<150)
λ_{y-y}	80.85		Relación esbeltez del elemento y-y. (<150)
F`c	48.86	Kgf/c m2	Esfuerzo admisible a la compresión paralela a las fibras, modificado sin CP
Ck	101.48		Esbeltez Ck, límite entre columnas.
C	INTERMED		Clasificación de columnas.
columna	IA		
Fc	7.70	Kgf/c m2	Esfuerzo de compresión paralelo a la fibra actuante.
D/C	8.9%		Demanda sobre capacidad.

c) Análisis Computacional

Para realizar el análisis computacional, primero se deben definir las propiedades del material, para este caso se creó un material con un E0.05, el módulo de elasticidad sale de la normativa NEC-SE-GUADÚA y en esta misma se especifica que para calcular el módulo de corte G se debe dividir, el módulo de elasticidad para 28



Ilustración 21 Creación de propiedad físico-mecánica de la sección E0.05 G0.05

Autoría propia

Después de definir el material con sus respectivas propiedades físico-mecánicas, crear las secciones que se van a utilizar para el diseño, seleccionando el tipo de material creado con anterioridad.

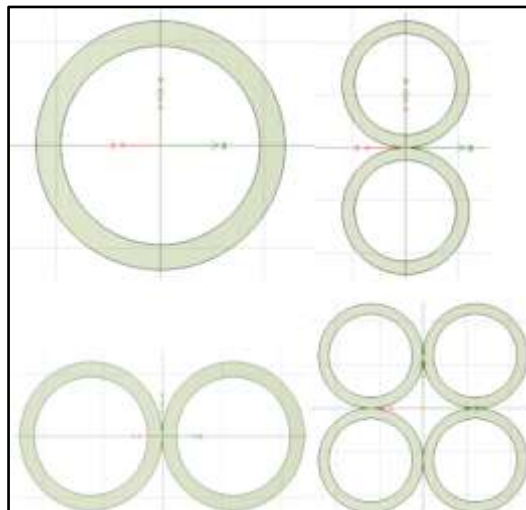


Ilustración 22 Secciones de culmos

Luego de definir las secciones y las propiedades físico-mecánicas del material se debe crear la estructura

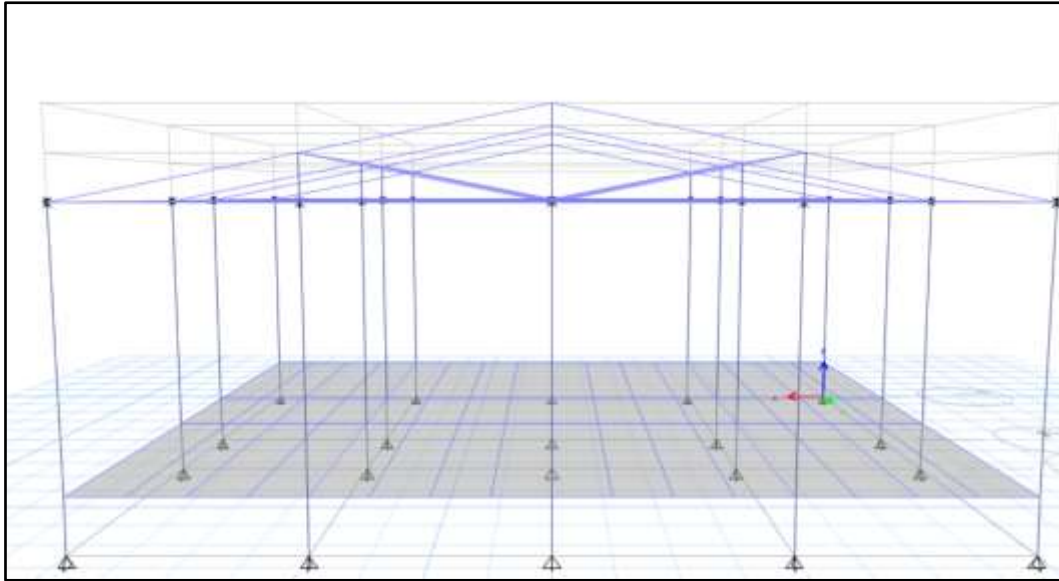


Ilustración 23 Estructura modelada sin diagonales

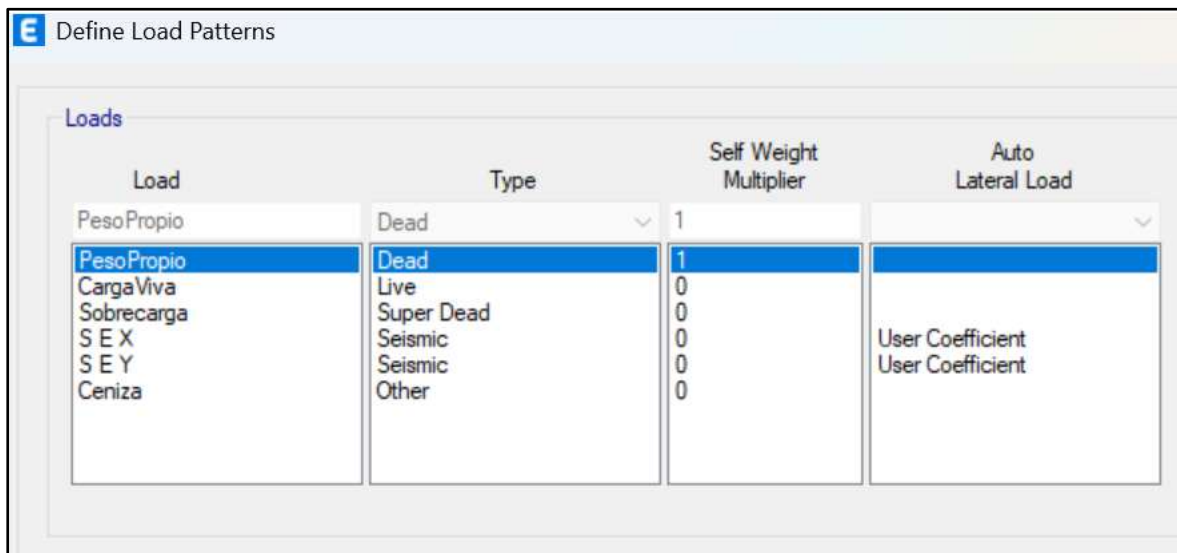


Ilustración 24 Creación de los patrones de carga

Para los sismos estáticos en X y en Y, se debe modifica el coeficiente de cortante basal que se obtuvo en el espectro de diseño de la NEC 15 y seleccionar la dirección y la excentricidad, en las direcciones pertinentes

Direction and Eccentricity		Factors	
<input checked="" type="checkbox"/> X Dir	<input type="checkbox"/> Y Dir	Base Shear Coefficient, C	0.595
<input checked="" type="checkbox"/> X Dir + Eccentricity	<input type="checkbox"/> Y Dir + Eccentricity	Building Height Exp., K	1
<input checked="" type="checkbox"/> X Dir - Eccentricity	<input type="checkbox"/> Y Dir - Eccentricity	Story Range	
Ecc. Ratio (All Diaph.)	0.05	Top Story	cumbrera
Overwrite Eccentricities	Overwrite...	Bottom Story	Base

Ilustración 25 Coeficiente de cortante basal

Mientras que, para los sismos dinámicos, primero se debe crear un espectro de diseño, en este caso se va a utilizar el espectro de diseño del programa adaptado con nuestros datos de zona

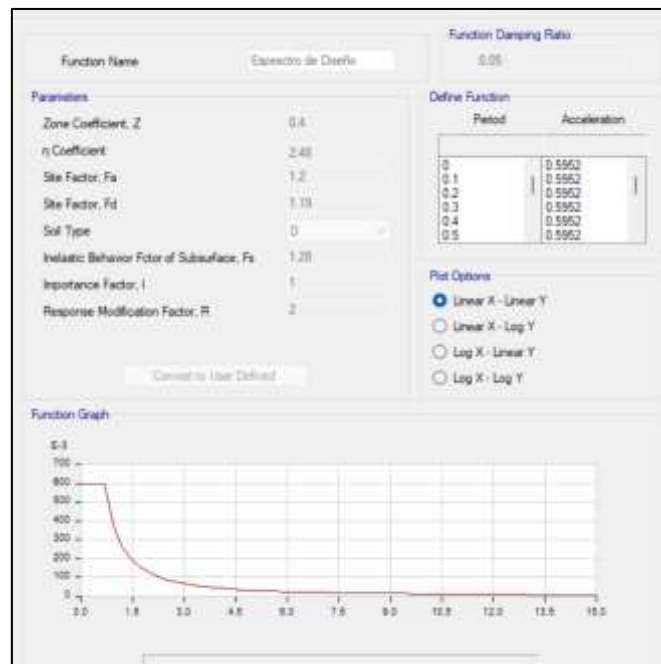


Ilustración 26 Espectro de diseño NEC 2015

Una vez generado el espectro de diseño se lo debe cargar en los diferentes sismos dinámicos en las dos direcciones

La normativa propone como un método alternativo considerar la fuerza sísmica en el un sentido con el 100% mientras que en otro sentido perpendicular al primero será de un 30%.

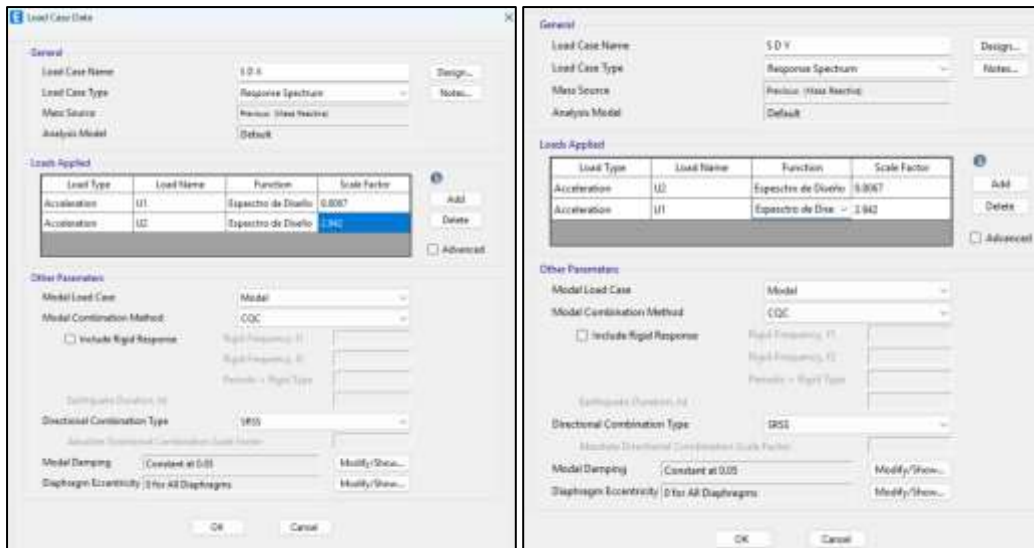


Ilustración 27 Modificación del factor de escala

Asignación de Cargas



Ilustración 28 Asignación de cargas en la cubierta

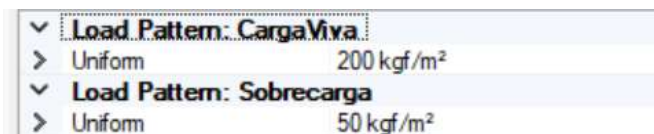


Ilustración 29 Asignación de cargas en el entrepiso



Ilustración 30 Asignación de cargas en el entre piso como simulación de pared

Restricción de momentos en las uniones de la estructura para simular uniones articuladas de acuerdo con la normativa.

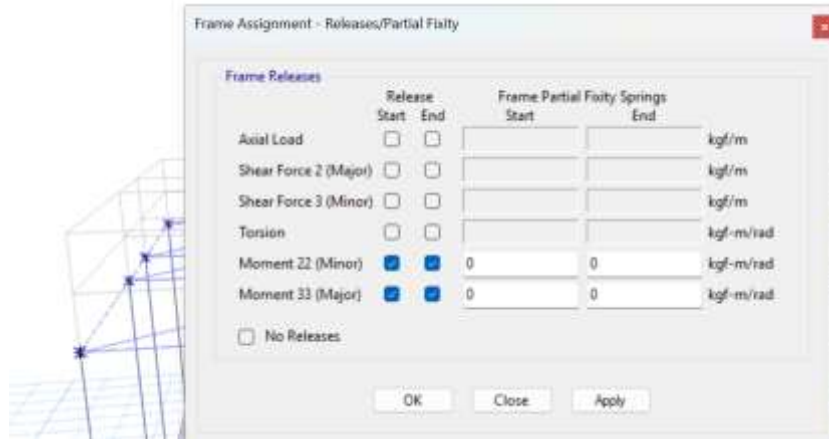


Ilustración 31 Restricción de momentos en las uniones de la estructura para simular la condición de uniones articuladas como lo menciona la normativa.

La normativa también menciona que los apoyos tienen que ser apoyos simples no considerarse como empotrados.

Asignación de combinaciones de carga

Tabla30
Combinaciones de carga

1	D
2	D + L
3	D + 0.75 L + 0.525 Ex
4	D + 0.75 L - 0.525 Ex
5	D + 0.75 L + 0.525 Ey
6	D + 0.75 L - 0.525 Ey
7	D + 0.7 Ex
8	D - 0.7 Ex
9	D + 0.7 Ey
10	D - 0.7 Ey
11	D + 0.75 L + 0.525 EQx
12	D + 0.75 L - 0.525 EQx
13	D + 0.75 L + 0.525 EQy
14	D + 0.75 L - 0.525 EQy
15	D + 0.7 EQx
16	D - 0.7 EQx
17	D + 0.7 EQy
18	D - 0.7 EQy

Fuente: NEC-SE-GUADÚA

Como se va a considerar cargas de viento, se aumentan las siguientes combinaciones de carga:

Combinaciones de carga

Combinación	Expresión de carga
Combinación 1	1.4 D
Combinación 2	1.2 D + 1.6 L + 0.5 max[Lr ; S ; R]
Combinación 3	1.2 D + 1.6 max[Lr ; S ; R] + max[L ; 0.5W]
Combinación 4	1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[Lr ; S ; R]

Fuente: Combinaciones obtenidos de la NEC-SE-CG (2015)

Luego de modelar la estructura podemos realizar un primer análisis de la estructura, consideraciones adicionales, para las columnas y vigas principales se utilizó la configuración de 2C2F, mientras que para las vigas secundarias aleros y cubierta se utilizó la configuración de 1C2F y para las diagonales de la cubierta se utilizó la configuración de 1C1F.

Tabla 32

Participaciones de masas modales

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

M od e	Per iod sec	UX	UY	U Z	Su mU X	Su mU Y	Su mU Z	RX	RY	RZ	Su mR X	Su mR Y	Su mR Z
1	0.8 93	0.00 49	0.5 13 7	0	0.00 49	0.51 37	0	0.3 45 5	0.00 33	0.06 98	0.34 55	0.00 33	0.06 98
2	0.8 92	0.03 42	0.0 73 2	0	0.03 91	0.58 69	0	0.0 50 8	0.02 26	0.49 91	0.39 62	0.02 59	0.56 89
3	0.5 92	0.56 53	0	0	0.60 44	0.58 69	0	0	0.35 63	0.03 67	0.39 62	0.38 22	0.60 56
4	0.3 36	0	0.0 02	0	0.60 44	0.58 89	0	0.0 27	0	0	0.42 32	0.38 22	0.60 56
5	0.3 03	0.00 3	0	0	0.60 73	0.58 89	0	0	0.00 3	0.00 78	0.42 32	0.38 52	0.61 34
6	0.2 93	0.00 03	0	0	0.60 76	0.58 89	0	0	0.00 02	0.00 01	0.42 32	0.38 54	0.61 35
7	0.2 63	0.00 69	0	0	0.61 45	0.58 89	0	0	0.00 01	0.01 19	0.42 32	0.38 55	0.62 54
8	0.2 08	0	0.0 00 4	0	0.61 45	0.58 93	0	0.0 03	0	0	0.42 62	0.38 55	0.62 54

9	0.1 87	0.00 1	0	0	0.61 55	0.58 93	0	0	0.00 02	2.50 4E- 06	0.42 62	0.38 57	0.62 54
10	0.0 82	3.00 5E- 05	0.4 05	0	0.61 55	0.99 5	0	0.5 69 7	3.95 6E- 05	0.00 06	0.99 59	0.38 57	0.62 6
11	0.0 77	0.37 89	0.0 00	0	0.99 44	0.99 5	0	0.0 00 1	0.58 99	0.00 75	0.99 6	0.97 57	0.63 35
12	0.0 7	0.00 55	0.0 00	0	0.99 99	0.99 55	0	0.0 00 6	0.01 08	0.36 54	0.99 66	0.98 64	0.99 89

Fuente: Autoría propia

De la siguiente tabla podemos sacar las siguientes conclusiones:

- Se debe alcanzar por lo menos el 90% de participación modal en la masa modal acumulada en cada una de las direcciones, no importa en que modo de vibración se alcance este porcentaje de masa modal acumulada. En este primer análisis este porcentaje de masa modal si se alcanza en la sumatorias de cada una de las direcciones.
- Chequeo de periodos, no se establece en ninguna normativa sin embargo el período de vibración tiene que ser como máximo el $0.1 \cdot \#Pisos$ es decir que para este caso el periodo de vibración máximo debe ser de al menos 0.1, revisando la tabla vemos que este valor no me cumple lo que sugiere añadir diagonales en la estructura para el periodo sea menor
- Chequeo de traslación, se debe asegurar que al menos los dos primeros modos de vibración sean traslacionales y el tercero si se puede aceptar como rotacional

Tabla 33

Modos de traslación

Modo de Vibración	RX	RY	RZ	Sumatoria de Modos de vibración	Porcentaje de rotación
1	0.3455	0.0033	0.0698	0.4186	17%
2	0.0508	0.0226	0.4991	0.5725	87%
3	0	0.3563	0.0367	0.393	9%

Fuente: Programa de cálculo.

- Al ver la siguiente tabla los modos de traslación tampoco cumplen el primer modo de vibración se puede considerar aceptable ya que su porcentaje de rotación es muy bajo sin embargo para el segundo modo de vibración este valor ya no es aceptable porque su porcentaje de rotación es muy elevado.

Por lo tanto, para que el periodo sea menor que 0.1 y al menos los dos primeros modos de vibración sean traslacionales se sugiere aumentar diagonales

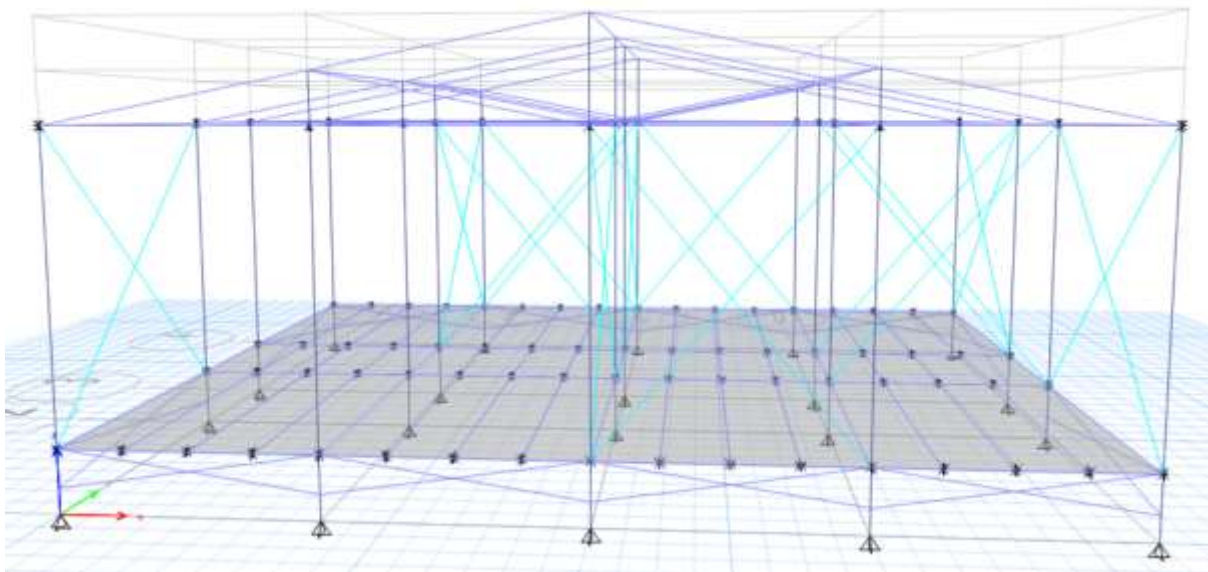


Ilustración 32 Modelo estructural de bambú

Con el incremento de las diagonales volvemos a chequear los parámetros de antes.

Tabla 34

Partición de masa modal

M	Pe	UX	UY	U	Sum	Su	Su	RX	RY	R	Su	Sum	Su
od	rio			Z	UX	mU	mU			Z	mR	RY	mR
e	d					Y	Z				X		Z
1	0.1	0.000	0.73	0	0.000	0.7	0	0.160	0.000	0.0	0.1	0.000	0.0
	35	0184	63		0184	363		6	00460	08	606	00460	088
		5			5				1	8		1	

2	0.1	0.838	0.00	0	0.838	0.7	0	0.000	0.134	0.0	0.1	0.134	0.0
	16	1	03		1	366		00394		06	606		15
								4		2			
3	0.1	0.004	0.09	0	0.842	0.8	0	0.001	0.000	0.4	0.1	0.134	0.4
	04	2	24		2	29		8	1	43	625	1	58
4	0.0	0.002	0.00	0	0.844	0.8	0	0.002	0.000	0.1	0.1	0.134	0.6
	87		03		3	293		2	4	61	647	5	193
										3			
5	0.0	0.005	0.07	0	0.849	0.9	0	0.110	0.001	0.2	0.2	0.136	0.8
	83		47		2	039		1	9	03	748	4	224
										1			
6	0.0	0.002	0.04	0	0.852	0.9	0	0.129	0.000	0.0	0.4	0.136	0.8
	74	9	24		1	463		2	4	35	04	8	579
										4			
7	0.0	0.040	0.02	0	0.892	0.9	0	0.119	0.055	0.0	0.5	0.191	0.8
	7	8	88		9	751			1	05	23	9	636
										7			
8	0.0	0.027	0.00	0	0.920	0.9	0	0.000	0.055	0.0	0.5	0.246	0.8
	68	7	0011		6	751		4	1	11	233	9	75
										4			
9	0.0	0.041	0.01	0	0.962	0.9	0	0.190	0.318	0.0	0.7	0.565	0.9
	59	3	29			88		9	5	46	142	5	214
										4			
10	0.0	0.000	0.00	0	0.962	0.9	0	0.138	0.005	0.0	0.8	0.570	0.9
	56	1	62		1	943		2	5	15	524	9	364
11	0.0	0.035	0.00	0	0.997	0.9	0	0.082	0.399	0.0	0.9	0.97	0.9
	54	1	3		2	973		1		02	346		387
										2			
12	0.0	0.000	0.00	0	0.997	0.9	0	0.038	0.018	0.0	0.9	0.988	0.9
	46	5	02		7	974			9	57	725	9	962
										5			

Fuente: Programa de cálculo

- Se alcanza el 90% de la participación de masa modal acumulada en cada una de las direcciones
- Los periodos de vibración son menores o iguales al 0.1 porciento

Chequeo de traslación

Tabla35

Chequeo de traslación en los primeros modos de vibración

Modo de Vibración	RX	RY	RZ	Sumatoria de Modos de vibración	Porcentaje de rotación
1	0.1606	0.000004601	0.0088	0.169405	5%
2	0.000003944	0.134	0.0062	0.140204	4%
3	0.0018	0.0001	0.443	0.4449	100%

Fuente: Programa de cálculo

- Los dos primeros modos de vibración tienen un pequeño porcentaje de rotación así que se consideran como aceptables.

Cheque de derivas de piso

Para las derivas de piso se extrajo los siguientes valores del programa de cálculo

Para el cheque de derivas de piso, se obtuvo de la siguiente forma

Tabla36

Derivas de piso

Story	Output Case	Drift
cumbrera	S D X	0.000431
cumbrera	S D X	0.000743
cumbrera	S D Y	0.002416
cumbrera	S E X	0.000602
cumbrera	S E X	0.000602
cumbrera	S E X	0.000602

cumbrera	S E Y	0.003232
cumbrera	S E Y	0.003232
cumbrera	S E Y	0.003232
aleros	S D X	0.000713
aleros	S D X	0.000687
aleros	S D Y	0.000225
aleros	S D Y	0.002213
aleros	S E X	0.000844
aleros	S E X	0.000844
aleros	S E X	0.000844
aleros	S E Y	0.002091
aleros	S E Y	0.002091
aleros	S E Y	0.002091
altura piso 1	S D X	0.001081
altura piso 1	S D X	0.000673
altura piso 1	S D Y	0.000383
altura piso 1	S D Y	0.002201
altura piso 1	S E X	0.001297
altura piso 1	S E X	0.001297
altura piso 1	S E X	0.001297
altura piso 1	S E Y	0.002089
altura piso 1	S E Y	0.002089
altura piso 1	S E Y	0.002089
elevación	S D X	0.003403
elevación	S D X	0.001263
elevación	S D Y	0.001038
elevación	S D Y	0.004167
elevación	S E X	0.003146
elevación	S E X	0.003146
elevación	S E X	0.003146
elevación	S E Y	0.004084
elevación	S E Y	0.004084
elevación	S E Y	0.004084

Fuente: Programa de cálculo.

De los siguientes valores se extrajeron las máximas derivas relativas

Obteniendo los siguientes resultados

Máxima deriva relativa en sentido X = 0.003403

Máxima deriva relativa en sentido Y = 0.004167

Para obtener la deriva real de piso se debe aplicar la siguiente formula

$$\text{Deriva de piso en X} = \text{Deriva relativa} * 0.75 * R$$

$$\text{Deriva de piso en X} = 0.003403 * 0.75 * 2 = 0.0051045 = 0.5\%$$

$$\text{Deriva de piso en Y} = \text{Deriva relativa} * 0.75 * R$$

$$\text{Deriva de piso en Y} = 0.004167 * 0.75 * 2 = 0.0062505 = 0.6\%$$

De acuerdo con la normativa los valores de derivas de piso no tienen que exceder el 2%, por lo tanto, estos valores de derivas de piso sí cumplen

Chequeo de cortante basal dinámico tiene que ser mayor en un 80% que el cortante basal estático.

Primero asignación de carga reactiva, para la asignación de la carga reactiva considerar la Normativa NEC-SE-DS sección 6.1.7, obteniendo la siguiente ecuación para casos generales.

$$W * D + 0.25L_i$$

Donde:

D = Carga muerta total de la estructura.

L_i = Carga viva del piso i.

En el programa la asignación de la carga reactiva quedaría de la siguiente forma.

Mass Multipliers for Load Patterns	
Load Pattern	Multiplier
PesoPropio	1
PesoPropio	1
CargaViva	0.25
Sobrecarga	1

Ilustración 33 Asignación de la masa reactiva

Para este chequeo se deben extraer los valores de la base de reacciones tanto en la dirección X como en la dirección en Y, estáticos y dinámico,

Tabla37

Reacciones sismos dinámicos y estáticos segunda iteración

Output Case	FX	FY
SD X	9235.57	2546.58
SD Y	2800.13	8380.52
SEX	-10808.65	0
SEY	0	-10808.65

Realizamos el siguiente cálculo

$$V_{EX} = Abs(S_{EX_{FX}}) * 0.80 = 8646.92$$

$$V_{EX} = Abs(S_{EY_{FY}}) * 0.80 = 8646.92$$

$$V_{DX} = S_{DX_{FX}} = 9235.57$$

$$V_{DY} = S_{DY_{FY}} = 8380.52$$

El cortante basal estático en X es menor que el cortante basal dinámico en x pero el cortante basal estático en y es mayor que el cortante basal dinámico en Y por lo que se debe realizar una configuración del cortante basal

Para realizar esta configuración se debe modificar en los casos de carga los factores de escala de los sismos dinámicos en X y Y, para saber qué valor se debe ingresar en ese apartado se

debe multiplicar el valor que definimos en un inicio por un factor de corrección este factor de corrección está en función del cortante basal estático sobre el cortante basal dinámico.

Estos coeficientes de corrección se los debe de multiplicar por el factor de escala que se definió con anterioridad.

Para una primera iteración obtenemos los siguientes valores

Coeficiente de corrección en X = 0.936263.

Coeficiente de corrección en Y= 1.031788.

Asignar estos coeficientes en los factores de los sismos dinámicos correspondientes.

Tabla38

Reacciones sismos dinámicos y estáticos segunda iteración

TABLE: Base Reactions		
Output Case	FX	FY
SD X	8646.97	2621.67
SD Y	2627.5	8646.89
SEX	-	0
	10808.65	
SEY	0	-
		10808.65

Fuente: Autoría propia.

$$V_{EX} = Abs(S_{EX_{FX}}) * 0.80 = 8646.9$$

$$V_{EY} = Abs(S_{EY_{FY}}) * 0.80 = 8646.9$$

$$V_{DX} = S_{DX_{FX}} = 8647.0$$

$$V_{DY} = S_{DY_{FY}} = 8646.9$$

La comparación de los cortantes basales cumplen con las indicaciones de la normativa por lo tanto es una sección aceptable

Ahora se va a revisar los diagramas de corte, momento y fuerzas axiales en función de una envolvente que abarca todas las combinaciones de carga aplicadas en la estructura.

Diagramas de cortante

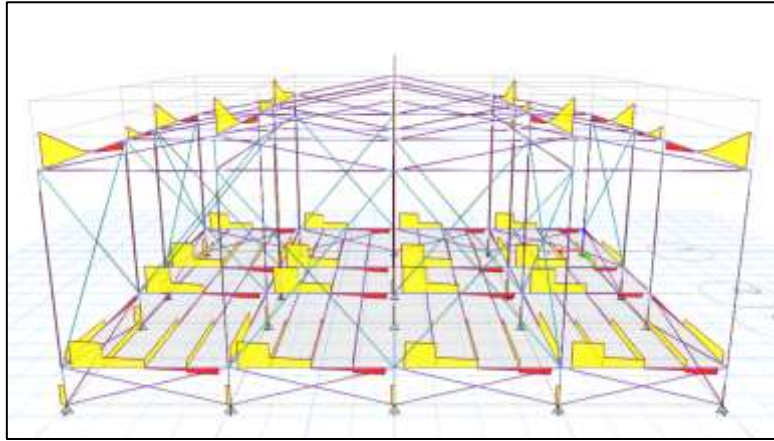


Ilustración 34 Diagrama de cortante 2-2

Fuentes: Programa estructural

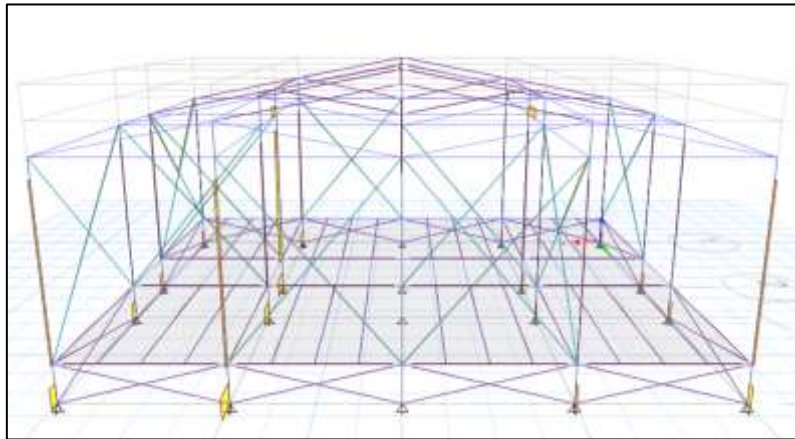


Ilustración 35 Diagrama de cortante 3-3

Fuente: Programa estructural

Diagramas de momento

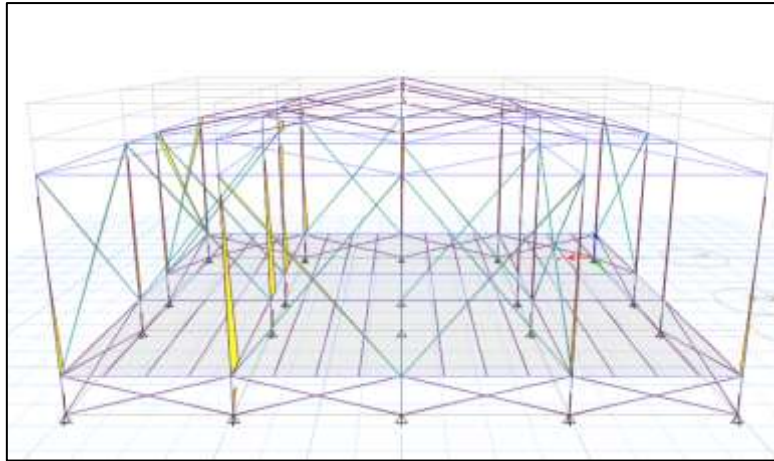


Ilustración 36 Diagrama de momentos 2-2

Fuente: Programa estructural

Momento 3-3

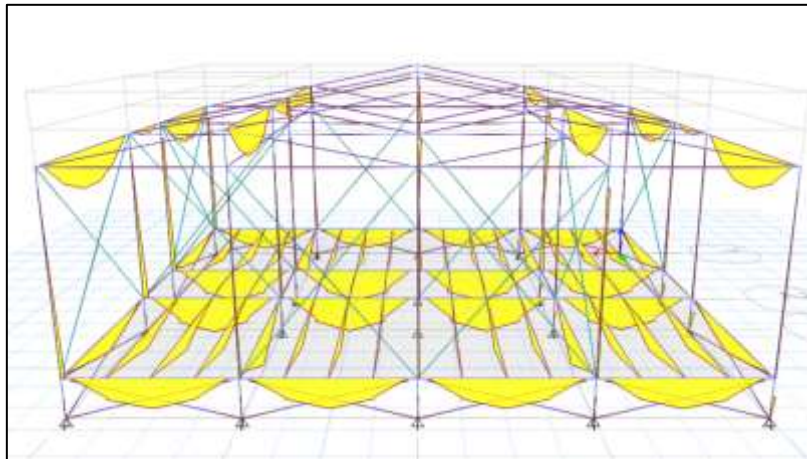


Ilustración 37 Diagrama de momentos 3-3

Fuente: Programa estructural

Fuerzas axiales

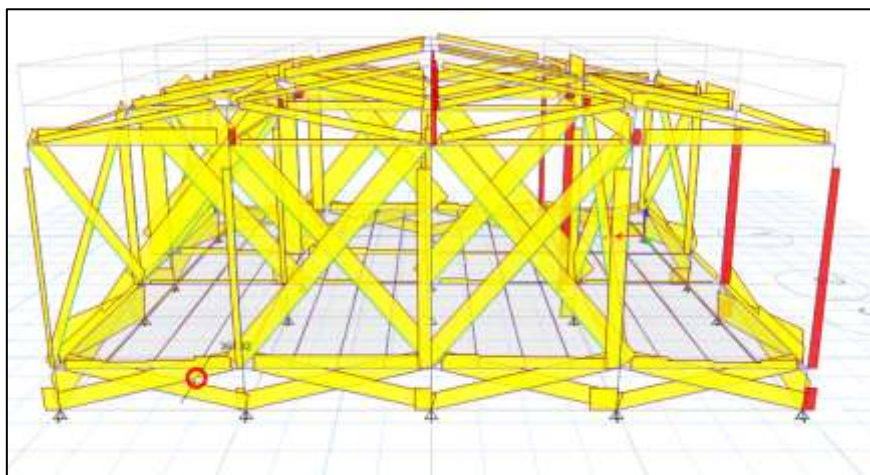


Ilustración 38 Diagrama de fuerzas axiales

Fuente: Programa estructural

Diseño de la estructura

Diseño de viga principal de 2.5 m

Una vez verificado el cortante basal, las derivas de piso y los periodos de la estructura podemos realizar los diseños de los elementos para este caso vamos a extraer los datos del programa como cortantes reales de la estructura y momentos reales, obteniendo los siguientes resultados

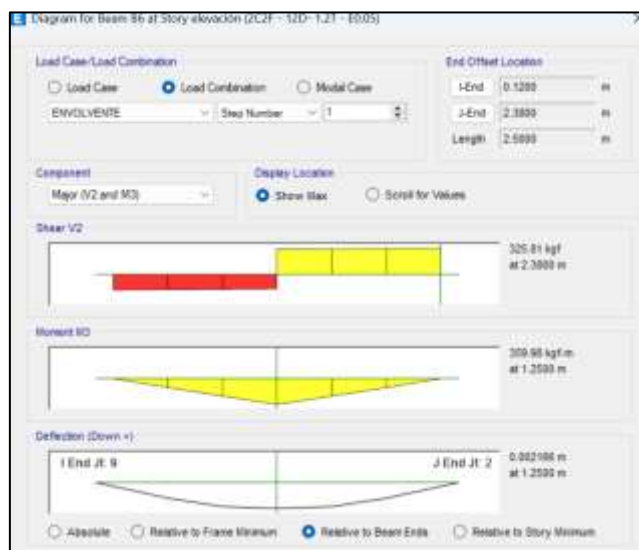


Ilustración 39 Valores de cortante y momento

Fuente: Programa estructural

Luego de esto se va a evaluar las inercias en función de la demanda sobre las inercias de la sección, como se realizó en el prediseño de la estructura, obtenido los siguientes resultados

Resumen propiedades de la sección

Tabla 39

Propiedades de la sección

SECCIÓN	2C2F		(ver tabla 00A)
ÁREA	162.86	cm ²	Área de la sección
Ycg (cm)	12	cm	Centro de gravedad y-y
Xcg (cm)	12	cm	Centro de gravedad x-x-
Inercia (cm ⁴) Y-Y	8266.78	cm ⁴	Momento de Inercia y-y-
radio de giro Y-Y	7.12	cm	Radio de giro y-y
S Módulo de sección(cm ³) Y-Y	688.90	cm ³	Módulo de sección y-y
h (cm)	24	cm	Altura total de la sección
Inercia (cm ⁴) X-X	8266.78	cm ⁴	Momento de inercia x-x
radio de giro X-X	7.12	cm	Radio de giro x-x
S Módulo de sección(cm ³) Y-Y	688.90	cm ³	Módulo de sección x-x

Fuente: Autoría propia

Datos de la viga

Tabla40

Datos de viga

L viga principal	2.5	m	Longitud de la viga principal.
Qd	58.64	Kg/m	Carga muerta distribuida
QL	100	Kg/m	Carga viva distribuida.
V(programa)	325.81	Kgf	Cortante extraido del programa.
M(programa)	359.98	kgf.m	Momento extraido del programa.
Servicio	con acabados flexibles		
Delta	240		Coefficiente de deflexión
Dads	10	mm	Deflexión admisible normativa

Fuente: Autoría propia

Cargas para secciones

Tabla41

Cargas para secciones

W	217.28	Kgf/m	carga para el cálculo de sección.
W-i	158.64	Kgf/m	carga para deflexiones inmediatas.
W-f	294.19	Kgf/m	Carga para deflexiones diferidas.

Fuente: Autoría propia

Inercias por demanda de diseño

Tabla42

Inercias por demanda de diseño

INERCIAS POR DEMANDA DE DISEÑO				D/C
PARA (E _{0.05})				
Iw (E ₀₀₅)	1387.2	cm	Inercia para el cálculo de sección.	16.8
	3	4		%
Iw-i (E ₀₀₅)	1012.8	cm	Inercia para verificación de deflexiones	12.3
	4	4	i.	%
Iw-f (E ₀₀₅)	1878.2	cm	Inercia para verificación de deflexiones	22.7
	7	4	f.	%
PARA (E _{min}) PREFERENCIAL				
Iw (E _{min})	2601.0	cm	Inercia para el cálculo de sección.	31.5
	5	4		%
Iw-i (E _{min})	1899.0	cm	Inercia para verificación de deflexiones	23.0
	7	4	i.	%
Iw-f (E _{min})	3521.7	cm	Inercia para verificación de deflexiones	42.6
	6	4	f.	%

Fuente: Autoría propia

Para el diseño se va a evaluar esfuerzos a flexión, cortante, aplastamiento y tensión, tanto los esfuerzos actuantes como los esfuerzos admisibles modificados en base a los coeficientes de modificación mencionados en el apartado de condiciones de diseño.

Tabla 43

Diseño a flexión

FLEXIÓN			
H/D	1	cm/cm	No requiere soporte lateral
CD	0.9		Coeficiente de modificación por duración de la carga
Cm	0.83		Coeficiente de modificación por contenido de humedad
Ct	1		Coeficiente de modificación por temperatura.
CL	0.98	0.63	Coeficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas.
CF	1		Coeficiente de modificación por forma.
Cr	1		Coeficiente de modificación por distribución de cargas.
Cc	0.86		Coeficiente de modificación por cortante.
f _b	96.30	Kgf/cm ²	Esfuerzo admisible modificado a flexión.
fb	52.25	Kgf/cm ²	Esfuerzo a flexión actuante.
D/C	54.3%		Demanda/Capacidad

Fuente: Autoría propia

Ecuación para el esfuerzo actuante y admisible

Flexión

- Cálculo del esfuerzo a flexión actuante
 - $f_b = \frac{kgf}{cm^2} = \frac{M}{S}$
- Cálculo del esfuerzo a flexión admisible
 - $f'_b = \frac{kgf}{cm^2} = F_b * C_D * C_m * C_t * C_L * C_F * C_r * C_p * C_c$

Tabla 44

Diseño a cortante

CORTANTE

Vca	263.2544	Kg	Cortante de cálculo
l	8		
CD	0.9		Coficiente de modificación por duración de la carga
Cm	0.89		Coficiente de modificación por contenido de humedad
Ct	1		Coficiente de modificación por temperatura.
CL	0.98	0.68	Coficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas.
CF	1		Coficiente de modificación por forma.
Cr	1		Coficiente de modificación por distribución de cargas.
Cc	0.86		Coficiente de modificación por cortante.
F`v	8.26	Kg/cm	Esfuerzo admisible modificado para corte.
		2	
Fv	3.21	Kg/cm	Esfuerzo cortante
		2	
D/C	38.8%		Demanda/Capacidad

Fuente: Autoría propia

Ecuación para el esfuerzo actuante y admisible

- Cálculo del esfuerzo a cortante actuante
 - $f_v = \frac{2V}{3A} * \left(\frac{3 * D_e^2 - 4 * D_e * t + 4 * t^2}{D_e^2 + 2 * D_e * t + 2 * t^2} \right) \leq F'_v$
- Cálculo del esfuerzo a cortante admisible
 - $f'_v = \frac{kgf}{cm^2} = F_v * C_D * C_m * C_t * C_L * C_F * C_r * C_p * C_c$

Tabla 45

Diseño a aplastamiento

APLASTAMIENTO			
b	12	cm	Ancho de apoyo, donde descansa la viga principal (\geq Diámetro exterior).
Cm	0.8		Coficiente de modificación por contenido de humedad
	9		
Ct	1		Coficiente de modificación por temperatura.
CL	0.9	0.75	Coficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas.
	8		
CF	1		Coficiente de modificación por forma.

Cr	1		Coeficiente de modificación por distribución de cargas.
Cc	0.8		Coeficiente de modificación por cortante.
	6		
C-relleno o C-vacio	SI		Condición de relleno de mortero
F _p	10.71	Kg/c m2	Esfuerzo admisible modificado para corte transversal.
t _{promedio} =	5.4	cm	Espesor promedio en función de los culmos utilizados.
	5		
F _p	3.3	Kg/c m2	Esfuerzo aplicable.
D/C	31.7%		Demanda/Capacidad

Fuente: Autoría propia

Ecuaciones

- Cálculo del esfuerzo a aplastamiento actuante
 - $f_p = \frac{3 * R * D_e}{2 * t^2 * L} \leq F'_p$
- Cálculo del esfuerzo a cortante admisible
 - $f'_p = \frac{kgf}{cm^2} = F_p * C_D * C_m * C_t * C_L * C_F * C_r * C_p * C_c$

Tabla 46

Diseño a tensión

TENSIÓN			
C _m	0.89		Coeficiente de modificación por contenido de humedad
C _t	1		Coeficiente de modificación por temperatura.
C _L	0.98		Coeficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas.
C _F	1	0.75	Coeficiente de modificación por forma.
C _r	1		Coeficiente de modificación por distribución de cargas.
C _c	0.86		Coeficiente de modificación por cortante.
F _t	145.33	Kg/cm2	Esfuerzo admisible modificado para corte transversal.
Fuerza sismo	186.19	kgf	Tracción por efecto de sismo.
F _t	1.14	Kg/cm2	
D/C	0.8%		Demanda/Capacidad

Fuente: Autoría propia

Ecuaciones

Tomar en cuenta que existe una modificación del cálculo del esfuerzo aplicable o actuante ya que la formula considera un valor promedio para el espesor, pero al estar relleno de mortero no se tiene que utilizar un t promedio caso contrario se tiene que utilizar todo el diámetro de la sección

Tensión

- Cálculo del esfuerzo a tensión actuante
 - $f_t = \frac{T}{A_n} \leq F_t$
- Cálculo del esfuerzo a tensión admisible
 - $f'_t = \frac{kgf}{cm^2} = F_t * C_D * C_m * C_t * C_L * C_F * C_r * C_p * C_c$

Este sistema de vigas me cumple por lo tanto el diseño de las vigas secundarias me cumple

Diseño de las columnas

Realizar un análisis similar que el de las vigas, aquí se va a revisar los esfuerzos de compresión axial, tensión axial y flexo compresión.

Primero ingresar los datos del programa a la hoja de cálculo.

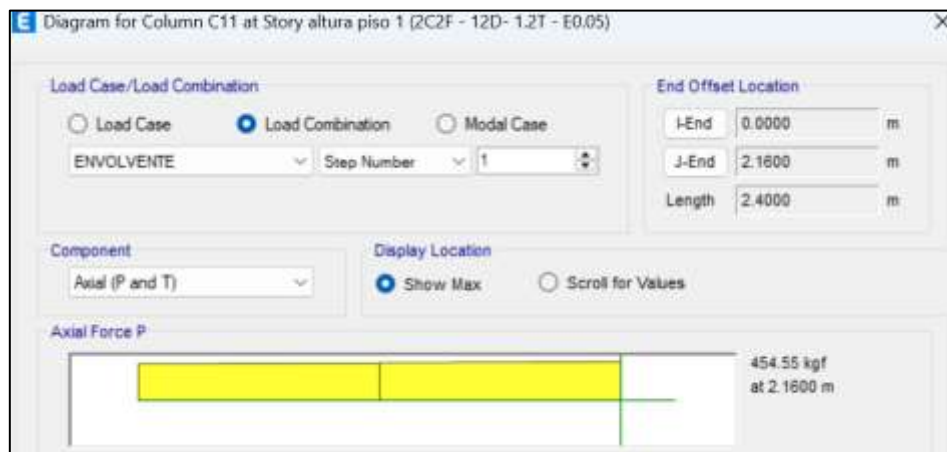


Ilustración 40 Fuerza axial aplicada en la estructura

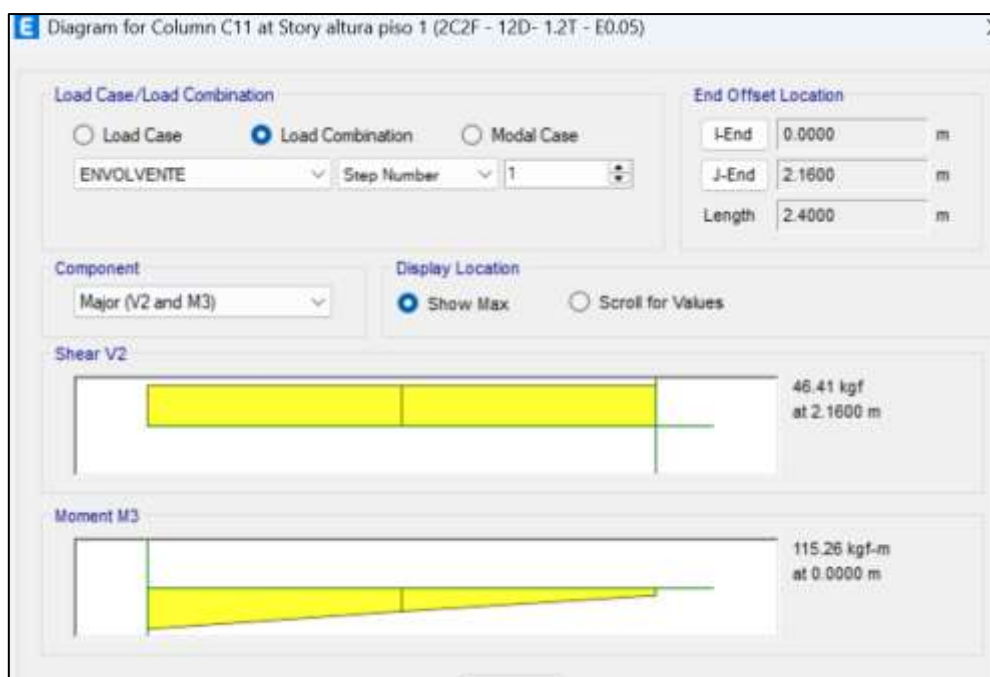


Ilustración 41 *Vortantes y momentos reales aplicados a la estructura*

Propiedades mecánicas

Tabla 47

Propiedades mecánicas

SECCIÓN	2C2F	(ver tabla 00A)
ÁREA	162.86 cm ²	Área de la sección
Ycg (cm)	12 cm	Centro de gravedad y-y
Xcg (cm)	12 cm	Centro de gravedad x-x-
Inercia (cm ⁴) Y-Y	8266.78 cm ⁴	Momento de Inercia y-y-
radio de giro Y-Y	7.12 cm	Radio de giro y-y
S Módulo de sección(cm ³) Y-Y	688.90 cm ³	Módulo de sección y-y
h (cm)	24 cm	Altura total de la sección
Inercia (cm ⁴) X-X	8266.78 cm ⁴	Momento de inercia x-x
radio de giro X-X	7.12 cm	Radio de giro x-x
S Módulo de sección(cm ³) Y-Y	688.90 cm ³	Módulo de sección x-x

Fuente: Autoría propia

Cargas gravitacionales

Tabla 48*Cargas gravitacionales*

P	columna	454.5	Kgf	Carga aplicada a la columna desde el programa (programa)
		5		(envolvente).
M programa		115.2	Kg-	Momento aplicado a la columna desde el programa
		6	m	(envolvente).
V programa		46.41	Kg	Cortante aplicado a la columna desde el programa
				(envolvente).
T programa		0	Kg	Tensión aplicada a la columna desde el programa
				(envolvente).

Esfuerzos de compresión axial

Tabla 49*Esfuerzo de compresión axial*

COMPRESIÓN AXIAL			
CD	0.9	0.51	Coefficiente de modificación por duración de la carga
Cm	0.83		Coefficiente de modificación por contenido de humedad
Ct	1		Coefficiente de modificación por temperatura.
CF	1		Coefficiente de modificación por forma.
Cr	1		Coefficiente de modificación por distribución de cargas.
Cc	0.86		Coefficiente de modificación por cortante.
CP	0.792		Coefficiente de modificación por estabilidad de columnas.
C	0.8		Valor para cualquier sección.
Utilizar Cp=	NO		Cuando un miembro a compresión es soportado en toda su longitud y en ambas direcciones principales, para prevenir desplazamientos laterales, Cp=1
F ^c	91.71	Kgf/c m ²	Esfuerzo admisible a la compresión paralela a la fibras, modificado sin CP
FCE	12.52		
FCE/F ^c	1.39		
Lcolumna	2	m	Altura de la columna.

k	2		Coficiente de longitud efectiva
Le	4	m	Longitud efectiva
λ_{x-x}	56.14		Relacion esbeltez del elemento x-x. (<150)
λ_{y-y}	56.14		Relacion esbeltez del elemento y-y. (<150)
F_c	91.71	Kgf/c m2	Esfuerzo admisible a la compresión paralela a las fibras
Ck	74.07		Esbeltez Ck, límite entre columnas.
C	INTERMED		Clasificación de columnas.
columna	IA		
Fc	0.33	Mpa.	Esfuerzo de compresión paralelo a la fibra actuante.
Fc	3.38	Kgf/c m2	Esfuerzo de compresión paralelo a la fibra actuante.
D/C	3.7%		Demanda sobre capacidad.


Fuente: Autoría propia

Ecuaciones

- Esfuerzo admisible a la compresión paralela sin el valor de C
 - $f'_c = \frac{kgf}{cm^2} = F_c * C_D * C_m * C_t * C_L * C_F * C_r * C_p * C_c$
- Esfuerzo crítico FCE
 - $FCE = \frac{\pi^2 E'_{min}}{\left(\frac{L_e}{r}\right)^2}$
- Coeficiente de longitud efectiva (k) Tabla 17 NEC-SE-GUADÚA

Tabla 50

Condiciones de apoyo

Condición de los apoyos	Grafico	Ke1	Ke2
Caso 6: Articulado en un extremo y en el otro impedido de rotar, pero libre de desplazamiento		2.00	2.40

Fuente: NEC-SE-GUEDÚA. Tabla 17

- Ke1 = Teórica
- Ke2 = Recomendado cuando las condiciones ideales son apropiadas
- Longitud efectiva (Le)
 - $Le = L_{columna} * k$
- Esbeltez
 - $\lambda = \frac{Le}{r}$
- Esfuerzo admisible a la compresión paralela con el valor de C
 - $f'_c = \frac{kgf}{cm^2} = F_c * C_D * C_m * C_t * C_L * C_F * C_r * C_p * C_c * C$
- Coeficiente C

Valor obtenido de la Normativa de Guadúa colombiana NSR – 100 Tabla G.4.3-3

Tabla 51

Coeficiente C

Madera aserrada	
Sección	Cualquier Sección
C	0.80

Fuente: NSR – 100 Tabla G.4.3-3

- Clasificación de columnas según su esbeltez

Tabla 52

Clasificación de columnas por su esbeltez

Columna	Esbeltez
Corta	$\lambda \leq 30$
Intermedia	$30 < \lambda < Ck$
Larga	$Ck < \lambda < 150$

Fuente: NEC-SE-GUADÚA. Tabla 18

- Límite entre las columnas intermedias y largas Ck
 - $Ck = 2.565 * \sqrt{\frac{E_{0.05}}{F'_c}}$
- Esfuerzos máximos

Tabla 53

Ecuaciones de esfuerzos en función de la esbeltez de la columna

Tipo de Columna	Condición	Ecuación
Corta	$\lambda \leq 30$	$f_c = \frac{N}{An} \leq F'_c$
Intermedia	$30 < \lambda < Ck$	$f_c = \frac{N}{An \left(1 - \frac{2}{5} \left[\frac{\lambda}{Ck} \right]^3 \right)} \leq F'_c$
Larga	$Ck < \lambda < 150$	$f_c = 3.3 * \frac{E_{0.05}}{\lambda^2} \leq F'_c$

Tensión axial

Tabla 54

Resumen esfuerzos de tensión axial

TENSIÓN AXIAL			
ft	0.000	Kgf/cm2	Esfuerzo de Tensión actuante.
fb	16.73	Kgf/cm2	Esfuerzo de Flexión actuante.
f t	124.47	Kgf/cm2	Esfuerzo de tensión admisible modificado.
f b	98.26	Kgf/cm2	Esfuerzo de flexión admisible modificado.
	0.1703	CORRECTO	

Ecuaciones

- Condición de flexo compresión
 - $\frac{f_t}{F'_t} + \frac{f_b}{F'_b} \leq 1.0$
- Esfuerzo de Tensión actuante
 - $f_t = \frac{\text{Tensión aplicada en la columna}}{\text{Área de la sección}}$
- Esfuerzo de Flexión actuante
 - $f_b = \frac{\text{Momento aplicado en la columna}}{\text{Módulo de sección}}$

- Esfuerzo de tensión admisible
 - $f'_t = \frac{kgf}{cm^2} = F_t * C_D * C_m * C_t * C_L * C_F * C_r * C_p * C_c$
- Esfuerzo de flexión admisible
 - $f'_b = \frac{kgf}{cm^2} = F_b * C_D * C_m * C_t * C_L * C_F * C_r * C_p * C_c$

Flexo compresión

Tabla 55

Resumen flexo compresión

FLEXO-COMPRESIÓN.		
Ncr	38999.45 kg	CORRECTO Carga Crítica de Euler.
km	1.02	Coeficiente de magnificación de momento.
	0.21	CORRECTO

Ecuaciones

- Condición de flexo compresión
 - $\frac{fc}{F'_c} + \frac{k_m f_b}{F'_b} \leq 1.0$
- Carga crítica de Euler
 - $N_{er} = \frac{\pi^2 * E_{0.05} * I}{L_e}$
- Coeficiente de magnificación de momentos
 - $k_m = \frac{1}{1 - 1.5 * \left(\frac{N_a}{N_{er}}\right)}$

Donde:

Na: Carga de compresión actuante en N

Ner: Carga Crítica de Euler

El diseño es aceptable, es decir las secciones son correctas no se necesita realizar ninguna modificación de la sección

4.4 Diseño estructural: subestructura

4.4.1 Subestructura del sistema de Steel framing

El diseño de la subestructura va a ser de una cimentación profunda específicamente de micropilotes en base a la norma NEC para cimentaciones y geotecnia.

a. Cargas

Dentro de lo que son las cargas para el micropilote se realizó un análisis con la combinación de carga 1.2 CV +1.6 CM esto en base a la condición de carga de la tabla 6 de la NEC-SE-GC Geotecnia-y-Cimentaciones (2015), en la cual se trabaja de igual manera con un F.S.IM admisible de 2.5 con el cual se calculara el Q ultimo más adelante

Los datos del software que perteneces a la combinación de carga mencionada anteriormente son:

Q servicio = 3.01 T → Mayor peso transmitido al pilote

b. Prediseño del micropilote

Tomando en cuenta valores estándar de los micropilotes:

Tabla 56

Valores de prediseño de micropilote

Elemento	Valor
Material	Acero A36
Longitud	3 m
Diámetro	25 cm
Espesor	3 cm
Área	$46 \pi cm^2$
Inercia	$9628.2 cm^4$
Radio de giro	8.16 cm

Nota. Autoría propia

c. Modelación estructural del micropilote-columna

Como se mencionó anteriormente el diseño del micropilote tendría dos partes, la parte fuera del suelo y la otra dentro del mismo, en este caso se presente el modelo estructural del elemento que funciona como micropilote- columna

Revisión de pandeo:

Según el Manual de Pilotes de Acero de Gerdau Corsa (s.f.), se recomienda considerar un valor de $k = 0.7$ para el análisis de pandeo y limitar la relación de esbeltez a un máximo de 50.

$$\lambda = \frac{k \cdot L}{r} = \frac{0.7 \cdot 50 \text{ cm}}{8.16 \text{ cm}} = 4.3$$

Ya que $4.3 < 50$ cumple pandeo

Chequeo de resistencia:

Para el diseño se hizo uso de la herramienta de diseño dentro del programa la cual fue configurada para trabajar con la normativa AISC 360-16 con la metodología de análisis de LRFD así mismo el factor de longitud efectiva colocado en 0.7.

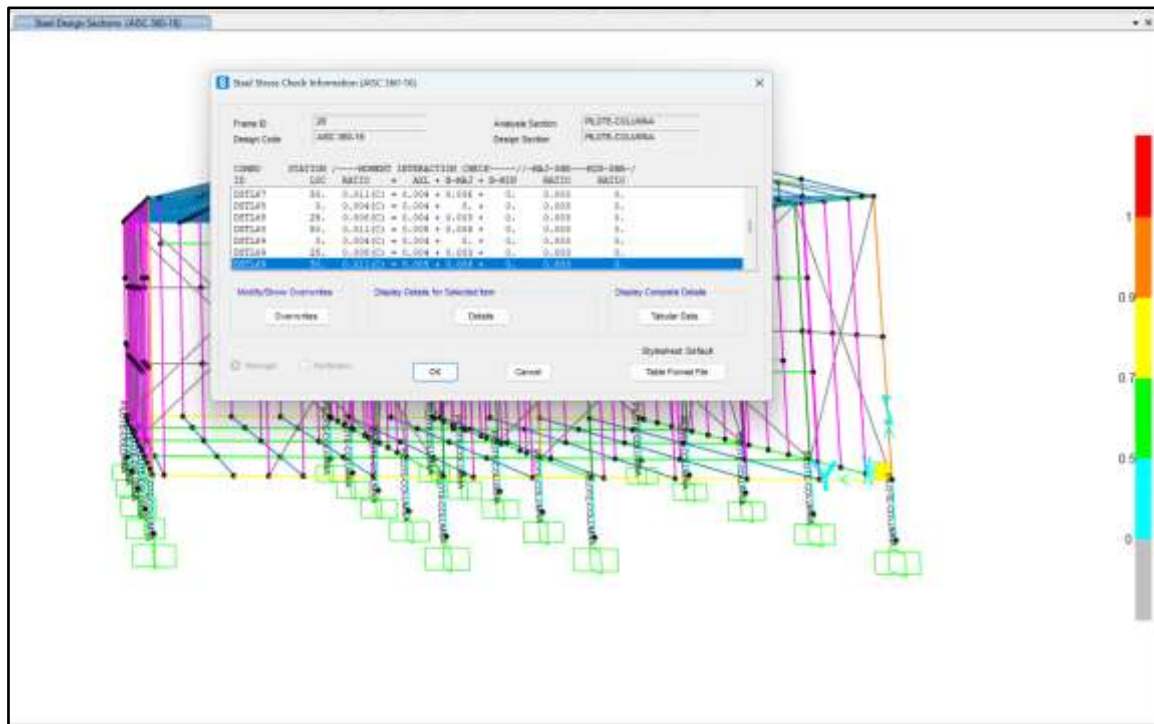


Ilustración 42 Eficiencia de micropilote-columna según AISC 360-16

Nota. Autoría propia

Como se puede ver en la imagen los micropilotes-columna cumplen con gran margen las sollicitaciones de carga.

Diseño geotécnico

Para el diseño geotécnico se siguieron los siguientes pasos:

1.- Recopilación de información de suelo

Los valores presentados en la siguiente tabla fueron obtenidos según el estudio de mecánica de suelos elaborado por Consulgeotec (2024).

Tabla 57*Datos geotécnicos del suelo*

Dato	Valor
Cohesión	0 T/m ²
arena	1.6 T/m ³
grava	4.93 T/m ³
Angulo de fricción	31
Nivel freático	-1.5 m
primer estrato de arena	-2m
segundo estrato de grava	-1.5 m

*Nota. Autoría propia***2.- Diseño según NEC-SE-GC**

La normativa nos explica que se debe revisar el Q ultimo con el Q de servicio para poder determinar que una cimentación esta desarrollada de manera segura, en este apartado se hace énfasis en la revisión mediante el estado límite de falla y de servicio.

En el primer estado límite de falla lo que se trata de asegurar es que el suelo sea lo suficientemente resistente para que no llegue a “romperse” con las cargas aplicadas mientras que el estado límite de servicio revisa los asentamientos que el suelo pueda tener

3.- Estado límite de falla

Para poder comprobar si el suelo fallara o no la normativa nos da la siguiente ecuación de Q ultimo:

$$Q_{Ult} = Q_s + Q_t = (\sum(P \cdot \Delta L \cdot f)) + A_p \cdot q_t$$

Donde:

Q_s = capacidad ultima por fuste

Q_t = capacidad ultima de punta

P = Perímetro de la sección transversal

ΔL = Longitud de tramo considerado

f = Fricción unitaria lateral

A_p = Área de la punta

qt = Resistencia unitaria de la punta

- **Capacidad ultima de fuste**

Para calcular la capacidad por fuste necesitamos calcular la fricción unitaria lateral la cual está definida por:

$$f = k \cdot \sigma'_0 \cdot \tan(\delta')$$

Donde:

K = Coeficiente de presión de tierra efectiva que para pilotes hincados se ha tomado de 1.26 de Coeficientes de presión de tierra efectivos sugeridos por Mansur y Hunter (2007)

σ'_0 = Tensión vertical efectiva

δ' = Angulo de fricción suelo-pilote, este valor se toma como 20° de acuerdo con los ángulos de fricción entre pilotes y tierra sugeridos por NAVFAC DM7.2

- Antes de pasar al cálculo se realizó un gráfico de la estratificación del suelo:



Ilustración 43 Estratificación del suelo

Nota. Autoría propia

- Aparte para la tensión vertical efectiva se realizó el siguiente grafico junto a la estratificación del suelo

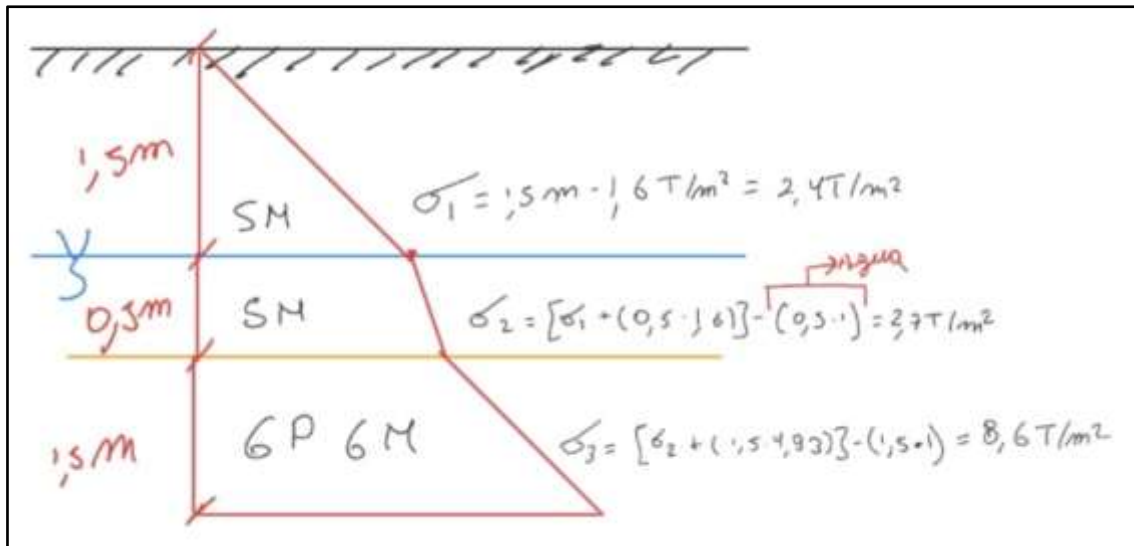


Ilustración 44 Esfuerzo efectivos

Nota. Autoría propia

$$f_1 = 1.26 * 2.4 \frac{Tt}{m^2} * \tan(20^\circ) = 1.10 \frac{T}{m^2}$$

$$Q_{s1} = 0.79 m * 1.10 \frac{T}{m^2} * 1.5 m = 1.3 T$$

$$f_2 = 1.26 * 2.7 \frac{Tt}{m^2} * \tan(20^\circ) = 1.24 \frac{T}{m^2}$$

$$Q_{s2} = 0.79 m * 1.24 \frac{T}{m^2} * 0.5 m = 0.49 T$$

$$f_3 = 1.26 * 8.6 \frac{Tt}{m^2} * \tan(20^\circ) = 3.94 \frac{T}{m^2}$$

$$Q_{s1} = 0.79 m * 3.94 \frac{T}{m^2} * 1.5 m = 4.67 T$$

$$\Sigma Q_s = 6.47 T$$

- **Capacidad ultima de punta**

Para este apartado se utilizó el método de Meyerhof con la siguiente ecuación:

$$Q_p = A_p (c' \cdot N_c + q' \cdot N_q^*)$$

Donde:

A_p = Área de la punta

$c' =$ cohesión según datos = 0

$q' =$ esfuerzo efectivo calculado previamente en el trato correspondiente

$Nq^* =$ Constante que en este caso se tomara de las tablas de Mayerhof con valor de 56.7

$$Qp = \frac{46\pi}{100^2} m^2 \left(0 + 8.6 \frac{T}{m^2} \cdot 56.7 \right) = 7.05 T$$

Como podemos ver el valor es considerable sin embargo hay que comprobarlo con el límite de resistencia máximo del suelo que esta dado por:

$$Qp_{max} = A_P * q_l$$

Donde:

$A_p =$ Área de la punta

$q_t =$ valor máximo de esfuerzo

$$\begin{aligned} q_l &= 0.5 * \text{presion atmosfera} * Nq^* * \tan(\phi) = 0.5 * 10 \frac{T}{m^2} * 56.7 * \tan(31^\circ) \\ &= 170.34 \frac{T}{m^2} \end{aligned}$$

$$Qp_{max} = \frac{46\pi}{100^2} m^2 * 170.34 \frac{T}{m^2} = 2.46 T$$

Resultado:

Ya que $7.05 T > 2.46 T$ se tomará en cuenta este último para el calculo

$$Q_{ult} = 6.47 T + 2.46 T = 8.93 T$$

- **Capacidad admisible y verificación de resistencia**

Para verificar la resistencia por estado limite de falla debemos comprobar que mi Q de servicio sea menor a mi Q admisible por lo que y teniendo en cuenta que mi factor de seguridad asociado a mi combinación de carga es de 2.5:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{F_S} = \frac{8.93}{2.5} T = 3.57 T$$

Resistencia:

$$Q_{servicio} < Q_{adm}$$

$$3.01 T < 3.57 T \text{ ¡Resiste!}$$

4.- Estado límite de falla

Si bien el estudio de mecánica de suelos elaborado por Consulgeotec (2024) se diseñó para cimentaciones más profundas asociadas a un puente vehicular, el perfil estratigráfico revela que a los 3 metros de profundidad se encuentra un estrato de grava limosa (GP-GM) densa, con características portantes suficientes para soportar una vivienda liviana de Steel Framing.

Considerando que las cargas generadas por este tipo de edificación son considerablemente menores que las del puente, y que los asentamientos proyectados en el informe no superaron los 1.10 cm, se concluye que los asentamientos reales esperados serán inferiores, garantizando así el cumplimiento del Estado Límite de Servicio.

4.4.2 Subestructura del sistema de Bambú

El diseño de la cimentación va a ser por fuste y punta para micropilotes de bambú de forma técnica, para ellos se va a aplicar principios de mecánica de suelos, diseño geotécnico LRFD y consideraciones especiales para el material, el diseño presenta principalmente un enfoque conceptual es decir válido para fines académicos, por lo que se van a adaptar fórmulas de mecánica de suelos y cimentaciones profundas para este caso.

Los micropilotes van a insertarse verticalmente en el suelo, el diseño se lo realizará por capacidad última (resistencia por fuste y por punta) aplicando posteriormente los factores de carga / resistencia tipo LRFD.

Q servicio 3609.95 kgf para la combinación de carga 1.2 CV + 1.6 CM

- Resistencia por Punta (Capacidad de punta)

Asumiendo los siguientes parámetros.

Tabla 58

Parámetros de diseño para micropilotes

Parámetro	Valor
Carga de servicio	3609.95 kgf = 35.4 kN
Diámetro exterior del pilote	0.12 m
Longitud	3.5 m

Fuente: Autoría propia

Cálculo capacidad por punta Q p.

Para el cálculo de capacidad se utilizó el método de meyerhof

$$Qp = A_p (c' \cdot N_c + q' \cdot Nq^*)$$

Donde:

A_p = Área de la punta

c' = cohesión según datos = 0

q' = esfuerzo efectivo calculado previamente en el trato correspondiente

Nq^* = Constante que en este caso se tomara de las tablas de Mayerhof con valor de 56.7

$$Qp = 0.01628m^2 \left(0 + 8.6 \frac{T}{m^2} \cdot 56.7 \right) = 7.94 T$$

Como podemos ver el valor es considerable sin embargo hay que comprobarlo con el límite de resistencia máximo del suelo que esta dado por:

$$Qp_{max} = A_p \cdot q_l$$

Donde:

A_p = Área de la punta

q_l = valor máximo de esfuerzo

$$\begin{aligned} q_l &= 0.5 * \text{presion atmosfera} * Nq^* * \tan(\phi) = 0.5 * 10 \frac{T}{m^2} * 56.7 * \tan(31^0) \\ &= 170.34 \frac{T}{m^2} \end{aligned}$$

$$Qp_{max} = 0.01628m^2 * 170.34 \frac{T}{m^2} = 2.77 T$$

Resultado:

Ya que $7.94 T > 2.77 T$ se tomará en cuenta este último para el calculo

- Resistencia por fuste Qs

$$K = 1$$

$\delta =$ para bambú usualmente se utiliza 22°

$$f_1 = 1 * 2.4 \frac{T}{m^2} * \tan(22.5^\circ) = 0.994 \frac{T}{m^2}$$

$$Q_{s1} = 0.96 m * 0.61 \frac{T}{m^2} * 1.5 m = 1.4314 T$$

$$f_2 = 1 * 2.7 \frac{Tt}{m^2} * \tan(22.5^\circ) = 1.118 \frac{T}{m^2}$$

$$Q_{s2} = 0.96 m * 0.69 \frac{T}{m^2} * 0.5 m = 0.5366 T$$

$$f_3 = 1 * 8.6 \frac{Tt}{m^2} * \tan(22.5^\circ) = 3.562 \frac{T}{m^2}$$

$$Q_{s1} = 0.96 m * 2.19 \frac{T}{m^2} * 1.5 m = 5.1293 T$$

$$\Sigma Q_s = 7.0973 T$$

$$Q_{ult} = 7.09 T + 2.77 T = 9.86 T$$

- Verificar la capacidad admisible

Verificar que el Q de servicio sea menor que el Q adm para que el diseño esté correcto

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{F_s} = \frac{9.86}{2.5} T = 3.94 T$$

Q servicio = 3.60 Ton < Q admisible = 3.94 T

CAPITULO V: ANÁLISIS ECONÓMICO Y GESTIÓN DE COSTOS

5.1 Aplicación de procesos del PMBOOK en Steel framing

5.1.1 Planificación de costos

Para llevar a cabo la planificación de costos del proyecto, en primera instancia se definió la Estructura de Desglose del Trabajo (EDT) correspondiente únicamente al sistema estructural de la vivienda de emergencia.

Con base en esta estructura, se procedió a elaborar los Análisis de Precios Unitarios (APU) mediante el uso del software Excel, herramienta que permitió una visualización clara de insumos, rendimientos y costos parciales.

Dado el contexto de viviendas de emergencia en zonas de riesgo volcánico, se consideró un margen de contingencia del 10 % sobre los costos directos y 20% de costos indirectos.

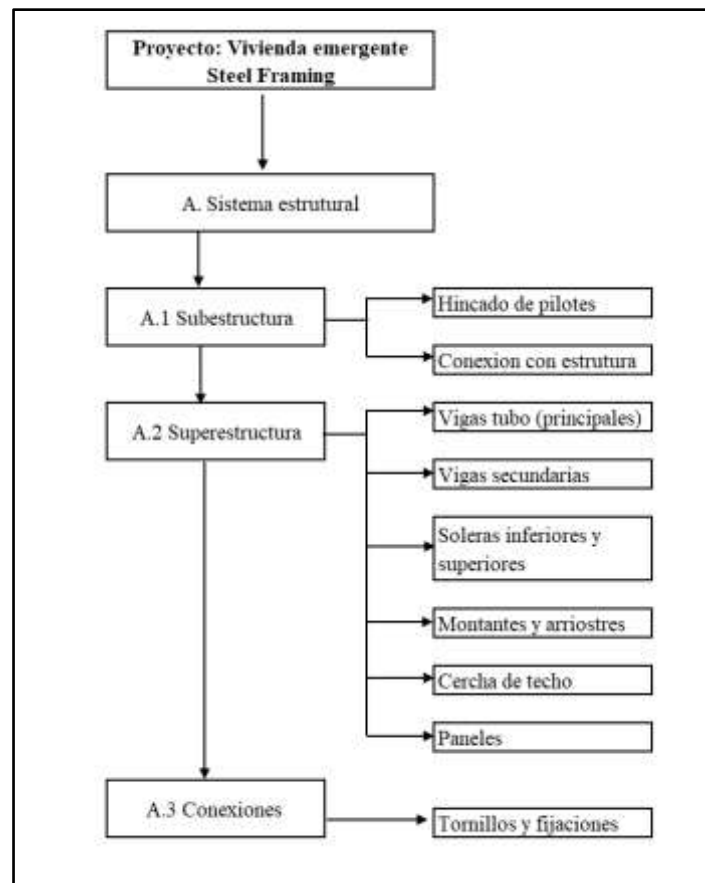


Ilustración 45 Estructura de desglose del trabajo para steel framing

Nota. Autoría propia

5.1.2 Estimación de costos

De acuerdo con el EDT vamos a recopilar las actividades necesarias para el trabajo y las cuales vendrán a funcionar como los rubros dentro de nuestro presupuesto, de esta manera, nuestros rubros irían desde Hincado de pilotes hasta Tornillos y fijaciones.

Ya con los rubros obtenidos se procede a determinar los APU para poder estimar el costo de construcción.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CODIGO DE RUBRO	A.1.1	UNIDAD			u
RUBRO	Hincado de micropilotes				
				Número de Hoja	1 de 9
EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	OSTO HOR C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5%)					0.17
Martillo hidráulico	1	45	45	0.25	11.25
SUBTOTAL M					11.42
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	OSTO HOR C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Operador de martillo	1	5.5	5.5	0.25	1.38
Ayudante	2	4.2	8.4	0.25	2.10
SUBTOTAL N					3.48
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Micropilote A36 Ø 25 cm, L=5m	u	1	85	85	
SUBTOTAL O					85
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					99.90
INDIRECTOS % 20%					19.98
Costo Total					119.88

Ilustración 46 Ejemplo de APU (Hincado de pilotes)

Nota. Autoría propia

5.1.3 Presupuestación de costos

Para la presupuestación se necesita las cantidades de obra, por este motivo se usó Revit para poder calcular las cantidades de obra en nuestro proyecto:

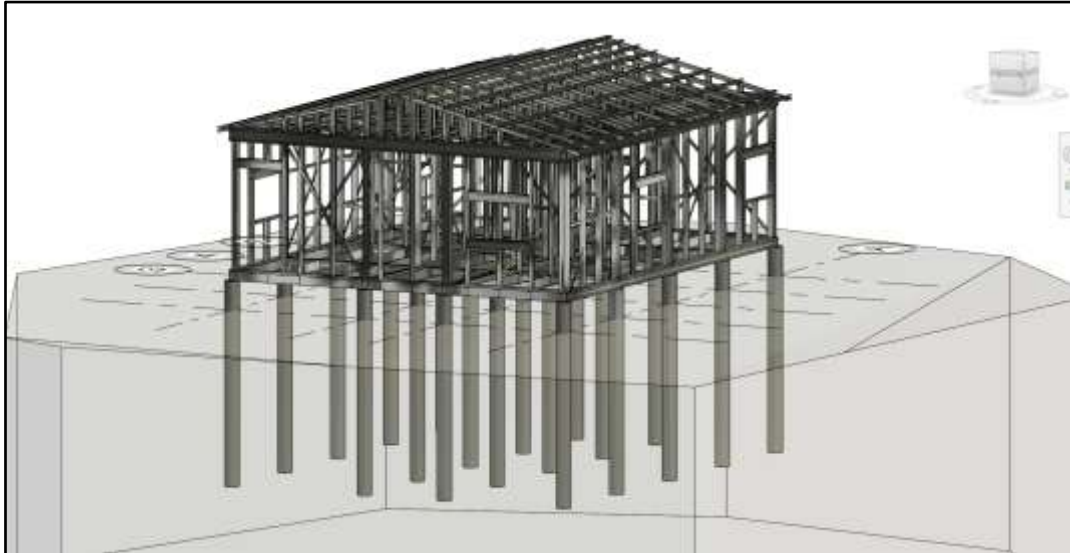


Ilustración 47 Vivienda de Steel framing en REVIT
Nota. Autoría propia

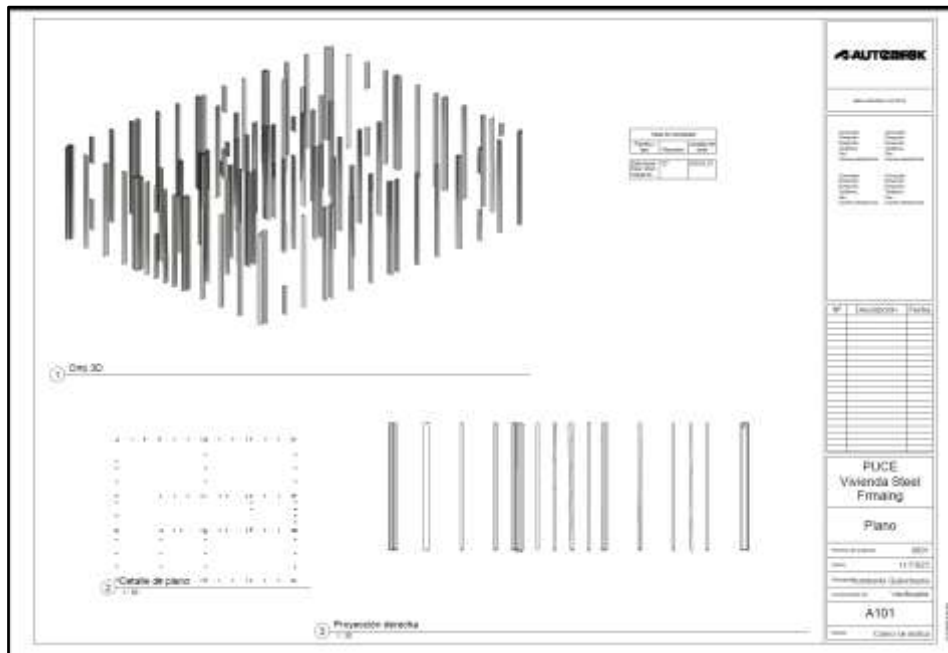


Ilustración 48 Ejemplo de tabla de cantidades de materiales (montantes)
Nota. Autoría propia

Una vez que se han obtenido los APU y las cantidades de obra se procede con la presupuestación estimada de la estructura:

Tabla 59

Presupuesto total de vivienda en Steel Framing

PRESUPUESTO ESTRUCTURAL – VIVIENDA EMERGENTE EN STEEL FRAMING						
Ítem	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (USD)	Subtotal (USD)
A.1 Subestructura						
1	A.1.1	Hincado de micropilotes	u	20	\$ 119.88	\$ 2,397.57
2	A.1.2	Conexión con estructura	u	20	\$ 21.88	\$ 437.69
A.2 Superestructura						
3	A.2.1	Vigas tubo (2 PGC + 2 PGU)	m	78.15	\$ 12.14	\$ 948.74
4	A.2.2	Vigas secundarias (PGC 150×1.28)	m	84.82	\$ 8.49	\$ 720.02
5	A.2.3	Soleras inferiores y superiores	m	101.89	\$ 5.69	\$ 579.31
6	A.2.4	Montantes y arriostres	m	255.33	\$ 2.94	\$ 751.59
7	A.2.5	Cercha de techo (PGC 150×1.28)	u	16	\$ 50.40	\$ 806.36
8	A.2.6	Paneles estructurales entrepiso/cubierta.	m ²	158	\$ 17.95	\$ 2,835.66
A.3 Conexiones						
9	A.3.1	Tornillos y fijaciones estructurales	m ²	158	\$ 13.69	\$ 2,162.96
					Costos Directo	\$ 11,639.89
					Costos indirectos (20%)	\$ 2,327.98
					Costos totales	\$ 13,967.87
					Costos + 10% contingencia	\$ 15,364.65

Nota. Autoría propia

5.2 Aplicación de procesos del PMBOOK en bambú

5.2.1 Planificación

Una vez obtenido el EDT, se puede realizar el cálculo del APU de los rubros establecidos en el EDT, para este caso se va a utilizar Excel como una herramienta que me permite visualizar los rendimientos y costos parciales.

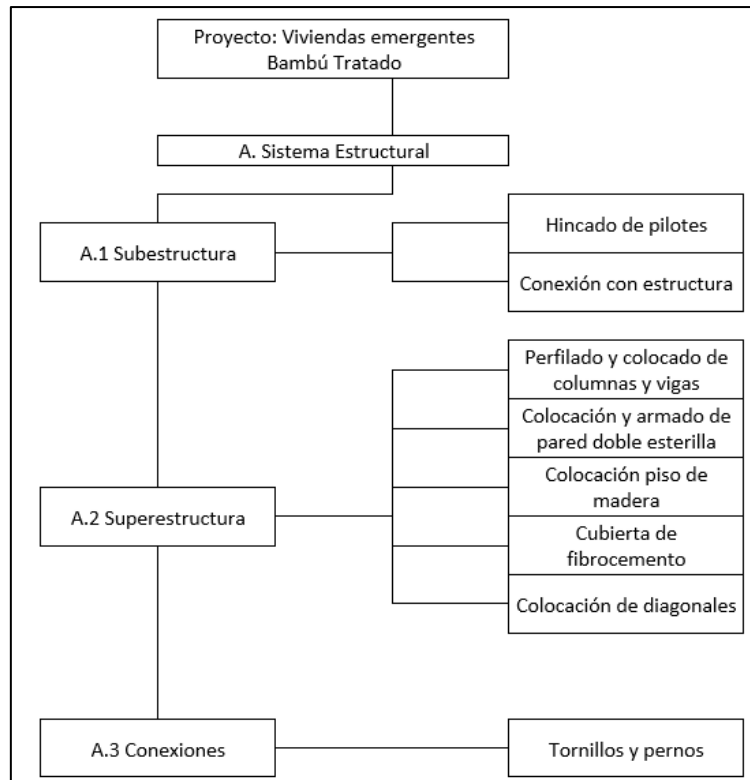


Ilustración 49 EDT estructura de bambú

Nota. Autoría propia

5.2.2 Estimación de costos

De acuerdo con el EDT el presupuesto abarca los rubros desde el hincado de pilotes hasta tornillos y pernos.

Una vez obtenido el modelo de Revit se procede a realizar el presupuesto con las cantidades obtenidas del mismo

Tabla 60

Presupuesto estructura de bambú

Código	Rubro	Unidad	Cantidad	MO	MAT	EQUIP	SUBT	TOTAL
P01	Estudios preliminares							
C02	Cimentación							
C0201	Provisión e Instalación de micropilotes prefabricados de hormigón (3.5 m)	u	20		\$ 70		\$ 70	\$1,400
C0202	Conexión metálica pilote-estructura	u	20	\$ 12				\$240
E03	Estructura				0			
	Columnas y Vigas	m	234.7	\$ 3.5	\$ 12.25	\$ 1.2	\$ 16.95	\$3,978.17
	Pared doble de esterilla	m2	127.2		\$ 18.4		18.4	\$2,340.48
	Piso de Madera	m2	52	\$ 5	\$ 15.85		20.85	\$1,084.20
R06	Cubierta de fibrocemento	m2	81.6		\$ 15		\$ 15	\$1,224.00
					Costo directo			\$10,266.9
					Costos indirectos			\$2,053.37
					20%			
					Costo Total			\$12,320.21
					Costo + 10% de contingencia			\$13,662.24

Nota. Autoría propia

5.3 Comparación de costos entre ambos sistemas

Tabla 61

Comparacion de costos totales finales

TABLA COMPARATIVA DE COSTOS		
Costo + 10% de contingencia	Steel Framing	Bambu
	\$15,364.65	\$13,662.24

Fuente: autoría propia

CAPITULO VI: ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1 Análisis técnico: desempeño estructural

En el desempeño estructural se realizó una tabla con el resumen de los aspectos más importantes que se consideró en el diseño estructural:

Tabla 62

Criterios a tomar en cuenta en desempeño estructural

Criterio técnico	Steel Framing	Bambú tratado
Tipo de análisis estructural	No lineal estático (pushover), método LRFD	Lineal estático, con diseño por esfuerzos admisibles
Normativas aplicadas	AISI S100-16, AISI S230-19, NEC-SE-DS, NEC-SE-VIVIENDA	NEC-SE-GUADÚA, NEC-SE-DS, NSR-10
Momento flector máx. en vigas principales	0.7 T-m	0.36 T-m
Tipo de materiales principales	Acero conformado en frío galvanizado	Guadua angustifolia Kunth tratada
Esquema de unión	Mecánica (PGC–PGU–Omega + flejes), conexiones por manuales	Articuladas, con transmisión de carga por compresión axial
Deriva relativa máxima	0.0054 (0.54%) <input checked="" type="checkbox"/> Cumple NEC	0.006 (0.6%) <input checked="" type="checkbox"/> Cumple NEC
Facilidad de construcción	Alta (prefabricado, ensamblaje rápido)	Media (requiere tratamiento, secado)
Desempeño global	Muy bueno: controlado, estandarizado	Muy bueno: flexible, dependiente de la calidad de ejecución

Fuente: autoría propia

6.2 Análisis económico: eficiencia de costos

Para determinar la eficiencia de costos se comparó los costos entre ambos sistemas:

Tabla 63*Comparación de costos entre ambos sistemas estructurales*

Sistema estructural	Costo directo (USD)	Indirectos (20%) (USD)	Contingencia (10%) (USD)	Costo total final (USD)
Steel Framing	\$11,639.89	\$ 2,327.98	\$ 1,396.78	\$15,364.65
Bambú tratado	\$10,266.90	\$ 2,053.37	\$ 1,342.03	\$13,662.24

Fuente: autoría propia

El sistema Steel Framing es 12.4% más costoso que el sistema en Bambú tratado, considerando el total con contingencia incluida.

Aunque el Steel Framing tiene mayor inversión inicial, ofrece ventajas en velocidad constructiva, precisión dimensional y menor mantenimiento.

El sistema de Bambú tratado sigue siendo la opción más económica y viable para contextos rurales o emergencias, siempre que se garantice calidad en el tratamiento, secado y armado.

6.3 Determinación de la alternativa más adecuada

CAPITULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

- La información recopilada confirma el alto nivel de amenaza que representa el volcán Cotopaxi para poblaciones cercanas como Latacunga, Mulaló, Tanicuchí, entre otras., esta amenaza se manifiesta principalmente a través del posible descenso de lahares y la acumulación excesiva de ceniza volcánica, cuya cantidad puede variar entre 5 y 25 cm en zonas rurales, ante este escenario, la implementación de viviendas emergentes se vuelve una medida indispensable para atender de manera oportuna la necesidad de viviendas seguras en contextos posteriores a una erupción.
- La metodología de modelación estructural consistió en diseñar y analizar dos viviendas emergentes una en bambú tratado y otra en Steel Framing usando software especializado, se definieron elementos estructurales equivalentes, cargas según la NEC y propiedades normativas específicas, la diferencia principal fue el tipo de análisis: no lineal estático para el Steel Framing: por su susceptibilidad a fallas locales, y lineal estático para el bambú: por su comportamiento más uniforme y estable.
- Se estableció una metodología para el análisis de costos, centrada en el diseño estructural, aplicando los procesos de la Guía PMBOK Sexta Edición, esta metodología incluyó la identificación de los recursos y la elaboración de análisis de precios unitarios (APU) por sistema estructural, y la incorporación de costos indirectos y contingencia para una comparación integral.
- Se estimaron los costos estructurales aplicando los procesos del PMBOK, logrando una comparación técnica-económica, el sistema de bambú tratado presentó un costo total de \$13,662.24, mientras que el sistema Steel Framing alcanzó los \$15,364.65, lo que representa una diferencia del 12.4% a favor del bambú en términos de eficiencia económica estructural.
- A partir del análisis técnico y económico, se determinó que ambos sistemas cumplen con los requisitos de seguridad estructural, pero presentan ventajas distintas, el Steel Framing ofrece mayor rigidez y velocidad constructiva, mientras que el bambú, con una adecuada implementación y tratamiento, se presenta como la alternativa más eficiente en zonas rurales de riesgo volcánico, al ser más económico y sostenible.
- Tal como se planteó en la hipótesis, el sistema de bambú tratado resultó ser más económico en comparación con el Steel Framing, consolidándose como la alternativa más eficiente en términos de costos estructurales.

7.2 Recomendaciones

- Realizar estudios geotécnicos específicos para cada ubicación de vivienda: Si bien el trabajo se basó en un estudio de suelos previo cerca de Latacunga la tesis misma reconoce la limitante de no contar con un estudio de suelo específico en los sectores donde se constituirían las viviendas
- Considerar criterios de habitabilidad y funcionalidad en el diseño final: El trabajo que fue presentado solo se fijó únicamente en la parte estructural, sin embargo, el diseño de viviendas emergentes debe incorporar aspectos de habitabilidad como la ventilación o accesos a rutas de evacuación
- Se recomienda que, en futuros proyectos, se evalúe la logística de transporte y disponibilidad de materiales, priorizando soluciones constructivas adaptadas al entorno rural.

CAPITULO VIII: BIBLIOGRAFÍA Y ANEXOS

8.1 Bibliografía

- American Iron and Steel Institute. (2020). *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members (AISI S100-16 (2020) w/S2-20)*. American Iron and Steel Institute. <https://www.buildusingsteel.org>
- American Iron and Steel Institute. (2019). *Standard for Cold-Formed Steel Framing— Prescriptive Method for One- and Two-Family Dwellings (AISI S230-19)*. American Iron and Steel Institute. <https://www.buildusingsteel.org>
- Romero Guamán, B. A., & Sánchez Campoverde, B. S. (2022). *Diseño estructural de una vivienda de dos pisos con sistema constructivo Steel Framing ubicada en Curia, provincia de Santa Elena* [Trabajo de titulación, Escuela Superior Politécnica del Litoral]. Repositorio ESPOL.
- Maldonado Ambrosi, D. P. (2023). *Análisis comparativo técnico de un sistema tradicional versus un sistema estructural Steel Framing para la construcción de viviendas de hasta 2 plantas con luces de hasta 5 metros* [Trabajo de titulación, Universidad Politécnica Salesiana]. Repositorio UPS.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: NEC-SE-VIVIENDA – Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 m*. Registro Oficial Año II, N.º 413.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: NEC-SE-CG – Cargas no sísmicas*. Registro Oficial Año II, N.º 319.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). (2024). *Lineamientos urbanísticos y habitacionales mínimos para el diseño de proyectos de vivienda de interés social construidas en terrenos de propiedad del Estado ecuatoriano*. Agosto 2024. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec>
- Gerdau Corsa. (s.f.). *Manual de pilotes metálicos de acero*. Segunda edición. Gerdau Corsa. <https://www.gerdaucorsa.com.mx>
- Stgo. Arquitectura. (2023, octubre 6). *Pilotes y micropilotes: ¿Cuál elegir?* [Video]. YouTube. https://www.youtube.com/watch?v=u1f5so_LVBw
- Stgo. Arquitectura. (2024, enero 2). *¿Qué es el sistema constructivo Steel Framing?* [Video]. YouTube. <https://www.youtube.com/watch?v=PTJtyj5GQTU>
- AISC. (2012, septiembre). *Steel Interchange: Questions and answers about steel design and construction*. Modern Steel Construction. https://www.aisc.org/globalassets/modern-steel/steel-interchange/2012/092012_si.pdf
- Dannemann, R. G. C. (s.f.). *Manual de ingeniería de Steel Framing: Construcciones entramadas de acero*. Instituto Latinoamericano del Fierro y del Acero (ILFA). ISBN: 978-956-8181-04-8.
- Consulgeotec. (2024). *Estudio de mecánica de suelos para el puente vehicular sobre el río Pumacunchi, Latacunga*. Informe técnico firmado.
- Das, B.M. (2007). *Principles of Foundation Engineering (7th Edition)*. Global Engineering

- AD Barbieri. (s.f.). *Diccionario Steel Frame*. Recuperado de <https://www.adbarbieri.com/hubfs/WEB2018/campanas-inbound/pdf/diccionario-steel-frame.pdf>
- Geengineer.org. (s.f.). *Bearing capacity of pile foundations: Calculation methods for Qs*. <https://www.geengineer.org/education/foundation-design-construction/deep-foundations/pile-foundations/bearing-capacity-of-pile-foundations-calculation-methods-for-qs>
- NSR-10. (2010). Reglamento colombiano de construcción sismo resistente: Título G – Estructuras de madera y guadua. Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio, República de Colombia.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción: NEC-SE-GUADÚA – Diseño estructural con Guadua angustifolia Kunth. Registro Oficial Año II, N.º 413. Quito, Ecuador.
- - Mejía, E. S. (2022). Sistema constructivo en bambú en la vivienda de emergencia. Cartillas de Investigación en Arquitectura, Institución Universitaria Colegio Mayor de Antioquia.

8.2 Anexos

➤ Código de Matlab

Código:

```
clc
clear
close all
format longG
zona = "5";
n = 2.4;
z = 0.4;
suelo = 'D';
fa = 1.2;
fd = 1.19;
fs = 1.28;
r = 1; %zona geografica
I = 1;
R = 2.5;
fip = 1;
fie = 1;
T_ = 0.21; % Periodo fundamental aproximado de la estructura
[ Sa_e, Sa_i ] = UHS_NEC2015_GR1(n,z,fa,fd,fs,r,I,R,fip,fie,T_);
```

Función de código:

```
function [Sa_e, Sa_i] = UHS_NEC2015_GR1(n, z, fa, fd, fs, r, I, R, fip, fie,
T_UHS)
format longG
% Parámetros de la función
To = 0.1*fs*fd/fa;
Tc = 0.45*fs*fd/fa;
tf = 5;
dT = 0.01;
j = 1;
% Precalculando las respuestas Sa
for T = 0:dT:tf
    if T <= To
        Sae(j, 1) = T;
        Sae(j, 2) = z*fa*(1 + (n - 1)*T/To);
        Sai(j, 1) = T;
        Sai(j, 2) = I*(n*z*fa)/(R*fip*fie);
    elseif T < Tc
        Sae(j, 1) = T;
        Sae(j, 2) = n*z*fa;
        Sai(j, 1) = T;
        Sai(j, 2) = I*(n*z*fa)/(R*fip*fie);
    else
        Sae(j, 1) = T;
        Sae(j, 2) = n*z*fa*(Tc/T)^(r);
        Sai(j, 1) = T;
```

```

        Sai(j, 2) = I*(n*z*fa*(Tc/T)^(r))/(R*fip*fie);
    end
    j = j + 1;
end

% Buscar los picos en Sae
[peaksMax, locMax] = findpeaks(Sae(:, 2));

figure ()
hold on
% Graficar las respuestas elástica e inelástica
plot(Sae(:, 1), Sae(:, 2), 'Color', [0, 0, 0], 'LineStyle', '-', 'LineWidth',
1); % Respuesta elástica
plot(Sai(:, 1), Sai(:, 2), 'Color', [0, 0, 1], 'LineStyle', '-', 'LineWidth',
1); % Respuesta inelástica

% Asegurarse de que T_UHS tiene valores dentro del rango adecuado
T_UHS_vals = T_UHS(T_UHS >= min(Sae(:, 1)) & T_UHS <= max(Sae(:, 1))); %
Valores de T válidos

% Encontrar los valores correspondientes de Sa para los T_UHS filtrados
for i = 1:length(T_UHS_vals)
    % Encontrar el índice de T_UHS más cercano en Sae
    [~, idx] = min(abs(Sae(:, 1) - T_UHS_vals(i)));
    Sa_e(i) = Sae(idx, 2); % Aceleración en la intersección

    % Graficar los puntos de intersección
    plot(T_UHS_vals(i), Sa_e(i), 'ro', 'MarkerFaceColor', 'r');
    text(T_UHS_vals(i), Sa_e(i), ...
        ['Sae = ' num2str(Sa_e(i), '%.5f') ' g ', 'T = '
num2str(T_UHS_vals(i), '%.2f') ' s'], ...
        'VerticalAlignment', 'bottom', 'FontSize', 10, 'Color', [0, 0, 0], ...
        'Rotation', 90); % Rotar el texto 90 grados para hacerlo vertical
end

% Encontrar los valores correspondientes de Sa para los T_UHS filtrados
for i = 1:length(T_UHS_vals)
    % Encontrar el índice de T_UHS más cercano en Sai
    [~, idx] = min(abs(Sai(:, 1) - T_UHS_vals(i)));
    Sa_i(i) = Sai(idx, 2); % Aceleración en la intersección

    % Graficar los puntos de intersección
    plot(T_UHS_vals(i), Sa_i(i), 'ro', 'MarkerFaceColor', 'r');
    text(T_UHS_vals(i), Sa_i(i), ...

```

```

        ['Sai = ' num2str(Sa_i(i), '%.5f') ' g ', 'T = '
num2str(T_UHS_vals(i), '%.2f') ' s'], ...
        'VerticalAlignment', 'bottom', 'FontSize', 10, 'Color', [0, 0, 0], ...
        'Rotation', 90); % Rotar el texto 90 grados para hacerlo vertical
end

% Ajustes de la gráfica
ylim([0, peaksMax*100]);
xlabel('T [s]');
ylabel('Max Response Acceleration Sa [g]');
title('UHS');
legend('Respuesta Elástica', 'Respuesta Inelástica', 'Location', 'best');
axis([0 max(Sae(:, 1)) -inf peaksMax * 1.9]);

hold off;
box on;
ax = gca;
ax.XGrid = 'on';
ax.YGrid = 'off';
fig = gcf;
fig.Units = 'normalized';
fig.OuterPosition = [0.25 0.25 0.6 0.5];
set(gca, 'LooseInset', get(gca, 'TightInset'));
set(gcf, 'Visible', 'on');

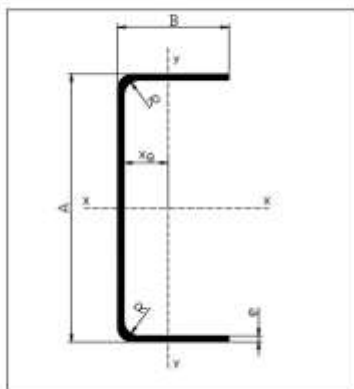
```

➤ Catálogo de perfiles usados para el Steel framing

Catálogo Viga PGU

Medidas y Características geométricas del Panel del Perfil U para paneles

Designación del perfil	Altura del Ala A	Ancho del Ala B	Espesor		Radio interior de acero R	Área de la sección nominal S	Masa por metro nominal M	Distancia al centro de gravedad XG	Momento de inercia		Módulo resistente		Radio de giro	
			Se. Revestimiento	Con Revestimiento					Jx	Jy	Wx	Wy	ix	iy
			mm	mm					cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
Cappa 90 X 0.93	90	35	0.85	0.93	1.4	1.41	1.12	0.8	18.08	1.65	3.93	0.81	3.58	1.28
Cappa 90 X 1.28	90	35	1.24	1.28	1.92	1.98	1.58	0.82	25.32	2.27	5.45	0.84	3.59	1.07
Cappa 90 X 1.64	90	35	1.6	1.64	2.46	2.52	2.02	0.83	32.9	2.86	7	1.08	3.61	1.07
Cappa 100 X 0.93	100	35	0.85	0.93	1.4	1.5	1.22	0.76	23.03	1.37	4.51	0.62	3.92	1.08
Cappa 100 X 1.28	100	35	1.24	1.28	1.92	2.05	1.68	0.77	32.25	2.33	6.26	0.85	3.93	1.08
Cappa 100 X 1.64	100	35	1.6	1.64	2.46	2.65	2.15	0.77	41.81	2.96	8.04	1.09	3.94	1.08
Cappa 150 X 1.28	150	35	1.24	1.28	1.92	2.71	2.18	0.81	62.64	3.51	10.63	1.33	3.96	0.97
Cappa 150 X 1.64	150	35	1.6	1.64	2.46	3.45	2.8	0.83	108.1	5.27	14.04	1.14	3.97	0.97
Cappa 200 X 1.28	200	35	1.24	1.28	1.92	3.32	2.68	0.91	168.86	2.72	16.64	0.91	7.13	0.9
Cappa 200 X 1.64	200	35	1.6	1.64	2.46	4.29	3.44	0.92	218	3.46	21.37	1.18	7.13	0.9



Perfil Estructural Liviano

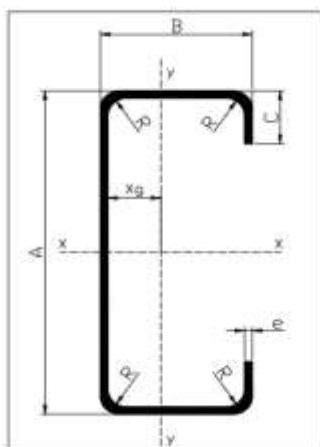
Acero de Grado estructural SS 37
 Acero Galvanizado G 90 (275 gramos de zinc x m²)
 Perforaciones adecuadas para paso de instalaciones eléctricas, A.A.P.P, cable, etc.
 Geometría constante

Aplicaciones:
 Pisos, Paredes, Cubiertas, Entrepisos
 Sistemas Constructivos Livianos

Catálogo Viga PGC

MEDIDAS Y CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL PANEL DE PERFIL C

Designación del perfil	Altura del Ala A	Ancho del Ala B	Ancho de la nervia	Espesor		Radio interior de acero R	Área de la sección nominal S	Masa por metro nominal M	Distancia al centro de gravedad XG	Momento de inercia		Módulo resistente		Radio de giro	
				Revestimiento	Revestimiento					Jx	Jy	Wx	Wy	ix	iy
				mm	mm					cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
Cruceño 90 X 0.93	90	45	17	0.93	0.93	1.4	1.75	1.43	1.45	22.45	4.4	4.99	1.72	3.58	1.53
Cruceño 90 X 1.28	90	45	17	1.24	1.28	1.92	2.41	1.95	1.45	30.48	5.9	6.77	2.32	3.58	1.50
Cruceño 90 X 1.64	90	45	17	1.6	1.64	2.46	3.07	2.48	1.45	38.3	7.33	8.51	2.88	3.53	1.53
Cruceño 100 X 0.93	100	45	17	0.93	0.93	1.4	1.84	1.5	1.38	28.71	4.58	5.74	1.74	3.95	1.57
Cruceño 100 X 1.28	100	45	17	1.24	1.28	1.92	2.54	2.05	1.38	39.03	6.13	7.81	2.34	3.92	1.55
Cruceño 100 X 1.64	100	45	17	1.6	1.64	2.46	3.23	2.59	1.38	49.1	7.81	9.57	2.83	3.9	1.54
Cruceño 150 X 1.28	150	45	17	1.24	1.28	1.92	3.16	2.65	1.32	102.03	6.99	13.63	2.63	6.05	1.43
Cruceño 150 X 1.64	150	45	17	1.6	1.64	2.46	4.05	3.23	1.31	128.99	8.94	17.2	3.09	5.84	1.41
Cruceño 200 X 1.28	200	44	17	1.24	1.28	1.92	3.87	3.13	1.27	154.36	9.49	21.44	2.85	7.44	1.37
Cruceño 200 X 1.64	200	44	17	1.6	1.64	2.46	4.86	3.97	1.27	211.87	11.82	27.19	3.55	7.41	1.34



Perfil Estructural Liviano

Acero de Grado estructural SS 37
 Acero Galvanizado G 90 (275 gramos de zinc x m²)
 Perforaciones adecuadas para paso de instalaciones eléctricas, A.A.P.P, cable, etc.
 Geometría constante

Aplicaciones:
 Pisos, Paredes, Cubiertas, Entrepisos
 Sistemas Constructivos Livianos

➤ Hoja de cálculo para Bambu

ALGORITMO PARA REDISEÑO DE ESTRUCTURAS DE BAMBÚ				
VARIABLE	VALOR	UNIDADES	DEFINICIÓN.	EXTRAS
0.- INGRESO DE LA GEOMETRÍA Y PROPIEDADES DEL BAMBÚ				
D	12	cm	Diametro mayor	
t	1.2	cm	Espesor del bambú	
d	9.6	cm	Diámetro menor	
lo=	600.95	cm4	Inercia de la sección trasversal	
PROPIEDADES FÍSICO-MECÁNICAS				
E0.5	122366.4	Kgf/cm2	Módulo de Elasticidad 0.5.	
E0.05	76479	Kgf/cm2	Módulo de Elasticidad 0.05.	
Emin	40788.8	Kgf/cm2	Módulo de Elasticidad mínimo.	
G0.5	4370.23	Kgf/cm2	Módulo de corte 0.5.	
G0.05	2731.39	Kgf/cm2	Módulo de corte 0.05.	
Gmin	1456.74	Kgf/cm2	Módulo de corte mínimo.	
ESFUERZOS ADMISIBLES				
Fb	152.96	Kgf/cm2	Esfuerzo admisible a Flexión.	
Ft	193.75	Kgf/cm2	Esfuerzo admisible a Tracción.	
Fc	142.76	Kgf/cm2	Esfuerzo admisible a Compresión longitudinal.	
Fp	14.28	Kgf/cm2	Esfuerzo admisible a compresión trasversal.	
Fv	12.24	Kgf/cm2	Esfuerzo admisible a Corte.	
DATOS DE LA ZONA				
CH	16%	%	Contenido de humedad del sitio.	
T (°c)	13	GRADOS C.	Temperatura de la zona del proyecto.	
Ct (parcial)	1		coeficiente parcial de modificación de temperatura.	
C serv.	Húmedo	-	Condiciones de servicio.	
1.- DISEÑO FINAL DE VIGAS				
STEINER				
SECCIÓN	2C2F		(ver tabla 00A)	
ÁREA	162.86	cm2	Área de la sección	
Ycg (cm)	12	cm	Centro de gravedad y-y	
Xcg (cm)	12	cm	Centro de gravedad x-x	
Inercia (cm4) Y-Y	8266.78	cm4	Momento de Inercia y-y	
radio de giro Y-Y	7.12	cm	Radio de giro y-y	
S Módulo de sección(cm3) Y-Y	688.90	cm3	Módulo de sección y-y	
h (cm)	24	cm	Altura total de la sección	
Inercia (cm4) X-X	8266.78	cm4	Momento de inercia x-x	
radio de giro X-X	7.12	cm	Radio de giro x-x	
S Módulo de sección(cm3) Y-Y	688.90	cm3	Módulo de sección x-x	
DATOS DE VIGAS				
L viga principal	2.5	m	Longitud de la viga principal.	
Qd	58.64	Kg/m	Carga muerta distribuida	
QL	100	Kg/m	Carga viva distribuida.	
V(programa)	325.81	Kgf	Cortante extraido del programa.	
M(programa)	359.98	kgf.m	Momento extraido del programa.	
Servicio	con acabados flexibles			
Delta		240	Coefficiente de deflexión	
Dads	10	mm	Deflexión admisible normativa	
CÁLCULO DE CARGA PARA SECCIONES.				
W	217.28	Kgf/m	carga para el cálculo de sección.	
W-i	158.64	Kgf/m	carga para deflexiones inmediatas.	
W-f	294.19	Kgf/m	Carga para deflexiones diferidas.	
INERCIAS POR DEMANDA DE DISEÑO				D/C
PARA (E 0.05)				
Iw (E005)	1387.23	cm4	Inercia para el cálculo de sección.	16.8%
Iw-i (E005)	1012.84	cm4	Inercia para verificación de deflexiones i.	12.3%
Iw-f (E005)	1878.27	cm4	Inercia para verificación de deflexiones f.	22.7%
PARA (E min) PREFERENCIAL				
Iw (Emin)	2601.05	cm4	Inercia para el cálculo de sección.	31.5%
Iw-i (Emin)	1899.07	cm4	Inercia para verificación de deflexiones i.	23.0%
Iw-f (Emin)	3521.76	cm4	Inercia para verificación de deflexiones f.	42.6%

FLEXIÓN			
H/D	1	cm/cm	No requiere soporte lateral
CD	0.9		Coefficiente de modificación por duración de la carga
Cm	0.83		Coefficiente de modificación por contenido de humedad
Ct	1		Coefficiente de modificación por temperatura.
CL	0.98	0.63	Coefficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas.
CF	1		Coefficiente de modificación por forma.
Cr	1		Coefficiente de modificación por distribución de cargas.
Cc	0.86		Coefficiente de modificación por cortante.
f'b	96.30	Kgf/cm2	Esfuerzo admisible modificado a flexión.
fb	52.25	Kgf/cm2	Esfuerzo a flexión actuante.
D/C	54.3%		Demanda/Capacidad

CORTANTE			
Vcal	263.25448	Kg	Cortante de cálculo
CD	0.9		Coefficiente de modificación por duración de la carga
Cm	0.89		Coefficiente de modificación por contenido de humedad
Ct	1		Coefficiente de modificación por temperatura.
CL	0.98	0.68	Coefficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas.
CF	1		Coefficiente de modificación por forma.
Cr	1		Coefficiente de modificación por distribución de cargas.
Cc	0.86		Coefficiente de modificación por cortante.
F'v	8.26	Kg/cm2	Esfuerzo admisible modificado para corte.
Fv	3.21	Kg/cm2	Esfuerzo cortante
D/C	38.8%		Demanda/Capacidad

APLASTAMIENTO			
b	12	cm	Ancho de apoyo, donde descanza la viga principal (>= Diámetro exterior).
Cm	0.89		Coefficiente de modificación por contenido de humedad
Ct	1		Coefficiente de modificación por temperatura.
CL	0.98	0.75	Coefficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas.
CF	1		Coefficiente de modificación por forma.
Cr	1		Coefficiente de modificación por distribución de cargas.
Cc	0.86		Coefficiente de modificación por cortante.
C-relleno o C-vacio	SI		Condición de relleno de mortero
F'p	10.71	Kg/cm2	Esfuerzo admisible modificado para corte transversal.
tpromedio=	5.45	cm	Espesor promedio en función del los culmos utilizados.
Fp	3.39	Kg/cm2	Esfuerzo aplicable.
D/C	31.7%		Demanda/Capacidad

TENSIÓN			
Cm	0.89		Coefficiente de modificación por contenido de humedad
Ct	1		Coefficiente de modificación por temperatura.
CL	0.98	0.75	Coefficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas.
CF	1		Coefficiente de modificación por forma.
Cr	1		Coefficiente de modificación por distribución de cargas.
Cc	0.86		Coefficiente de modificación por cortante.
F't	145.33	Kg/cm2	Esfuerzo admisible modificado para corte transversal.
Fuerza sismo	186.19	kgf	Tracción por efecto de sismo.
Ft	1.14	Kg/cm2	
D/C	0.8%		Demanda/Capacidad

2.- DISEÑO FINAL DE COLUMNAS Y DIAGONALES

STEINER			
SECCIÓN	2C2F		(ver tabla 00A)
ÁREA	162.86	cm2	Área de la sección
Ycg (cm)	12	cm	Centro de gravedad y-y
Xcg (cm)	12	cm	Centro de gravedad x-x
Inercia (cm4) Y-Y	8266.78	cm4	Momento de Inercia y-y
radio de giro Y-Y	7.12	cm	Radio de giro y-y
S Módulo de sección(cm3) Y-Y	688.90	cm3	Módulo de sección y-y
h (cm)	24	cm	Altura total de la sección
Inercia (cm4) X-X	8266.78	cm4	Momento de inercia x-x
radio de giro X-X	7.12	cm	Radio de giro x-x
S Módulo de sección(cm3) Y-Y	688.90	cm3	Módulo de sección x-x

CARGAS GRAVITACIONALES ACTUANTES

P columna (programa)	454.55	Kgf	Carga aplicada a la columna desde el programa (envolvente).
M programa	115.26	Kg-m	Momento aplicado a la columna desde el programa (envolvente).
V programa	46.41	Kg	Cortante aplicado a la columna desde el programa (envolvente).
T programa	0	Kg	Tensión aplicado a la columna desde el programa (envolvente).

COMPRESIÓN AXIAL

CD	0.9		0.51	Coefficiente de modificación por duración de la carga
Cm	0.83			Coefficiente de modificación por contenido de humedad
Ct	1			Coefficiente de modificación por temperatura.
CF	1			Coefficiente de modificación por forma.
Cr	1			Coefficiente de modificación por distribución de cargas.
Cc	0.86			Coefficiente de modificación por cortante.
CP	0.792		Coefficiente de modificación por estabilidad de columnas.	
C	0.8		Valor para cualquier sección.	
Utilizar Cp=	NO		Cuando un miembro a compresión es soportado en toda su longitud y en ambas direcciones principales, para prevenir desplazamientos laterales, Cp=1	
F ^c	91.71	Kgf/cm2	Esfuerzo admisible a la compresión paralela a la fibras, modificado sin CP	
FCE	12.52			
FCE/F ^c	1.39			
Lcolumna	2	m	Altura de la columna.	
k	2		Coefficiente de longitud efectiva	
Le	4	m	Longitud efectiva	
λ X-X	56.14		Relacion esbeltez del elemento x-x. (<150)	
λ Y-Y	56.14		Relacion esbeltez del elemento y-y. (<150)	
F ^c	91.71	Kgf/cm2	Esfuerzo admisible a la compresión paralela a la fibras	
Ck	74.07		Esbeltez Ck, límite entre columnas.	
C columna	INTERMEDIA		Clasificación de columnas.	
Fc	0.33	Mpa.	Esfuerzo de compresión paralelo a la fibra actuante.	
Fc	3.38	Kgf/cm2	Esfuerzo de compresión paralelo a la fibra actuante.	
D/C	3.7%		Demanda sobre capacidad.	

TENSIÓN AXIAL

ft	0.000	Kgf/cm2	Esfuerzo de Tensión actuante.
fb	16.73	Kgf/cm2	Esfuerzo de Flexión actuante.
f ^t	124.47	Kgf/cm2	Esfuerzo de tensión admisible modificado.
f ^b	98.26	Kgf/cm2	Esfuerzo de flexión admisible modificado.
	0.1703		CORRECTO

FLEXO-COMPRESIÓN.

Ncr	38999.45 kg	CORRECTO	Carga Crítica de Euler.
km	1.02		Coefficiente de magnificación de momento.
	0.21	CORRECTO	

Hoja de cálculo de prediseño

ALGORITMO PARA ESTRUCTURAS DE BAMBÚ				
VARIABLE	VALOR	UNIDADES	DEFINICIÓN.	EXTRAS
0.- INGRESO DE LA GEOMETRÍA Y PROPIEDADES DEL BAMBÚ				
D	12	cm	Diametro mayor	
t	1.2	cm	Espesor del bambú	
d	9.6	cm	Diámetro menor	
lo=	600.95	cm4	Inercia de la sección trasnversal	
CONFIGURACIÓN DE VANOS (cuadro de diseño)				
Vizq	2	m	Vano izquierdo	
Vder	2	m	vano derecho	
Vsup	2.5	m	vano superior	
Vinf	1.25	m	vano inferior	
PROPIEDADES FÍSICO-MECÁNICAS				
E0.5	122366.4	Kgf/cm2	Módulo de Elasticidad 0.5.	
E0.05	76479	Kgf/cm2	Módulo de Elasticidad 0.05.	
Emin	40788.8	Kgf/cm2	Módulo de Elasticidad mínimo.	
G0.5	4370.23	Kgf/cm2	Módulo de corte 0.5.	
G0.05	2731.39	Kgf/cm2	Módulo de corte 0.05.	
Gmin	1456.74	Kgf/cm2	Módulo de corte mínimo.	
ESFUERZOS ADMISIBLES				
Fb	152.96	Kgf/cm2	Esfuerzo admisible a Flexión.	
Ft	193.75	Kgf/cm2	Esfuerzo admisible a Tracción.	
Fc	142.76	Kgf/cm2	Esfuerzo admisible a Compresión longitudinal.	
Fp	14.28	Kgf/cm2	Esfuerzo admisible a compresión trasnversal.	
Fv	12.24	Kgf/cm2	Esfuerzo admisible a Corte.	
CARGAS MUERTAS				
Lh	0	Kgf/m2	Loseta de hormigón (En función del espesor).	
M	0	Kgf/m2	Mampostería.	
Acabados	0	Kgf/m2	Acabados.	
Pm	30	Kgf/m2	Piso de madera.	
Lb	20	Kgf/m2	Latilla de bambú.	
Ins		Kgf/m2	Instalaciones.	
Techo	0	Kgf/m2	Techo (raso).	
M	0	Kgf/m2	Peso propio.	
CARGA M adc	50	Kgf/m2	carga muerta total.	
CARGA VIVA				
CALGA L	200	Kgf/m2	carga viva total	
CARGA DE DISEÑO				
CARGA M+L	250	Kg/m2	Carga de diseño.	
DATOS DE LA ZONA				
CH	16%	%	Contenido de humedad del sitio.	
T (°c)	13	GRADOS C.	Temperatura de la zona del proyecto.	
Ct (parcial)	1		coeficiente parcial de modificación de temperatura.	
C serv.	Húmedo	-	Condiciones de servicio.	

1.- VIGAS SECUNDARIAS

STEINER

SECCIÓN	1C2F		(ver tabla 00A)
ÁREA	81.43	cm ²	Área de la sección.
Ycg (cm)	12	cm	Centro de gravedad y-y.
Xcg (cm)	6	cm	Centro de gravedad x-x.
Inercia (cm ⁴) Y-Y	4133.39	cm ⁴	Momento de Inercia y-y.
radio de giro Y-Y	7.12	cm	Radio de giro y-y.
S Módulo de sección(cm ³) Y-Y	344.45	cm ³	Módulo de sección y-y.
h (cm)	24	cm	Altura total de la sección.
Inercia (cm ⁴) X-X	1201.91	cm ⁴	Momento de inercia x-x.
radio de giro X-X	3.84	cm	Radio de giro x-x.
S Módulo de sección(cm ³) Y-Y	200.32	cm ³	Módulo de sección x-x.

DATOS DE VIGAS

NVS	3	u	Número de vigas secundarias.
Sentido	X		Sentido de vigas.
Lvs	2.5	m	Longitud máxima de la viga secundaria.
Sepvs (D<S<= 50 cm)	50	cm	Separación de las vigas secundarias.
q	125.00	Kgf/m	Cargal lineal sobre vigas secundarias.
V	156.25	Kgf	Cortante actuante sobre la viga secundaria.
M	97.65625	Kgf.m	Momento actuante sobre la viga secundaria.
V(programa)	0	Kgf	Cortante extraido del programa.
M(programa)	0	Kgf.m	Momento extraido del programa.
Servicio	con acabados flexibles		
Delta		240	Coefficiente de deflexión
Dads	10	mm	Deflexión admisible normativa

CÁLCULO DE CARGA PARA SECCIONES.

W	150.00	Kgf/m	carga para el cálculo de sección.
W-i	125.00	Kgf/m	carga para deflexiones inmediatas.
W-f	200.00	Kgf/m	Carga para deflexiones diferidas.

INERCIAS POR DEMANDA DE DISEÑO PARA CONTROL DE DEFLEXIONES.

				D/C
PARA (E 0.05)				
Iw (E005)	957.68	cm ⁴	Inercia para el cálculo de sección.	23.2%
Iw-i (E005)	798.06	cm ⁴	Inercia para verificación de deflexiones i.	19.3%
Iw-f (E005)	1276.90	cm ⁴	Inercia para verificación de deflexiones f.	30.9%
PARA (E min) PREFERENCIAL				
Iw (Emin)	1795.64	cm ⁴	Inercia para el cálculo de sección.	43.4%
Iw-i (Emin)	1496.37	cm ⁴	Inercia para verificación de deflexiones i.	36.2%
Iw-f (Emin)	2394.19	cm ⁴	Inercia para verificación de deflexiones f.	57.9%

FLEXIÓN

H/D	2	cm/cm	no requiere soporte lateral
CD	0.9		Coefficiente de modificación por duración de la carga
Cm	0.83		Coefficiente de modificación por contenido de humedad
Ct	1		Coefficiente de modificación por temperatura.
CL	0.98	0.63	Coefficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas.
CF	1		Coefficiente de modificación por forma.
Cr	1		Coefficiente de modificación por distribución de cargas.
Cc	0.86		Coefficiente de modificación por cortante.
f'b	96.30	Kgf/cm ²	Esfuerzo admisible modificado a flexión.
fb	28.35	Kgf/cm ²	Esfuerzo a flexión actuante.
D/C	29.4%		Demanda/Capacidad.

CORTANTE			
Vcal	126.25	Kg	Cortante de cálculo
CD	0.9	0.68	Coefficiente de modificación por duración de la carga
Cm	0.89		Coefficiente de modificación por contenido de humedad (localidades de Ecuador).
Ct	1		Coefficiente de modificación por temperatura.
CL	0.98		Coefficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas (H/b).
CF	1		Coefficiente de modificación por forma.
Cr	1		Coefficiente de modificación por distribución de cargas.
Cc (Lvs/D mayor 15)	0.86		Coefficiente de modificación por cortante.
F'v	8.26		Kg/cm2
Fv	3.08	Kg/cm2	Esfuerzo cortante.
D/C	37.2%		Demanda/Capacidad.

APLASTAMIENTO			
b	12	cm	Ancho de apoyo donde descanza la viga secundaria (>= Diámetro exterior).
CD	0.9	0.68	Coefficiente de modificación por duración de la carga
Cm	0.89		Coefficiente de modificación por contenido de humedad
Ct	1		Coefficiente de modificación por temperatura.
CL	0.98		Coefficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas.
CF	1		Coefficiente de modificación por forma.
Cr	1		Coefficiente de modificación por distribución de cargas.
Cc	0.86		Coefficiente de modificación por cortante.
C-relleno o C-vacio	SI		
F'p	9.64	Kg/cm2	Esfuerzo admisible modificado para corte transversal.
tpromedio=	3.92	cm	Espesor promedio en función de los culmos utilizados.
Fp	15.25	Kg/cm2	
D/C	158.3%		Demanda/Capacidad

TENSIÓN			
CD	0.9	0.68	Coefficiente de modificación por duración de la carga
Cm	0.89		Coefficiente de modificación por contenido de humedad
Ct	1		Coefficiente de modificación por temperatura.
CL	0.98		Coefficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas.
CF	1		Coefficiente de modificación por forma.
Cr	1		Coefficiente de modificación por distribución de cargas.
Cc	0.86		Coefficiente de modificación por cortante.
F'p	130.80		Kg/cm2
Fuerza sismo	1000	kgf	Tracción por efecto de sismo.
Fp	12.28	Kg/cm2	
D/C	9.4%		

2.- VIGAS PRINCIPALES

STEINER			
SECCIÓN	2C2F		(ver tabla 00A)
ÁREA	162.86	cm2	Área de la sección
Ycg (cm)	12	cm	Centro de gravedad y-y
Xcg (cm)	12	cm	Centro de gravedad x-x-
Inercia (cm4) Y-Y	8266.78	cm4	Momento de Inercia y-y-
radio de giro Y-Y	7.12	cm	Radio de giro y-y
S Módulo de sección(cm3) Y-Y	688.90	cm3	Módulo de sección y-y
h (cm)	24	cm	Altura total de la sección
Inercia (cm4) X-X	8266.78	cm4	Momento de inercia x-x
radio de giro X-X	7.12	cm	Radio de giro x-x
S Módulo de sección(cm3) Y-Y	688.90	cm3	Módulo de sección x-x

DATOS DE VIGAS

# espacio	4		Número de espacios entre vigas secundarias.
L min vano	1.25	m	Longitud menor del vano de diseño.
L viga principal	2.00	m	Longitud de la viga principal.
C ap	234.375	Kg	Carga aplicada puntual a la viga principal.
V	351.56	Kgf	Cortante actuante sobre la viga Principal.
M	146.48	kgf.m	Momento actuante sobre la viga principal.
Qd	70.31	Kg/m	Carga muerta distribuida
QL	281.25	Kg/m	Carga viva distribuida.
V(programa)		Kgf	Cortante extraído del programa.
M(programa)		kgf.m	Momento extraído del programa.
Servicio	con acabados flexibles		
Delta	240		Coefficiente de deflexión
Dads	8	mm	Deflexión admisible normativa

CÁLCULO DE CARGA PARA SECCIONES.

W	421.88	Kgf/m	carga para el cálculo de sección.
W-i	351.56	Kgf/m	carga para deflexiones inmediatas.
W-f	562.50	Kgf/m	Carga para deflexiones diferidas.

INERCIAS POR DEMANDA DE DISEÑO

INERCIAS POR DEMANDA DE DISEÑO				D/C
PARA (E 0.05)				
Iw (E005)	1379.06	cm4	Inercia para el cálculo de sección.	16.7%
Iw-i (E005)	1149.21	cm4	Inercia para verificación de deflexiones i.	13.9%
Iw-f (E005)	1838.74	cm4	Inercia para verificación de deflexiones f.	22.2%
PARA (E min) PREFERENCIAL				
Iw (Emin)	2585.73	cm4	Inercia para el cálculo de sección.	31.3%
Iw-i (Emin)	2154.77	cm4	Inercia para verificación de deflexiones i.	26.1%
Iw-f (Emin)	3447.64	cm4	Inercia para verificación de deflexiones f.	41.7%

FLEXIÓN

H/D	1	cm/cm	No requiere soporte lateral
CD	0.9		Coefficiente de modificación por duración de la carga
Cm	0.83		Coefficiente de modificación por contenido de humedad
Ct	1		Coefficiente de modificación por temperatura.
CL	0.98	0.63	Coefficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas.
CF	1		Coefficiente de modificación por forma.
Cr	1		Coefficiente de modificación por distribución de cargas.
Cc	0.86		Coefficiente de modificación por cortante.
f'b	96.30	Kgf/cm2	Esfuerzo admisible modificado a flexión.
fb	21.26	Kgf/cm2	Esfuerzo a flexión actuante.
D/C	22.1%		Demanda/Capacidad

CORTANTE

Vcal	267.1875	Kg	Cortante de cálculo
CD	0.9		Coefficiente de modificación por duración de la carga
Cm	0.89		Coefficiente de modificación por contenido de humedad
Ct	1		Coefficiente de modificación por temperatura.
CL	0.98	0.68	Coefficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas.
CF	1		Coefficiente de modificación por forma.
Cr	1		Coefficiente de modificación por distribución de cargas.
Cc	0.86		Coefficiente de modificación por cortante.
F'v	8.26	Kg/cm2	Esfuerzo admisible modificado para corte.
Fv	3.25	Kg/cm2	Esfuerzo cortante
D/C	39.4%		Demanda/Capacidad

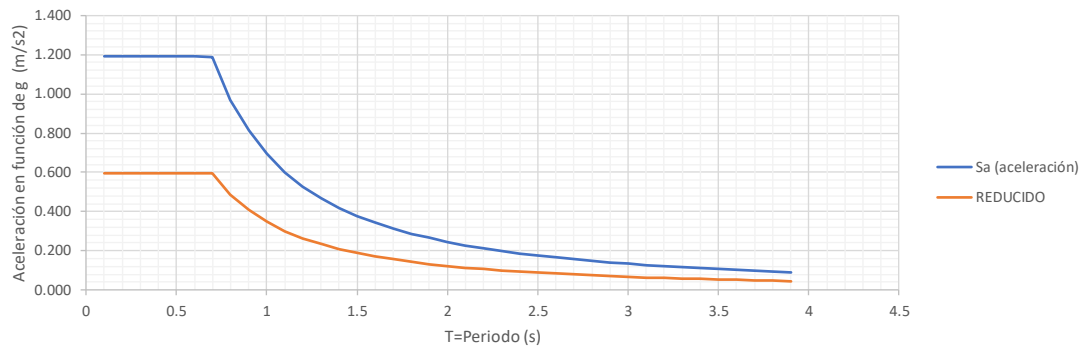
APLASTAMIENTO			
b	12	cm	Ancho de apoyo, donde descanza la viga principal (>= Diámetro exterior).
Cm	0.89	0.75	Coefficiente de modificación por contenido de humedad
Ct	1		Coefficiente de modificación por temperatura.
CL	0.98		Coefficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas.
CF	1		Coefficiente de modificación por forma.
Cr	1		Coefficiente de modificación por distribución de cargas.
Cc	0.86		Coefficiente de modificación por cortante.
C-relleno o C-vacio	SI		Condición de relleno de mortero
F'p	10.71	Kg/cm2	Esfuerzo admisible modificado para corte transversal.
tpromedio=	5.45	cm	Espesor promedio en función del los culmos utilizados.
Fp	17.75	Kg/cm2	Esfuerzo aplicable.
D/C	165.8%		Demanda/Capacidad

TENSIÓN			
Cm	0.89	0.75	Coefficiente de modificación por contenido de humedad
Ct	1		Coefficiente de modificación por temperatura.
CL	0.98		Coefficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas.
CF	1		Coefficiente de modificación por forma.
Cr	1		Coefficiente de modificación por distribución de cargas.
Cc	0.86		Coefficiente de modificación por cortante.
F't	145.33	Kg/cm2	Esfuerzo admisible modificado para corte transversal.
Fuerza sismo	1000	kgf	Tracción por efecto de sismo.
Ft	6.14	Kg/cm2	
D/C	4.2%		Demanda/Capacidad

3.- COLUMNAS

STEINER			
SECCIÓN	2C2F		(ver tabla 00A)
ÁREA	162.86	cm2	Área de la sección
Ycg (cm)	12	cm	Centro de gravedad y-y
Xcg (cm)	12	cm	Centro de gravedad x-x
Inercia (cm4) Y-Y	8266.78	cm4	Momento de Inercia y-y
radio de giro Y-Y	7.12	cm	Radio de giro y-y
S Módulo de sección(cm3) Y-Y	688.90	cm3	Módulo de sección y-y
h (cm)	24	cm	Altura total de la sección
Inercia (cm4) X-X	8266.78	cm4	Momento de inercia x-x
radio de giro X-X	7.12	cm	Radio de giro x-x
S Módulo de sección(cm3) Y-Y	688.90	cm3	Módulo de sección x-x

FUERZA SÍSMICA (POR RESPUESTA DE ESPECTRO)			
Z	0.4	g	Factor de zona.
I	1		Factor de importancia.
ø p	1		Factor de planta.
ø e	1		Factor de elevación.
Fs	1.28		Comportamiento no lineal de suelos
Fd	1.19		Ampliación de las ordenadas del espectro.
Fa	1.2		Ampliación del suelo.
R	2		Factor de reducción de respuesta Sísmica.
n	2.48		Relación de la aceleración espectral
r	1.5		
To	0.13	s	
Tc	0.70	s	
T estructura	0.35	s	Periodo de la estructura
Sa	1.1904	g	Espectro de respuesta elastico de aceleraciones.
Westructura	2000	Kgf	Peso de la estructura.
C basal	0.595		Coefficiente de cortante basal
V basal	1190.40	Kgf	Cortante Basal.



CARGAS GRAVITACIONALES ACTUANTES

Npisos	1		Números de pisos.
At	3.75	m ²	Área tributaria.
P columna	937.5	Kgf	Carga aplicada a la columna.
P columna (programa)	1000	Kgf	Carga aplicada a la columna desde el programa (sismo).
M programa	300	Kg-m	Momento aplicado a la columna desde el programa (sismo).
V programa	2000	Kg	Cortante aplicado a la columna desde el programa (sismo).
T programa	500	Kg	Tensión aplicado a la columna desde el programa (sismo).
Nex	2	u	Número de ejes en "X".
Ney	2	u	Número de ejes en "Y".
Nte	4		Número total de columnas.

COMPRESIÓN AXIAL

CD	0.9		Coefficiente de modificación por duración de la carga
Cm	0.83		Coefficiente de modificación por contenido de humedad
Ct	1		Coefficiente de modificación por temperatura.
CF	1	0.34	Coefficiente de modificación por forma.
Cr	1		Coefficiente de modificación por distribución de cargas.
Cc	0.81		Coefficiente de modificación por cortante.
CP	0.566		Coefficiente de modificación por estabilidad de columnas.
C	0.8		Valor para cualquier sección.
F _c	86.38	Kgf/cm ²	Esfuerzo admisible a la compresión paralela a la fibras, modificado sin CP
FCE	6.04		
FCE/F _c	0.71		
Lcolumna	2.4	m	Altura de la columna.
k	2.4		Coefficiente de longitud efectiva
Le	5.76	m	Longitud efectiva
λ X-X	80.85		Relacion esbeltez del elemento x-x. (<150)
λ Y-Y	80.85		Relacion esbeltez del elemento y-y. (<150)
F _c	48.86	Kgf/cm ²	Esfuerzo admisible a la compresión paralela a la fibras, modificado sin CP
Ck	101.48		Esbeltz Ck, límite entre columnas.
C columna	INTERMEDIA		Clasificación de columnas.
Fc	7.70	Kgf/cm ²	Esfuerzo de compresión paralelo a la fibra actuante.
D/C	8.9%		Demanda sobre capacidad.

TENSIÓN AXIAL

ft	3.07	Kgf/cm ²	Esfuerzo de Tensión actuante.
fb	0.44	Kgf/cm ²	Esfuerzo de Flexión actuante.
f _t	66.31	Kgf/cm ²	Esfuerzo de tensión admisible modificado.
f _b	52.35	Kgf/cm ²	Esfuerzo de flexión admisible modificado.
	0.05		CORRECTO

FLEXO-COMPRESIÓN.

Ncr	18807.60	kg	Carga Crítica de Euler.
km	1.09		Coefficiente de magnificación de momento.
	0.17		CORRECTO

➤ Apu de Steel framing

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CODIGO DE RUBRO	A.1.2		UNIDAD	u	
RUBRO	Conexión con estructura				
			Número de Hoja	2 de 9	
EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5%) Taladro magnético c/ broca	1	15	15	0.2	0.10 3.00
SUBTOTAL M					3.10
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Maestro de obra	1	5.5	5.5	0.2	1.10
Ayudante	1	4.2	4.2	0.20	0.84
SUBTOTAL N					1.94
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Placa base 20×20×0.5 cm (ASTM A36)	u	1	8	8	
Pernos de anclaje (∅ 5/8" × 30 cm)	u	2	2.2	4.4	
Tuercas y arandelas (galvanizadas)	u	2	0.4	0.8	
SUBTOTAL O					13.2
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					0
TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					18.24
INDIRECTOS % (20%)					3.65
Costo Total					21.88

1ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CODIGO DE RUBRO	A.2.1		UNIDAD	m	
RUBRO	Vigas tubo (2 PGC + 2 PGU)				
				Número de Hoja	3 de 9
EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5%)					0.04
SUBTOTAL M					0.04
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Operario estructural	1	5.5	5.5	0.09	0.50
Ayudante	1	4.2	4.2	0.09	0.38
SUBTOTAL N					0.87
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
PGC 150x1.28 mm		m	2	3	6
PGU 100x0.93 mm		m	2	1.6	3.2
SUBTOTAL O					9.2
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P					0
TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					10.12
INDIRECTOS % (20%)					2.02
Costo Total					12.14

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CODIGO DE RUBRO	A.2.2	UNIDAD			m
RUBRO	Vigas secundarias (PGC 150×1.28)				
				Número de Hoja	4 de 9
EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5%)					0.19
SUBTOTAL M					0.19
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Operario estructural	1	5.5	5.5	0.4	2.20
Ayudante	1	4.2	4.2	0.4	1.68
SUBTOTAL N					3.88
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
PGC 150x1.28 mm	m	1	3	3	
SUBTOTAL O					3
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					0
TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					7.07
INDIRECTOS % (20%)					1.41
Costo Total					8.49

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CODIGO DE RUBRO	A.2.3		UNIDAD	m	
RUBRO	Soleras inferiores y superiores				
				Número de Hoja	5 de 9
EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5%)					0.14
SUBTOTAL M					0.14
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Oficial montajista	1	5	5	0.3	1.50
Ayudante	1	4.2	4.2	0.3	1.26
SUBTOTAL N					2.76
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
PGU 100x0.93 mm		m	1	1.84	1.84
SUBTOTAL O					1.84
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P					0
TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					4.74
INDIRECTOS % (20%)					0.95
Costo Total					5.69

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CODIGO DE RUBRO	A.2.4		UNIDAD	m	
RUBRO	Montantes y arriostres				
				Número de Hoja	6 de 9
EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5%)					0.02
SUBTOTAL M					0.02
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Oficial montajista	1	5	5	0.05	0.25
Ayudante	1	4.2	4.2	0.1	0.21
SUBTOTAL N					0.46
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
PGC 100x0.93 mm		m	1	1.97	1.97
SUBTOTAL O					1.97
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P					0
TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2.45
INDIRECTOS % (20%)					0.49
Costo Total					2.94

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CODIGO DE RUBRO	A.2.5		UNIDAD	u	
RUBRO	Cercha de techo (PGC 150×1.28)				
				Número de Hoja	7 de 9
EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5%)					0.14
SUBTOTAL M					0.14
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Oficial montajista	1	5.00	5	0.3	1.50
Ayudante	1	4.20	4.2	0.3	1.26
SUBTOTAL N					2.76
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
PGC 150×1.28 mm galvanizado	m	12	3.00	36.00	
Tornillos autoperforantes T2	u	20	0.08	1.60	
Placas metálicas de conexión	u	2	0.75	1.50	
SUBTOTAL O					39.10
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					0
TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					42.00
INDIRECTOS % (20%)					8.40
Costo Total					50.40

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CODIGO DE RUBRO	A.2.6		UNIDAD	m ²	
RUBRO	Paneles estructurales entrepiso/cub.				
				Número de Hoja	8 de 9
EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5%)					0.28
SUBTOTAL M					0.28
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Oficial montajista	1	5.00	5	0.6	3.00
Ayudante	1	4.20	4.2	0.6	2.52
SUBTOTAL N					5.52
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B
OSB 11 mm		m2	1	8.20	8.20
Tornillos autoperforantes T2		u	12	0.08	0.96
SUBTOTAL O					9.16
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P					0
TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					14.96
INDIRECTOS % (20%)					2.99
Costo Total					17.95

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
CODIGO DE RUBRO	A.3.1		UNIDAD	m ²	
RUBRO	Tornillos y fijaciones estructurales				
				Número de Hoja	9 de 9
EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5%)					0.37
SUBTOTAL M					0.37
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Oficial montajista	1	5.00	5	0.8	4.00
Ayudante	1	4.20	4.2	0.8	3.36
SUBTOTAL N					7.36
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Tornillos T2 autoperforantes	u	14	0.08	1.12	
Tornillos punta broca T1	u	8	0.07	0.56	
Pletinas metálicas pequeñas	u	1	0.80	0.80	
Anclajes tipo L y tornillos	u	2	0.6	1.20	
SUBTOTAL O					3.68
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					0
TOTAL, COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					11.41
INDIRECTOS % (20%)					2.28
Costo Total					13.69