



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO ESTRUCTURAL Y COMPARACIÓN TÉCNICA DE UN EDIFICIO DE
TRES NIVELES, CON LA EVALUACIÓN DE DOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS:
MADERA ESTRUCTURAL Y ESTRUCTURA METÁLICA, EN EL SECTOR DE
QUITUMBE, CANTÓN QUITO, PROVINCIA PICHINCHA**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingenieras Civiles

AUTORAS: Lizeth Alexandra Gutiérrez Báez

Lady Karolina Vargas Guzmán

TUTORA: Jacqueline Vanessa Ochoa Román

Quito – Ecuador
2022

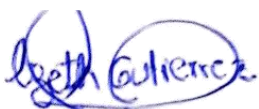
CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotras, Lizeth Alexandra Gutiérrez Báez con documento de identificación N° 1723128870 y Lady Karolina Vargas Guzmán con documento de identificación N° 0201902152; manifestamos que:

Somos las autoras y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 08 de febrero del 2022

Atentamente,



Lizeth Alexandra Gutiérrez Báez
1723128870



Lady Karolina Vargas Guzmán
0201902152

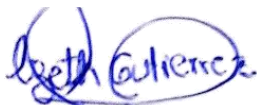
CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Nosotras, Lizeth Alexandra Gutiérrez Báez con documento de identificación N° 1723128870 y Lady Karolina Vargas Guzmán con documento de identificación N° 0201902152; expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto Técnico: “Diseño estructural y comparación técnica de un edificio de tres niveles, con la evaluación de dos sistemas constructivos: madera estructural y estructura metálica, en el sector de Quitumbe, cantón Quito, provincia Pichincha”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingenieras Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 08 de febrero del 2022

Atentamente,



Lizeth Alexandra Gutiérrez Báez
1723128870



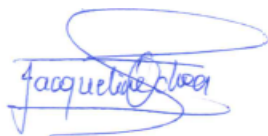
Lady Karolina Vargas Guzmán
0201902152

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Jacqueline Vanessa Ochoa Román con documento de identificación N° 1720556446, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: DISEÑO ESTRUCTURAL Y COMPARACIÓN TÉCNICA DE UN EDIFICIO DE TRES NIVELES, CON LA EVALUACIÓN DE DOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS: MADERA ESTRUCTURAL Y ESTRUCTURA METÁLICA, EN EL SECTOR DE QUITUMBE, CANTÓN QUITO, PROVINCIA PICHINCHA, realizado por Lizeth Alexandra Gutiérrez Báez con documento de identificación N° 1723128870 y por Lady Karolina Vargas Guzmán con documento de identificación N° 0201902152, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 08 de febrero del 2022

Atentamente,



Ing. Jacqueline Vanessa Ochoa Román, MSc

1720556446

DEDICATORIA

A Dios por darme salud y fuerza para culminar esta etapa de mi vida y por no permitirme renunciar en los momentos más críticos.

A mi padre le dedico principalmente este trabajo por estar a mi lado y apoyarme en todos los aspectos de mi vida, por todos sus consejos brindados que me inspiraron a crecer tanto personal como académicamente, y por todos los sacrificios realizados para verme triunfar y alcanzar todas mis metas plateadas.

A mi madre por ser mi mejor amiga y uno de mis motores para seguir adelante, por brindarme su cariño y apoyo e inspirarme a ser mejor cada día y motivarme a no renunciar a mis sueños.

A mi hermano Leonardo que siempre estuvo a mi lado apoyándome en lo que pudo y por ser una fuente de alegrías y por brindarme consejos tanto personales como académicos.

A mi primo Cristian Báez por su cariño y apoyo brindado a lo largo de mi vida y por ser una fuente de ejemplo e inspiración para seguir adelante.

A mi primo Gustavo Báez por acompañarme en mi crecimiento tanto personal como académico.

Lizeth Alexandra Gutiérrez Báez

A mi madre la persona que siempre ha estado a mi lado, luchando día a día para brindarme los medios y ayudando a forjar mi carácter y mis valores.

A mis abuelitos Amanda Borja y Héctor Guzmán, quienes me han apoyado en cada etapa de mi vida, por haberme amado como su última hija y siempre preocuparse por mi bienestar.

A mi tía Verónica y su esposo Mario por cada consejo y apoyo que me han brindado siempre que lo he necesitado.

A mi tía María Guzmán, por ser más que una hermana, por escucharme y darme un consejo siempre que lo he necesitado.

Lady Karolina Vargas Guzmán

AGRADECIMIENTO

A nuestra tutora la ingeniera Jacqueline Ochoa ya que con toda su paciencia, apoyo y conocimientos nos ha permitido desarrollar este trabajo. Gracias por confiar en nosotras y por la inspiración que nos brindó para poder aplicar todos nuestros conocimientos adquiridos de la mejor manera posible.

A mi amiga y compañera de tesis Lady Vargas por tu amistad durante todos estos años, por el buen equipo que formamos juntas, gracias por convertir estos meses de trabajo extenso en buenos momentos juntas.

Lizeth Alexandra Gutiérrez Báez

En primer lugar, a Dios por brindarme la fuerza y perseverancia para cumplir con cada meta que me he propuesto a lo largo de mi vida.

A nuestra tutora de tesis Ing. Jacqueline Ochoa, por su paciencia y el tiempo que ha brindado en la guía para obtener el presente proyecto.

A mi amiga quien es también mi compañera en este trabajo de titulación Lizeth Gutiérrez con quién hemos pasado tardes y veladas completas para culminar con éxito nuestra tesis.

Además, agradezco a todos mis docentes que me facilitaron sus conocimientos para aplicarlos en el ámbito profesional y por incentivarnos a continuar en nuestro proyecto de vida.

Para finalizar, también agradezco a los amigos que hice a lo largo de la carrera quienes hicieron de los días difíciles y pesados en la universidad más amenos y llevaderos.

Lady Karolina Vargas Guzmán

ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO I.....	1
ANTECEDENTES Y GENERALIDADES	1
1.1 Introducción	1
1.2 Problema.....	2
1.3 Delimitación	3
1.4 Justificación.....	4
1.5 Objetivos	5
1.5.1 Objetivo general	5
1.5.2 Objetivos específicos.....	5
CAPÍTULO II	6
MARCO TEÓRICO	6
2.1 Generalidades del acero estructural.....	6
2.1.1 Definición de acero estructural	6
2.2 Ventajas y desventajas de la utilización de acero estructural.....	7
2.3 Tipos de acero	8
2.3.1 Acero común	8
2.3.2 Aceros de alta resistencia	8
2.3.3 Aceros especiales	8

2.4	Clasificación de los perfiles comerciales	9
2.4.1	Acero laminado en caliente	9
2.4.2	Acero laminado en frío.....	9
2.5	Propiedades físicas de la estructura metálica	10
2.6	Propiedades mecánicas de la estructura metálica.....	10
2.7	Requisitos de diseño en estructura metálica.....	11
2.7.1	Método LRFD (Load and Resistance Factor Design).....	11
2.7.2	Combinaciones de cargas empleadas en el método LRFD	11
2.7.3	Factores de Reducción de resistencia.....	12
2.8	Conexiones en acero estructural.....	13
2.8.1	Conexiones apernadas	13
2.8.2	Conexiones soldadas	13
2.9	Generalidades de la madera.....	13
2.9.1	Definición de madera laminada.....	13
2.10	Tipos de laminación.....	14
2.11	Clasificación estructural de la madera.....	15
2.12	Ventajas y desventajas de la madera laminada.....	16
2.13	Ventajas del uso de materiales naturales	17
2.14	Madera que se emplea en la elaboración de madera laminada.....	18
2.15	Procedimiento de laminación de la madera.....	18

2.16	Propiedades físicas de la madera	19
2.16.1	Contenido de humedad de la madera.	19
2.16.2	Densidad.....	19
2.16.3	Higroscopicidad.	20
2.17	Propiedades mecánicas de la madera.....	20
2.17.1	Resistencia a la compresión paralela.....	21
2.17.2	Resistencia a la compresión perpendicular	21
2.17.3	Resistencia a la tracción.	22
2.17.4	Resistencia al corte.....	22
2.17.5	Resistencia a la flexión.....	22
2.18	Tensiones y factores de modificación	22
2.18.1	Tensiones básicas según la NCh 2165	23
2.18.2	Tensiones admisibles según la NCh 2165.....	23
2.18.3	Factores de modificación NSR-10	25
2.18.4	Tensiones de diseño según la NSR 10 en su capítulo G	29
2.19	Requisitos de diseño en madera laminada.....	30
2.19.1	Requisitos de resistencia:	30
2.19.2	Requisitos de rigidez:	30
2.20	Tipos de uniones usadas en madera laminada	31
2.20.1	Uniones mecánicas	31

2.20.2 Uniones tradicionales	32
CAPÍTULO III.....	34
METODOLOGÍA.....	34
3.1 Recopilación de información	34
3.2 Método	34
3.2.1 Predimensionamiento de los elementos estructurales y modelación	35
3.2.2 Análisis técnico	35
3.2.3 Análisis económico	36
3.2.4 Análisis técnico- económico	36
CAPÍTULO IV	37
GENERALIDADES DEL PROYECTO.....	37
4.1 Perfil de suelo.....	39
4.2 Descripción de la edificación original en hormigón armado	40
4.3 Descripción de la estructura a diseñar en acero estructural	40
4.4 Descripción de la estructura en madera laminada.....	40
CAPÍTULO V	41
DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS SÍSMICOS.....	41
5.1 Zonificación sísmica y factor de zona Z.	41
5.2 Tipo de perfil de suelo.....	42
5.3 Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd, Fs	42

5.3.1	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.	42
5.3.2	Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.	43
5.3.3	Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos	43
5.4	Coeficiente de importancia de la estructura (I)	44
5.5	Periodo de vibración T	45
5.5.1	Periodo de vibración T para estructuras de acero	45
5.5.2	Periodo de vibración de la estructura para edificaciones en madera.....	45
5.6	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.....	46
5.7	Coeficiente de irregularidad en planta y elevación	47
5.8	Factor de reducción de resistencia sísmica R.....	48
5.8.1	Factor de reducción sísmico para edificios de acero.....	48
5.8.2	Factor de reducción sísmico para edificios de madera.....	49
CAPÍTULO VI.....		50
CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA EN ACERO.....		50
6.1	Determinación de cargas verticales.....	50
6.1.1	Carga viva	50
6.1.2	Carga permanente.....	50
6.2	Prediseño de elementos estructurales	50
6.2.1	Prediseño de losa deck	50

6.2.2	Prediseño de viguetas	53
6.2.3	Prediseño de vigas	55
6.2.4	Prediseño de columnas	56
6.3	Acciones sísmicas	59
6.3.1	Corte basal de diseño.....	59
6.3.2	Cálculo del período de vibración T.....	60
6.3.3	Cálculo de la aceleración espectral S_a	60
6.3.4	Determinación del coeficiente sísmico	61
6.4	Verificación del comportamiento de la estructura ante acciones sísmicas	61
6.4.1	Torsión	61
6.4.2	Participación modal.....	63
6.4.3	Período fundamental	64
6.4.4	Verificación del cortante dinámico con respecto al cortante estático	64
6.4.5	Verificación de las derivas de piso.....	65
6.5	Diseño de elementos estructurales	67
6.5.1	Diseño de viguetas	67
6.5.2	Diseño de vigas	77
6.5.3	Diseño de columnas	84
6.5.4	Diseño de conexiones en acero	99
CAPÍTULO VII		112

CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA EN MADERA	112
7.1 Determinación de cargas verticales.....	112
7.1.1 Carga viva	112
7.1.2 Carga permanente.....	112
7.2 Prediseño de elementos estructurales.....	113
7.2.1 Prediseño de viguetas de madera	113
7.2.2 Prediseño de vigas de madera	115
7.2.3 Prediseño de columnas de madera	117
7.3 Acciones sísmicas	119
7.3.1 Cálculo del período de vibración T.....	119
7.3.2 Cálculo de la aceleración espectral S_a	119
7.3.3 Determinación del coeficiente sísmico	120
7.4 Verificación del comportamiento de la estructura ante acciones sísmicas.	121
7.4.1 Torsión	121
7.4.2 Participación Modal	121
7.4.3 Período Fundamental.....	122
7.4.4 Verificación del cortante dinámico con respecto al cortante estático	123
7.4.5 Verificación de las derivas de piso.....	124
7.5 Diseño de elementos estructurales	125
7.5.1 Diseño de viguetas	125

7.5.2	Diseño de vigas	133
7.5.3	Diseño de columnas	140
7.5.4	Diseño de uniones	153
CAPÍTULO VIII.....		166
ANÁLISIS COMPARATIVO		166
8.1	Cargas.....	166
8.2	Secciones.....	167
8.2.1	Vigas.....	167
8.2.2	Viguetas.....	167
8.2.3	Losas y columnas	168
8.3	Comparación sísmica	169
8.3.1	Cuadro comparativo de períodos de vibración.....	169
8.3.2	Comparación de derivas de piso.....	170
8.3.3	Participación modal.....	171
8.4	Cantidades de obra de hormigón armado.....	171
8.4.1	Kilogramos de acero totales	172
8.4.2	Sumatoria de kilogramos en toda la edificación	172
8.4.3	Volumen de hormigón en la edificación	173
8.4.4	Cantidad de malla electrosoldada empleada	174
8.5	Presupuesto edificio en hormigón armado.....	175

8.6	Cantidades de obra edificio en acero estructural.....	175
8.6.1	Perfiles laminados	175
8.6.2	Losa colaborante	176
8.6.3	Malla electrosoldada	176
8.6.4	Hormigón en la losa deck.....	177
8.7	Presupuesto del edificio en estructura metálica	177
8.8	Cantidades de obra de madera laminada	177
8.8.1	Secciones de madera laminada.....	177
8.8.2	Riostras.....	178
8.8.3	Tablero OSB.....	179
8.9	Presupuesto del edificio en madera laminada	180
8.10	Gráfica costo vs peso.....	181
	CONCLUSIONES	183
	RECOMENDACIONES	186

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Propiedades comunes del acero.	6
Tabla 2 Ventajas y desventajas del acero estructural.....	7
Tabla 3 Valores de F_y y F_u para acero ASTM A36.	8
Tabla 4 Combinación de cargas LRFD.....	11
Tabla 5 Factores de reducción de resistencia empleados en el método LRFD.....	12
Tabla 6 <i>Ventajas y desventajas de la madera laminada.</i>	16
Tabla 7 Tensiones básicas para emplear en base a laminación horizontal.	23
Tabla 8 Razón de resistencia para las tensiones básicas de flexión y compresión paralela.....	24
Tabla 9 Razón de resistencia (RR_{cp}).....	25
Tabla 10 Por contenido de humedad.....	26
Tabla 11 Coeficiente de modificación por duración de la carga.....	26
Tabla 12 Coeficiente de modificación por temperatura.....	27
Tabla 13 Factor de ajuste por longitud C_l	28
Tabla 14 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	41
Tabla 15 Clasificación de los perfiles de suelo.....	42
Tabla 16 Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.....	42
Tabla 17 Factor de sitio F_d	43
Tabla 18 Coeficiente F_s	43
Tabla 19 Coeficiente de importancia.	44
Tabla 20 Coeficientes C_t y α	45
Tabla 21 Valor n en base a la ubicación del proyecto.	46

Tabla 22	Factor r	47
Tabla 23	Factor de reducción de respuesta sísmica.	49
Tabla 24	Factor R para edificios de madera.	49
Tabla 25	Carga permanente que le llega a la losa.....	52
Tabla 26	Características de la viga IPE 200.	54
Tabla 27	Características de la viga IPE 200.	56
Tabla 28	Características de la viga HEB 200.	59
Tabla 29	Verificación de la torsión edificio de acero.	62
Tabla 30	Participación de masa modal.	63
Tabla 31	Verificación del 80% del cortante estático.	65
Tabla 32	Verificación de las derivas DX.....	66
Tabla 33	Verificación de las derivas DY.....	66
Tabla 34	Características de la vigueta IPE 220.....	67
Tabla 35	<i>Relación ancho-espesor para elementos en flexión.</i>	68
Tabla 36	Valores de Lb, Lr, Lp y verificaciones.	72
Tabla 37	Definición de Parámetros.....	73
Tabla 38	Características de la viga IPE 240.	77
Tabla 39	Valores de Lb, Lr, Lp y verificaciones.	81
Tabla 40	Características de la columna HEB 260.....	85
Tabla 41	Límites de esbeltez.....	85
Tabla 42	Definición de parámetros.....	87
Tabla 43	Esbeltez de la columna en las dos direcciones ortogonales.....	87
Tabla 44	Valores de Lb, Lr, Lp y verificaciones.	92

Tabla 45	Características principales de la placa.	102
Tabla 46	Resistencia de la placa de conexión bajo diferentes solicitaciones.	102
Tabla 47	Determinación del bloque de cortante.	103
Tabla 48	Determinación del corte en la placa.	104
Tabla 49	Características principales de la placa.	105
Tabla 50	Resistencia de la placa de conexión bajo diferentes solicitaciones.	106
Tabla 51	Determinación del bloque de cortante.	107
Tabla 52	Determinación del corte en la placa.	107
Tabla 53	Resistencia en la zona de conexión.	108
Tabla 54	Características principales de la placa.	109
Tabla 55	Geometría placa base.	111
Tabla 56	Cuantificación cargas permanentes.	112
Tabla 57	Sumatoria de carga muerta y viva.	113
Tabla 58	Obtención del cortante y momento para el prediseño.	114
Tabla 59	Sumatoria de carga viva y muerta para el prediseño.	115
Tabla 60	Determinación de cortante y momento.	116
Tabla 61	Cargas actuantes en el entrepiso y tapagrada.	118
Tabla 62	Verificación de la torsión edificio de madera.	121
Tabla 63	Participación de masa modal.	122
Tabla 64	<i>Verificación del 80% del cortante estático.</i>	123
Tabla 65	Chequeo derivas de piso Dx.	124
Tabla 66	Chequeo derivas de piso Dy.	124
Tabla 67	Propiedades de la vigueta.	125

Tabla 68	Tensiones básicas de la madera.	126
Tabla 69	Factores de modificación para tensiones admisibles.	126
Tabla 70	Tensiones admisibles para madera laminada.	127
Tabla 71	Factores de modificación empleados en el diseño de viguetas.	127
Tabla 72	Propiedades de la viga.	134
Tabla 73	Tensiones básicas de la madera laminada.	134
Tabla 74	Factores de modificación para tensiones admisibles.	134
Tabla 75	Tensiones admisibles para madera laminada.	135
Tabla 76	Factores de modificación empleados en el diseño de vigas.	135
Tabla 77	Propiedades de la columna.	141
Tabla 78	Tensión a compresión básica.	144
Tabla 79	Factores de modificación para compresión paralela.	145
Tabla 80	Tensión admisible a compresión paralela.	145
Tabla 81	Factores modificadores para determinar tensiones de diseño.	146
Tabla 82	Tensiones de diseño.	147
Tabla 83	Coefficiente de flexibilidad de uniones Cf.	150
Tabla 84	Coefficientes Cn para cálculo de Fvef.	152
Tabla 85	Características principales de la placa.	154
Tabla 86	Verificaciones de la placa de unión de la columna.	155
Tabla 87	Revisión de conectores a corte.	156
Tabla 88	Características de la placa de la viga.	156
Tabla 89	Verificaciones de la placa de la viga bajo distintas solicitaciones.	157
Tabla 90	Revisión de conectores a corte.	158

Tabla 91	Características principales de la placa de unión de la viga.	159
Tabla 92	Verificaciones de la placa de la viga bajo distintas solicitaciones.....	159
Tabla 93	Revisión de conectores a corte.....	160
Tabla 94	Características principales de la placa de unión de la vigueta.	161
Tabla 95	Verificaciones de la placa de la vigueta bajo distintas solicitaciones.....	162
Tabla 96	Revisión de conectores a corte.....	163
Tabla 97	Características principales de la placa de unión columna zapata.	164
Tabla 98	Carga muerta de las dos alternativas.....	166
Tabla 99	Secciones definitivas de vigas empleadas.....	167
Tabla 100	Secciones de viguetas definitivas.....	168
Tabla 101	Secciones definitivas de columnas.....	169
Tabla 102	Períodos de vibración de las dos alternativas.	169
Tabla 103	Participación de masa modal de las dos alternativas.	171
Tabla 104	Peso en kg de acero distribuido por elementos estructurales.....	172
Tabla 105	Resumen de acero total en la edificación.....	172
Tabla 106	Volumen de hormigón en columnas.	173
Tabla 107	Volumen de hormigón en vigas.	173
Tabla 108	Volumen de hormigón en losa.	174
Tabla 109	Cantidad y costo total malla electrosoldada.	174
Tabla 110	Presupuesto total edificio de hormigón armado.....	175
Tabla 111	Presupuesto de los perfiles de acero estructural.	175
Tabla 112	Costo de la losa colaborante.	176
Tabla 113	Costo de la malla electrosoldada.....	176

Tabla 114	Costo de hormigón para la losa deck.	177
Tabla 115	Presupuesto general del edificio en estructura metálica.	177
Tabla 116	Secciones de madera laminada.	178
Tabla 117	Riostras verticales.	179
Tabla 118	Tablero OSB con espesor de 18.3mm.....	179
Tabla 119	Presupuesto final en madera laminada.....	180
Tabla 120	Costo y peso de cada alternativa.....	181

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	Gráfica esfuerzo vs deformación.....	10
Figura 2	Laminación vertical.....	14
Figura 3	Esquema laminación horizontal.	15
Figura 4	<i>Emisiones netas de CO₂</i>	17
Figura 5	Cantidad de CO ₂ almacenado.....	18
Figura 6	Proceso de laminación de la madera laminada.....	19
Figura 7	Curva esfuerzo deformación para madera.....	21
Figura 8	Esquema unión mecánica.....	31
Figura 9	Tipos de clavija.....	32
Figura 10	Esquema unión tradicional.....	33
Figura 11	Planta arquitectónica Nv+3.08.	38
Figura 12	Vista en 3D de la edificación.	39
Figura 13	Zonas sísmicas del Ecuador.	41
Figura 14	Configuración en planta y elevación ideal.	48
Figura 15	Configuración losa deck.....	51
Figura 16	Diagrama de momento de una viga continua.	55
Figura 17	Espectro elástico y de diseño Acero.....	61
Figura 18	Determinación de L, Lb.....	70
Figura 19	Momento último de la vigueta.....	74
Figura 20	Cortante último de la vigueta.	77
Figura 21	Momento último de la viga.	82
Figura 22	Cortante último de la viga.	84

Figura 23	Momentos que no provocan traslación.....	94
Figura 24	Resistencia requerida (Pr).	95
Figura 25	Vista en planta de pórticos resistentes a momento y gravitacionales.....	100
Figura 26	Detalle unión viga-vigueta.	101
Figura 27	Detalle en 3D unión viga-vigueta.....	101
Figura 28	Detalle unión viga-columna.	104
Figura 29	Detalle en 3D unión a momento.....	105
Figura 30	Dimensión del clip.....	109
Figura 31	Geometría de la placa base.....	110
Figura 32	Espectro elástico y de diseño de madera.	120
Figura 33	Sección de vigueta de madera.	125
Figura 34	Momento máximo de la vigueta.....	129
Figura 35	Cortante máximo de la vigueta.....	130
Figura 36	Distribución de las vigas de madera.....	133
Figura 37	Geometría de la viga de madera laminada.	133
Figura 38	<i>Momento máximo de la viga.</i>	137
Figura 39	Cortante máximo de la viga.....	137
Figura 40	Vista en elevación de la estructura.	140
Figura 41	Detalle de columna compuesta espaciada.	141
Figura 42	Esquema separación vertical columnas de madera.	142
Figura 43	Configuración de la columna espaciada.	149
Figura 44	Carga axial de la columna.	151
Figura 45	Unión viga - columna mediante placas.	153

Figura 46	Unión viga-vigueta en madera mediante placas.....	158
Figura 47	Configuración unión columna -zapata.	163
Figura 48	Placas de la unión zapata columna.	164
Figura 49	Detalle de las placas.	165
Figura 50	Deriva sismo dinámico en X.	170
Figura 51	Deriva sismo dinámico en Y.	170
Figura 52	Comparación de costos.....	181
Figura 53	Gráfica costo vs peso.....	182

RESUMEN

La presente investigación tiene como finalidad realizar el análisis técnico-económico de la implementación de nuevos materiales en la construcción de viviendas, como lo son el acero estructural y la madera laminada, como alternativas al material más usado que es el hormigón armado. El diseño de los elementos estructurales se realiza con base en los resultados de cortante, momento y cargas axiales obtenidos del software estructural SAP 2000, los cuales son usados como datos de entrada en las hojas de cálculo de prediseño, diseño y verificaciones. Para la modelación numérica con estos dos materiales se basa en la distribución arquitectónica del edificio de estudio, el cual está conformado por tres plantas y el tapagradas, además se utiliza registros de microzonificación sísmica de la ciudad de Quito, para definir el perfil estratigráfico con el cual se trabaja tanto para los modelos como para las verificaciones sísmicas. Una vez determinadas las secciones definitivas, se procede con el análisis, realizando cada uno de los chequeos que plantean tanto la normativa nacional, como la extranjera. Se procede con la comparación técnica en la cual se presenta los resultados obtenidos de cada estructura y se detalla también el material que tiene un mejor comportamiento ante cargas gravitacionales y laterales como es el caso del sismo. A continuación del chequeo de cada una de las secciones diseñadas, se obtiene las cantidades de obra y la evaluación de los costos de cada alternativa, considerando únicamente el cálculo en base a los elementos estructurales, es decir vigas, viguetas, columnas, elementos que conforman la losa y los arriostramientos requeridos para cada modelo. Se procede con la comparación económica la misma que incluye los costos del hormigón armado, los cuales se determinan en función de los volúmenes de obra del diseño preexistente y por último se presenta la alternativa con mayores ventajas económicas en contraste con los otros dos materiales.

ABSTRACT

The purpose of this research is the technical-economic analysis of the importance of implementing new materials in housing construction, such as structural steel and laminated wood, as alternatives to the most used material that is reinforced concrete. The design of the structural elements is carried out based on the results of shear, momentum and axial loads obtained from the SAP 2000 structural software, which are used as input data in the pre-design, and verification spreadsheets. To make the structural models in the different materials is based on the architectural distribution of the study building, which is made up of three stories and the bleacher cover, in addition to using seismic microzoning records of the city of Quito, to define the stratigraphic profile with which we work both for both models and seismic verifications. Once the final sections have been determined, the analysis is carried out, carrying out each of the checks that arise from both national and foreign regulations. We proceed with the technical comparison in which the results obtained from each structure are presented and the material that has a better behavior against gravitational and lateral loads such as the earthquake is also detailed. After checking each of the designed sections, the amounts of work and the evaluation of the costs of each alternative are obtained, considering only the calculation based on the structural elements, that is, beams, joists, columns, elements that make up the slab and the bracing required for each model. We proceed with the economic comparison which includes the costs of reinforced concrete, which are determined according to the volumes of work of the pre-existing design and finally the alternative with greater economic advantages is presented in contrast to the other two materials.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1 Introducción

El propósito de este trabajo de titulación es determinar ventajas y desventajas que tienen los materiales con los cuales se construyen las edificaciones en nuestro país, por lo cual se debe realizar un análisis técnico-económico que permita determinar cuál es el óptimo con base en los costos de los materiales y el diseño estructural.

En el primer capítulo se describe las generalidades del proyecto, tanto su parte arquitectónica como la estructural. Posteriormente, se detalla la obtención de todos los parámetros sísmicos que servirán para introducir en el modelo de SAP2000.

En el siguiente capítulo se realiza el prediseño de los elementos en acero estructural, determinación de las acciones sísmicas, modelación en el programa estructural SAP2000, verificación del comportamiento de la estructura ante el sismo y el diseño definitivo que consta en determinar las secciones que cumplan con la normativa. Los mismos criterios se aplican para el edificio diseñado en madera laminada que se detallará en el capítulo siguiente.

Cuando ya se cuenta con los diseños finales tanto en acero estructural como en madera laminada, se procede con la comparación de los pesos de la estructura, las secciones definitivas y la comparación sísmica en la cual se evalúa periodos, participación de masa y derivas. Ya culminado el análisis técnico se procede a determinar los presupuestos de los tres materiales, en el hormigón armado se requiere los planos estructurales preexistentes y así calcular las cantidades de obra. Una vez determinados los costos en cada uno de los tres materiales se realiza la comparación económica la cual nos permitirá establecer cuál es la opción más rentable para esta edificación.

1.2 Problema

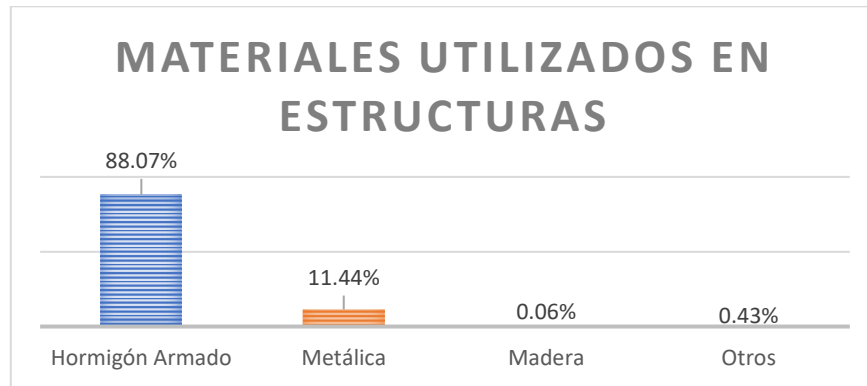
La desconfianza al emplear nuevos sistemas constructivos se da como consecuencia de la concepción tradicionalista del uso de hormigón armado. Este problema conlleva a un diseño sísmico poco óptimo, debido a que está directamente relacionado con el peso de la estructura. Por otro lado, el nivel de desperdicio generado en la construcción de edificaciones de hormigón armado es mayor con respecto al uso de madera y acero, aspecto que influye directamente en el incremento de costos de obra.

El avance de la tecnología impulsa al ser humano a innovar los espacios en los que habita, buscando funcionalidad, seguridad y optimización de recursos sin dejar de lado alternativas más sustentables. Por ello, como responsables del diseño estructural, se debe proponer edificaciones eficientes, que cubran las necesidades de la sociedad.

En el Ecuador, el material más utilizado en la construcción de edificaciones es el hormigón armado. Según el INEC, en la Encuesta Nacional de Edificaciones (ENED) del 2019, el 88.07% de las construcciones existentes son de hormigón armado, el 11.44% de estructuras metálicas, y tan solo el 0.06% de madera como se muestra en la figura 1.

Figura 1

Materiales predominantes para utilizar en la edificación.



Nota. La figura muestra que el 0.43% corresponde a otros materiales que serían muros portantes, paneles portantes y prefabricados. Fuente: INEC, Encuesta Nacional de Edificaciones ENED (2019).

1.3 Delimitación

El sector de Quitumbe se encuentra delimitado por las parroquias de Chillogallo y Guamaní. En la actualidad tiene una gran densidad poblacional y cuenta con grandes zonas comerciales, residenciales, escolares, centros de salud, vías principales y transporte público que conecta con varios sectores, por lo cual es considerada una zona representativa de la ciudad. Al ser uno de los lugares por donde circula el Metro de Quito, se cuenta con estudios de suelos realizados en sus alrededores que sirven de base para establecer el tipo de suelo a emplear en el diseño sísmico. Por esto, la estructura de estudio se aplicará en el sector de Quitumbe, cantón Quito, provincia de Pichincha para poder partir de esta información preliminar.

1.4 Justificación

Al utilizar materiales de construcción alternativos como madera y acero estructural, se podría obtener grandes beneficios como: diseños más eficientes, optimización de recursos, reducción en los tiempos de ejecución de obra, limitación del impacto ambiental, entre otros. La falta de información con respecto a la comparación de sistemas constructivos ha motivado la realización de este proyecto de investigación, proporcionando información técnica y sustentada, contribuyendo en la innovación de las edificaciones para estar a la vanguardia con los nuevos sistemas empleados en todo el mundo.

Sin lugar a duda este proyecto beneficiará a los constructores y las personas interesadas en el estudio de estructuras de madera laminada y estructuras metálicas como alternativas al uso de hormigón armado en la construcción. En el país se cuenta con grandes proveedores de acero estructural, mientras que en el caso de la madera la mayor parte de la producción se destina a la elaboración de elementos no estructurales como es el caso de muebles y acabados.

La distribución arquitectónica utilizada en el proyecto de investigación será obtenida de una obra ya existente en hormigón armado. Se proporcionará el permiso de uso de información de los planos por parte del Arq. Manuel García, quien fue el encargado del diseño arquitectónico, y el debido permiso por parte de la Sra. Ramos, quien es la dueña de la edificación.

El presente trabajo está encaminado al diseño y comparación de dos materiales: estructura metálica y madera laminada. Para el análisis estructural se empleará el software SAP2000, sometiendo a la estructura a las mismas condiciones de sitio y utilizando el mismo diseño arquitectónico. La evaluación económica tomará en consideración únicamente los

elementos estructurales utilizados en cada una de las alternativas. El diseño se realizará con madera laminada y en estructura metálica utilizando perfiles laminados en caliente tipo I. Para determinar los costos de los volúmenes de obra del sistema constructivo de hormigón armado, se parte de un diseño definitivo ya existente, debido a que ya se cuenta con los planos estructurales de esta construcción.

Los resultados de este trabajo, una vez socializados, servirán como fuente de información para futuras investigaciones. Puesto que contarán con diseños estructurales, comparación técnico-económica, planos y modelos estructurales.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivo general

Realizar un análisis técnico-económico de un edificio de tres niveles, empleando dos sistemas constructivos: estructura metálica y madera, mediante la modelación en el software SAP 2000, con el fin de determinar su comportamiento estructural y comparar los volúmenes de obra obtenidos con respecto a los ya existentes del diseño estructural en hormigón armado

1.5.2 Objetivos específicos

Realizar el diseño de los elementos estructurales en madera y estructura metálica, aplicando las normas NEC-SE-MD, NEC-SE-AC, NEC-SE-DS, AISC, ASCE, NCH 2165, NSR 10 capítulo G, para determinar las secciones a utilizar en la modelación en el software SAP2000.

Comparar los dos sistemas estructurales a través de los resultados obtenidos en el análisis estructural para determinar las ventajas y desventajas del uso de cada uno de los materiales.

Determinar los costos tanto para madera como para estructura metálica, mediante la obtención de cantidades de obra de cada material; para compararlos con el costo de materiales en el sistema constructivo de hormigón armado, del cual se cuenta con el diseño estructural.

Exponer las ventajas que implica el uso de materiales naturales y sustentables, mediante la recolección de información técnica, con el fin de brindar una recomendación objetiva y bien fundamentada.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Generalidades del acero estructural

2.1.1 Definición de acero estructural

El acero estructural es una aleación que consiste principalmente de hierro en un 98% y en menor cantidad de carbono, silicio, magnesio, azufre, fósforo, entre otros elementos. Las propiedades del acero varían en función de su composición y tratamiento químico.

A pesar de lo anteriormente mencionado, Atapuma, M., Jarrín, C., & Mora, C. (2013) plantean que existen algunas propiedades comunes que no dependen del tipo de acero, entre las más importantes tenemos:

Tabla 1

Propiedades comunes del acero.

Propiedades	Valores
Peso específico medio (γ)	$7850 \frac{kgf}{m^3}$
Módulo de corte (G)	$\frac{E^*}{2}(1+\mu)$
Coeficiente de Poisson (μ)	Rango elástico (0.3) – rango plástico (0.5)
Coeficiente de dilatación térmica (α)	$11.7 \times 10^{-6} (^{\circ}C^{-1})$
Módulo de rigidez	81000 Mpa

Nota. Las propiedades no varían si se añade otro elemento, de su composición química, tratamiento térmico. Elaborado por: Las autoras.

2.2 Ventajas y desventajas de la utilización de acero estructural

A continuación, se presentan las ventajas y desventajas del sistema constructivo con estructura metálica, basándonos en lo que propone (Atapuma, Jarrín, & Mora, 2013) y (Aguirre & Figueroa, 2008)

Tabla 2

Ventajas y desventajas del acero estructural.

Ventajas	Desventajas
Alta resistencia por unidad de peso ideal para edificios de grandes alturas.	A pesar de ser incombustibles, al presentarse fuego se reduce su resistencia.
Son estructuras que con los debidos mantenimientos tienen una elevada durabilidad.	Pueden presentar problemas de corrosión dependiendo del lugar y los agentes corrosivos externos por lo cual necesita de recubrimiento en base a esmaltes.
Son ideales para adiciones y son fáciles de desmontarlas.	Este tipo de estructuras pueden llegar a pandearse mientras más esbelto es el elemento, lo cual debe considerarse en el diseño.
No se producen fallas tempranas en la estructura por su naturaleza dúctil.	Este tipo de material necesita un recubrimiento y constante mantenimiento para evitar que se oxide.

Nota. Son aplicables tanto para perfiles laminados en caliente como para conformados en frío. Elaborado por: Las autoras.

2.3 Tipos de acero

Se puede encontrar una gran variedad de aceros diferentes en resistencia y comportamiento. Dependiendo de la calidad del acero, se pueden clasificar en:

2.3.1 Acero común

Se le conoce como acero al carbono o acero dulce, tiene reducido porcentaje de carbono entre el 0.12% y 0.60 % en peso. De este tipo se puede destacar el acero ASTM A36, que tiene las siguientes propiedades:

Tabla 3

Valores de F_y y F_u para acero ASTM A36.

Esfuerzo de fluencia (F_y)	36 Ksi
Esfuerzo mínimo de rotura en tensión (F_u)	58-80 Ksi

Nota. Existen otros aceros al carbono, pero el más empleado en nuestro país y el usado para el desarrollo de la tesis es el ASTM A36. Elaborado por: Las autoras, con datos obtenidos del manual AISC (2015).

2.3.2 Aceros de alta resistencia

Tienen un contenido elevado de carbono que va desde el 1.4% al 1.7% en peso, tienen menor ductilidad y sus resistencias elevadas se producen mediante tratamientos térmicos o por trabajos en frío. Como ejemplo de los aceros que pertenecen a esta categoría tenemos A572, A618, A709, A913, entre otros.

2.3.3 Aceros especiales

Son fabricados con aleaciones sofisticadas para cubrir ciertas necesidades específicas (Medrano, 2015); este tipo de aceros según Marveln Panalytical (2022) “contienen menos del 10% de elementos de aleación (C, Mn, Cr, Ni, Mo, V y Si combinados)”. Además, no todos estos aceros son utilizados estructuralmente ya que por lo general son usados en la elaboración de máquinas de precisión, cascos submarinos y naves espaciales (Medrano, 2015).

2.4 Clasificación de los perfiles comerciales

Para realizar un diseño estructural con acero generalmente se emplea perfiles laminados en caliente, sin embargo, también es posible el uso de otros perfiles que son los laminados en frío, a continuación, se detalla las características principales de cada uno.

2.4.1 Acero laminado en caliente

Son aquellos perfiles cuyo proceso de laminación se realiza a temperaturas elevadas que exceden los 926°C, donde no se produce un gran cambio en sus propiedades físicas, dentro de sus ventajas tenemos que: se puede obtener perfiles de grandes tamaños, además de una gran variedad de formas y reducción en los costos (Ferros Planes, 2022).

2.4.2 Acero laminado en frío

La laminación consta de un proceso que se realiza a temperatura ambiente dando como resultado su recristalización. Debido a que el acero de fabrica a una temperatura inferior no existe problemas con respecto a cambios de forma o volumen. Como paso final se debe recocer el acero debido a que con el proceso de laminación en frío disminuye su ductilidad. Cabe recalcar que este proceso es más costoso que el laminado en caliente; este tipo de proceso es idóneo cuando no se requiere formas precisas (Ferros Planes, 2022).

2.5 Propiedades físicas de la estructura metálica

Las propiedades físicas de la estructura metálica son: densidad, conductividad eléctrica y térmica; dentro de las más importantes tenemos la densidad, la cual no varía en función de su aleación y tiene un valor de $7850 \frac{kgf}{m^3}$.

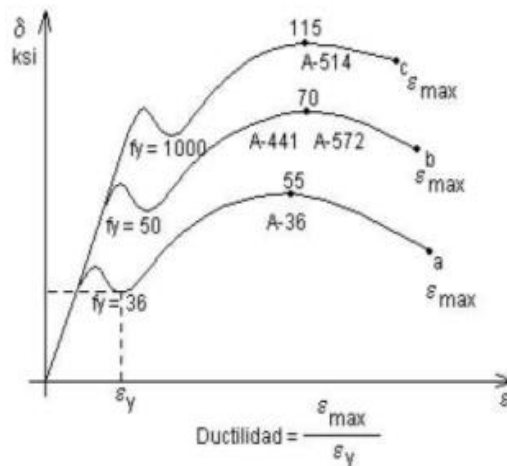
2.6 Propiedades mecánicas de la estructura metálica

Las propiedades mecánicas del acero estructural dependen de su composición química, sus aleaciones, procesos de laminación, formas de enfriamiento, y a qué tipo de solicitaciones son sometidos. Dentro de las propiedades mecánicas según (Ñauta & Riera, 2015), tenemos: elasticidad, tenacidad, dureza plasticidad, fragilidad, ductilidad entre otras.

La gráfica esfuerzo- deformación es importante para comprender como se comporta el material en diferentes situaciones. (Ñauta & Riera, 2015)

Figura 1

Gráfica esfuerzo vs deformación.



Nota. La figura muestra las curvas de deformación de los diferentes aceros estructurales.

Fuente: Ñauta & Riera (2015)

2.7 Requisitos de diseño en estructura metálica

Existen dos métodos de diseño para estructuras metálicas que se encuentran en las especificaciones AISC (2016), el método LRFD que significa diseño con factores de carga y resistencia por sus siglas en inglés, y el método ASD que es el diseño por esfuerzos admisibles.

Su diferencia radica en la manera de obtener y calcular las cargas de diseño y el empleo de factores de seguridad y resistencia. Las cargas de trabajo se estiman de la misma manera para los dos métodos. Para el diseño de este proyecto se empleará el método LRFD.

2.7.1 Método LRFD (*Load and Resistance Factor Design*)

El criterio fundamental para el estado límite de agotamiento resistente, según el AISC (2016) está dado por la siguiente ecuación:

$$R_u \leq \phi R_n \quad \text{Ec. (1)}$$

Donde:

R_u = resistencia requerida, usando combinación de carga LRFD

R_n = resistencia nominal o teórica (M_n , P_n , V_n)

ϕ = factor de resistencia

ϕR_n = resistencia de diseño

2.7.2 Combinaciones de cargas empleadas en el método LRFD

Tabla 4

Combinación de cargas LRFD.

Combinación de cargas LRFD
1.4 D
1.2D+1.6L+0.5 max [Lr; S; R]
1.2D+1.6max [Lr; S; R] +max[L;0.5W]

$$1.2D+1W+L+0.5[Lr; S; R]$$

$$1.2D+1E+L+0.2S$$

$$0.9D+1W$$

$$0.9D+1E$$

Nota. Se emplea la combinación más desfavorable para el diseño. Elaborado por: Las autoras, con base en la NEC-SE-CG (2015).

Donde:

D = carga permanente

E= carga de sismo

L=sobre carga (carga viva)

Lr= sobre carga de cubierta

S= carga de granizo

W= carga de viento

2.7.3 Factores de Reducción de resistencia

Tabla 5

Factores de reducción de resistencia empleados en el método LRFD.

Símbolo	Valor	Descripción
ϕ_t	0.9	Para elementos en tensión de fluencia
ϕ_t	0.75	Para elementos en tensión de rotura
ϕ_c	0.9	Para elementos en compresión
ϕ_b	0.9	Para elementos en flexión
ϕ_v	1	Para elementos laminados sometidos a esfuerzo de corte

Nota. El factor de reducción es en base a la sollicitación. Elaborado por: Las autoras, con base en AISC 360 (2016).

2.8 Conexiones en acero estructural

2.8.1 Conexiones apernadas

Este tipo de conexiones ha sido generalmente aceptado y preferido para su uso en obra, dejando así las conexiones soldadas a ser realizadas en el taller donde se encuentran en un ambiente controlado. Esto no quiere decir que no sea necesaria una rigurosa planificación para las conexiones apernadas. Una de las ventajas es que este tipo de conexión podría resultar más económica que la soldada; se requiere de perforaciones en las platinas y posterior uso de pernos, los cuales se encuentran normalizados y son del mismo grado del material que van a unir ya sea la columna, viga o vigueta (arquitectura + acero, 2015).

2.8.2 Conexiones soldadas

Las conexiones soldadas se realizan con metal fundido cuando se aplica calor intenso a los elementos de acero estructural. Existen cinco tipos de soldadura: ondeada, de filete, de tapón, de ranura y de cordón; se emplea cada una de ellas en función del diseño de la conexión y de la eficiencia de la junta (arquitectura + acero, 2015).

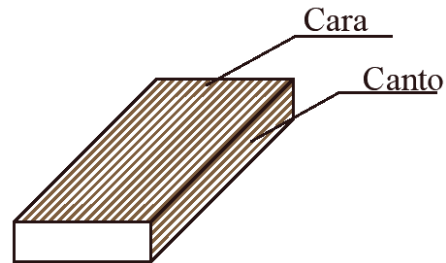
2.9 Generalidades de la madera

2.9.1 Definición de madera laminada

La definición de madera laminada según Pérez (1992) “es la unión de tablas a través de sus cantos, caras y extremos con su fibra en la misma dirección, conformando un elemento no limitado en escuadría ni en largo y que funciona como una sola unidad estructural.”

Figura 2

Esquema de la ubicación de la cara y el canto de la madera



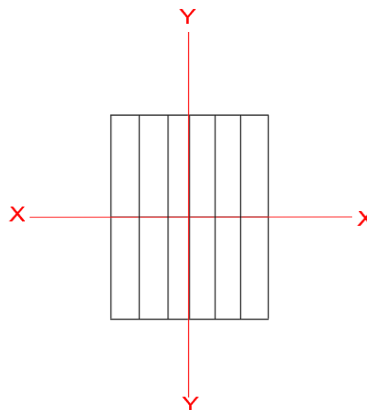
Nota. Se debe verificar que tanto en la cara como en el canto no existan irregularidades ya que esto afecta la resistencia de la sección. Elaborado por: Las autoras.

2.10 Tipos de laminación

Los elementos encolados se clasifican dependiendo del sentido de la carga en el elemento en dos grupos: laminación vertical y laminación horizontal (Pérez, 1992).

Figura 3

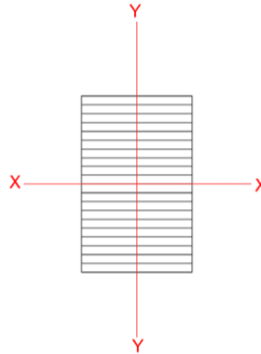
Laminación vertical.



Nota. Cuando las láminas son normales al plano neutro de flexión. Elaborado por: Las autoras.

Figura 4

Esquema laminación horizontal.



Nota. Cuando las láminas son paralelas al plano neutro de flexión del elemento. Elaborado por: Las autoras.

2.11 Clasificación estructural de la madera

La clasificación estructural según Vyhmeister (2011) toma en cuenta 2 consideraciones, resistencia y caracterización visual del estado físico de los elementos de madera. Para la fabricación de madera laminada se emplea el pino radiata la cual se encuentra normada en la NCH 2150 en dos grupos, el grado A que incluye madera de una mejor calidad y el grado B que son las de menor calidad. La misma que se realizará en forma visual o en forma mecánica (Vyhmeister, 2011).

La clasificación visual se refiere a la inspección de la pieza de madera y la posterior clasificación de la superficie de los cantos, caras y cabeza en base a los defectos que se presenten en la madera, se evalúan el tamaño, ubicación y la naturaleza de los nudos y otros defectos que aparecen en la superficie (Pérez, 1992).

La clasificación mecánica considera la agrupación de piezas de madera aserrada o laminada midiendo experimentalmente el módulo de elasticidad (Vyhmeister, 2011)

2.12 Ventajas y desventajas de la madera laminada

Tabla 6

Ventajas y desventajas de la madera laminada.

Ventajas	Desventajas
<p>Al ser un material estéticamente agradable es posible prescindir de acabados, lo cual involucraría una reducción en los costos de la obra.</p>	<p>El cambio en su volumen es una consideración para tomar en cuenta, debido a que el contenido de humedad varía en función de las condiciones del ambiente.</p>
<p>Es un material renovable, natural y reciclable por lo cual lo vuelve amigable con el medio ambiente.</p>	<p>En caso de que la madera estructural no sea obtenida de un aprovechamiento responsable no se la puede categorizar como un material sustentable.</p>
<p>Permite el diseño de elementos que cumplen con su función estructural, además, la sección transversal de los elementos puede variar dependiendo de los esfuerzos a los que está sometido.</p>	<p>El adhesivo utilizado en el procedimiento de laminación dependerá del uso del elemento. Tal es así que, el adhesivo necesario para elementos exteriores será de un costo elevado.</p>
<p>Al contar con dimensiones grandes en su sección transversal, se vuelve más resistente al fuego que los elementos de acero diseñados para soportar las mismas solicitaciones.</p>	<p>El transporte y manejo de elementos de gran longitud y curvatura es más difícil, lo que incrementa el costo final del elemento.</p>

Nota. Una de las principales desventajas es la falta de existencias en el mercado local.
Elaborado por: Las autoras, a través de la información de (Pérez, 1992).

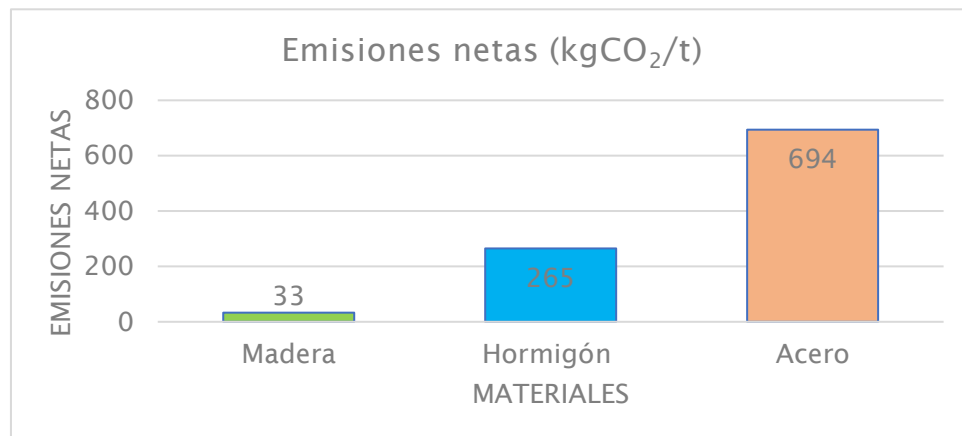
2.13 Ventajas del uso de materiales naturales

La madera, al ser un material natural, reciclable y renovable ofrece grandes ventajas como la disminución de residuos. Es un material renovable en el caso de que la tala sea sustentable, es decir que cumpla todos los reglamentos y especificaciones.

Otra de las grandes ventajas del uso de madera es la reducción de las emisiones netas de CO₂, así como del CO₂ que es capaz de almacenar como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 5

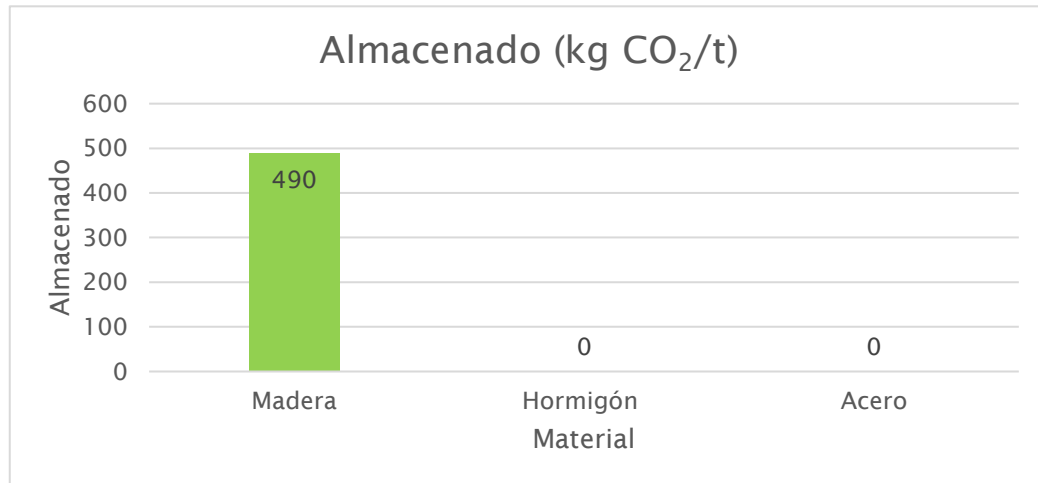
Emisiones netas de CO₂.



Nota. El acero genera mayor emisión de CO₂. Fuente: Las autoras, con datos obtenidos de Maderea (2017).

Figura 6

Cantidad de CO₂ almacenado.



Nota. La madera es el único material que almacena CO₂. Elaborado por: Las autoras, con datos obtenidos de maderea (2017).

2.14 Madera que se emplea en la elaboración de madera laminada

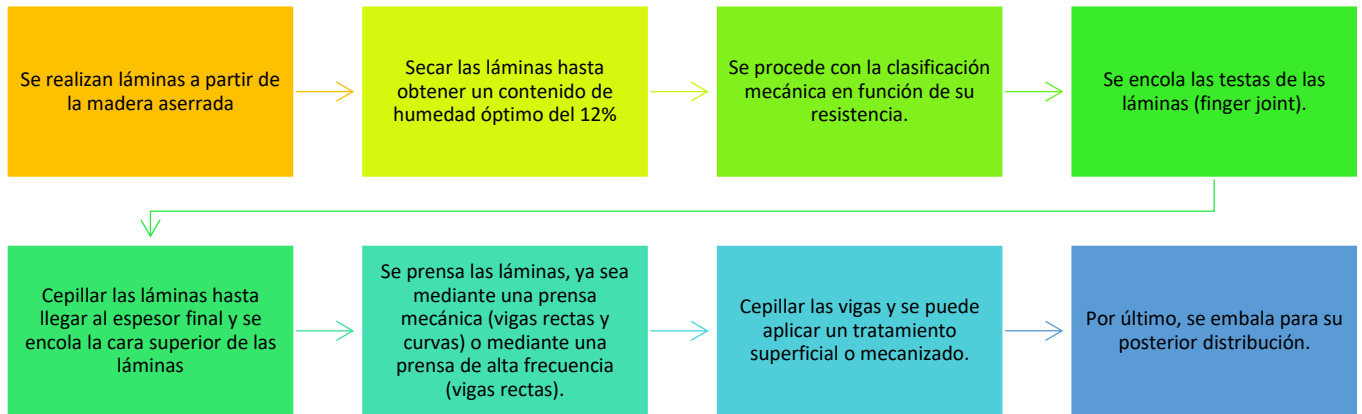
La especie maderera más utilizada en la elaboración de madera laminada son las coníferas, este tipo de madera es el más usado debido a su mayor producción en los países más desarrollados del mundo (Pérez, 1992).

Debido a la aceptación frente al uso de Pino radiata como madera aserrada, se suele usar esta madera también para realizar madera laminada, este tipo de madera debido a su bajo costo y por la utilización y los ensayos realizados con ella se encuentra que es una madera que cumple con varias características que la catalogan como óptima para su utilización en la laminación de la madera (Pérez, 1992).

2.15 Procedimiento de laminación de la madera

Figura 7

Proceso de laminación de la madera laminada.



Nota. Procedimiento de laminación de la madera encolada. Elaborado por: Las autoras, con información de Finnforest (2014).

2.16 Propiedades físicas de la madera

Las propiedades físicas de la madera más importantes en el ámbito constructivo son las siguientes: el contenido de humedad, higroscopicidad y densidad.

2.16.1 Contenido de humedad de la madera.

En base JUNAC (1984) el contenido de humedad de la madera es la relación que existe entre el peso que tiene el agua libre más el agua higroscópica con el peso de la madera seca. A continuación, se indica la fórmula para calcular el contenido de humedad.

$$CH\% = \frac{\text{Peso Humedo} - \text{Peso Anhidro}}{\text{Peso Anhidro}} * 100 \quad \text{Ec.(2)}$$

2.16.2 Densidad.

Es la relación que existe entre la masa de un cuerpo y el volumen de éste. La JUNAC (1984) plantea que, en función de las condiciones en las que se encuentre la madera, su volumen puede cambiar, por ejemplo, cuando está en estado verde se mantiene constante, en caso de que el contenido de humedad es menor que el punto de saturación de las fibras sufre contracciones, y regresa a ser constante cuando es secada al horno.

2.16.3 Higroscopicidad.

Según JUNAC (1984) la higroscopicidad es la propiedad de la madera de absorber o perder agua en base a la condición ambiental a la que este sometida.

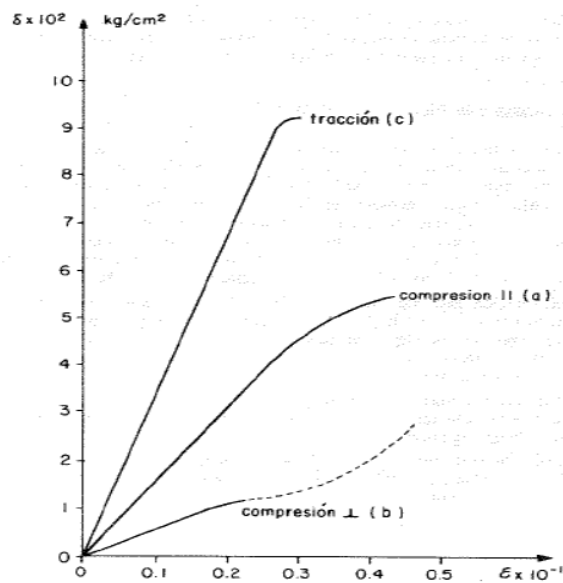
Los cambios dimensionales se producen cuando la madera aumenta o disminuye agua higroscópica.

2.17 Propiedades mecánicas de la madera

Se debe considerar la orientación de las fibras en la madera, por lo cual se convierte en un material anisotrópico. Las propiedades mecánicas son variables dependiendo de la forma en la cual una pieza de madera trabaja: en dirección paralela o perpendicular al grano o fibra; esta consideración es la que diferencia a la madera con el acero estructural y el hormigón (NEC-SE-MD, 2015).

Figura 8

Curva esfuerzo deformación para madera



Nota. Se muestra la gráfica esfuerzo-deformación en base a la sollicitación que esté expuesta la madera. Fuente: JUNAC (1984).

2.17.1 Resistencia a la compresión paralela

La madera presenta gran resistencia a los esfuerzos de compresión paralela a su fibra. Según la JUNAC (1984), “La capacidad está limitada por el pandeo de las fibras aún más que el aplastamiento. La resistencia a la compresión paralela a las fibras en la madera es más o menos el 50 % de la resistencia a la tracción.”

2.17.2 Resistencia a la compresión perpendicular

La JUNAC (1984) plantea que, la resistencia a la compresión perpendicular es aquella mediante la cual se somete a la muestra a esfuerzos perpendiculares a su eje y a medida que se incrementa la magnitud de la carga la madera se comprime y se vuelve más densa y, por lo tanto, se produce un aumento en su resistencia. El esfuerzo al límite proporcional de la

compresión perpendicular a las fibras va de 1/4 a 1/5 del esfuerzo al límite proporcional en compresión paralela al grano.

2.17.3 Resistencia a la tracción.

La JUNAC (1984) plantea que, la resistencia a la tracción es aproximadamente 2 veces la resistencia a la compresión paralela. Para efectos prácticos, se desprecia la resistencia a la tracción perpendicular.

2.17.4 Resistencia al corte.

La JUNAC (1984) plantea que, el esfuerzo por cizallamiento se da cuando la pieza de madera se encuentra bajo esfuerzos de flexión. En una pieza de madera se tiene distintas resistencias al corte ya sea paralela a la fibra o perpendicular a la fibra, la resistencia al corte perpendicular a la fibra es más o menos de 3 a 4 veces mayor que la paralela a la fibra.

2.17.5 Resistencia a la flexión.

La resistencia a la flexión es la capacidad que posee la madera para resistir cargas que tienden a pandearla y esto se da cuando se aplican en dirección perpendicular a las fibras.

2.18 Tensiones y factores de modificación

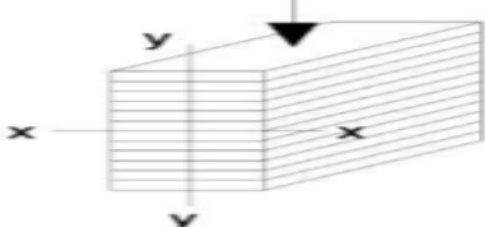
La determinación de las tensiones de diseño para la obtención de los parámetros de diseño de elementos estructurales se realiza mediante operaciones matemáticas en las que se incluyen factores de modificación, los cuales afectan las tensiones básicas de la madera, así como las admisibles. Debido a que la norma ecuatoriana no describe un proceso para el diseño con madera laminada, y el Manual de Diseño de la JUNAC está enfocado en el diseño con madera aserrada, en esta investigación se ha recurrido al uso de la normativa chilena para la obtención de las distintas tensiones básicas de pino radiata presentes en la norma NCh 2165 ya que la norma colombiana NSR 10 refiere a la norma chilena para este fin. A continuación,

se muestran los valores tanto de tensiones como de factores de modificación según las distintas normas hasta obtener las tensiones de diseño.

2.18.1 Tensiones básicas según la NCh 2165

Tabla 7

Tensiones básicas para emplear en base a laminación horizontal.

		Flexión Respecto al Eje X				Carga Axial			
Grado	Laminación horizontal: carga normal a las caras de las láminas					Compresión paralela	Tracción paralela	Módulo de elasticidad	
		Flexión F _{b,f} MPa	Cizalle F _{b,cz} MPa	Tracción normal F _{b,tn} MPa	Compresión normal F _{b,cn} MPa	Módulo de elasticidad EL _{b,x} MPa	F _{c,p} MPa	F _{b,tp} MPa	EL _b MPa
A		19	1,3	0,43	2,8	11000	13	9,3	10000
B		19	1,3	0,43	2,8	9000	13	9,3	8000

Nota. Tensiones básicas en función de la sollicitación y el grado estructural. Fuente: NCH 2165 (1991).

2.18.2 Tensiones admisibles según la NCh 2165

2.18.2.1 Elementos en flexión.

$$F_f = k * RR_f * F_b \quad \text{Ec.(3)}$$

En donde:

F_f= Tensión admisible de flexión para madera laminada horizontalmente

$k = 0.85$ para alturas de viga $h \leq 375$ mm

$k = 0.75$ para alturas de viga $h > 375$ mm

RR_f = Razón de resistencia en flexión

F_b = tensión básica en flexión

Donde la razón de resistencia para elementos laminados fabricados con madera aserrada clasificada mecánicamente se determina con base en la tabla 8.

Tabla 8

Razón de resistencia para las tensiones básicas de flexión y compresión paralela.

Madera aserrada		Mínima razón para	
Grado	E_L MPa	Tensión básica de flexión	Tensión básica de compresión
		Laminación horizontal	paralela a la fibra
1)	2)	3)	4)
A	$E_L \geq 9000$	0,55	0,56
B	$9000 > E_L \geq 4000$	0,50	0,50

Nota. El valor de RR_f , representa la mínima razón de resistencia en base a la sollicitación a la que este expuesta. Fuente: NCH 2165 (1991).

2.18.2.2 Elementos en compresión paralela.

Ec.(4)

$$F_{cp} = RR_{cp} * F_{b,cp}$$

F_{cp} = Tensión admisible de compresión paralela para madera laminada horizontalmente

RR_{cp} = Razón de resistencia en compresión paralela

$F_{b,cp}$ = tensión básica en compresión paralela

Donde la razón de resistencia RR_{cp} para una pieza de madera aserrada se determina con base en la tabla 9.

Tabla 9

Razón de resistencia (RR_{cp}).

Grado	A	B
RR _{cp}	0,65	0,5

Nota. El valor de RR_{cp} se clasifica visualmente con base en la NCH 2150. Fuente: NCH 2165 (1991).

2.18.2.3 Cizalle.

Ec.(5)

$$F_{cz} = RR_{cz} * F_{b,cz}$$

Donde:

F_{cz}=tensión admisible de cizalle para madera laminada horizontalmente.

RR_{cz}= razón de resistencia, igual a 1 según la NCH 2165 (1991).

F_{b,cz}= tensión básica de cizalle.

2.18.2.4 Módulo de elasticidad.

El módulo de elasticidad admisible corresponde al 95 % del valor básico establecido en la tabla 7.

Ec.(6)

$$E_l = 0.95 * E_{lb}$$

E_l= módulo de elasticidad admisible.

E_{lb}= módulo de elasticidad básico.

2.18.3 Factores de modificación NSR-10

Los coeficientes de modificación se emplean para determinar las tensiones de diseño en madera, para esto se tomó como referencia la norma NSR-10, los coeficientes de aplicación general se usan en todos los casos, sin importar el tipo de sollicitación.

2.18.3.1 Factor de modificación por contenido de humedad

(C_m).

Cuando el contenido de humedad varía entre el 12% y el 19% se aplica los valores de la tabla 10 cuya reducción será proporcional, los cuales afectan a los esfuerzos y al módulo de elasticidad.

Tabla 10

Por contenido de humedad.

Esfuerzos		CH < 12	CH > 19
Flexión	F_b	1	0.8
Tensión	F_t	1	0.8
Compresión Paralela	F_c	1	0.75
Compresión perpendicular	F_p	1	0.6
Cortante	F_v	1	0.85
Módulos de elasticidad	$E_{0.5}$	1	0.85
	E_{min}		

Nota. Cuando la madera tenga un contenido de humedad entre el 13% y el 19% se deben interpolar los valores. Fuente: NSR- 10, capítulo G (2010).

2.18.3.2 Factor de modificación por duración de la carga (C_D).

Cuando se cuente con cargas de duración normal (10 años) el coeficiente de modificación obtiene el valor de 1, caso contrario se debe multiplicar el esfuerzo admisible por los valores presentados en la tabla 11.

Tabla 11

Coeficiente de modificación por duración de la carga.

Duración carga	Flexión F_b	Tensión F_t	Compresión II F_c	Compresión F_p	Cortante F_v	Típica carga de diseño
Permanente	0.90	0.90	0.90	1	0.9	Muerta

Diez años	1	1	1	1	1	Viva de ocupación
Dos meses	1.15	1.15	1.15	1	1.15	
7 días	1.25	1.25	1.25	1	1.25	Construcción
Diez minutos	1.60	1.6	1.6	1	1.6	Viento y terremoto
impacto	2	2	2	1	2	Impacto

Nota. Los valores no son acumulables se debe emplear el caso más desfavorable. Fuente: NSR 10 capítulo G (2010).

2.18.3.3 Coeficiente de modificación por temperatura (C_t).

El coeficiente de modificación por temperatura se emplea cuando los elementos que se diseñan en madera se encuentran permanentemente a temperaturas elevadas que superan el valor de 37.8°C. Se debe multiplicar el valor obtenido de la tabla 12 al esfuerzo admisible.

Tabla 12

Coeficiente de modificación por temperatura.

Parámetros de diseño	Condiciones de servicio	C_t		
		$T < 37.8^\circ\text{C}$	$37.8^\circ\text{C} < T < 51.7^\circ\text{C}$	$51.7^\circ\text{C} < T < 65^\circ\text{C}$
$F_t, E_{0.5}, E_{0.05}, E_{min}$	Húmedo o seco	1	0.9	0.9
F_b, F_v, F_c, F_{cp}	Seco	1	0.8	0.7
	Húmedo	1	0.7	0.5

Nota. Estos valores son empleados en madera laminada y aserrada. Fuente: NSR 10 capítulo G (2010).

2.18.3.4 Coeficiente de modificación por acción conjunta (C_r).

El coeficiente de modificación por acción conjunta se mayor por un 15% cuando se garantiza una acción de conjunto de tres o más elementos de igual rigidez, cuando el elemento de madera tiene un espesor de 5 a 10 cm que estén espaciados no más de 61 cm. En este grupo

se encuentran las viguetas, pies derechos de entramados, cuerdas de cerchas, entablados, etc. Cuando se cuente con elementos que distribuyan bien las cargas.

2.18.3.5 Coeficiente de forma (C_F).

Se refiere a las consideraciones de la forma del elemento estructural su ancho, alto y largo de los elementos rectangulares que se encuentran sometidos a flexión, compresión paralela y tensión. Se determina en base a la siguiente ecuación:

$$C_F = C_d * C_l \quad \text{Ec.(7)}$$

Donde:

C_F= coeficiente de forma.

C_d= cuando el elemento se encuentra a flexión tenga una altura superior a los 30 cm y un espesor mayor a los 12.7 cm se determina en base a la siguiente expresión:

$$C_d = \left(\frac{300}{d}\right)^{0.11} \quad \text{Ec. (8)}$$

Donde:

d= altura del elemento expresada en mm.

C_l= factor de ajuste por longitud se determina en base a la tabla 13, siempre y cuando la longitud del elemento no supere los 10m.

Tabla 13

Factor de ajuste por longitud C_l.

l (m), longitud	3	4	5	6	7	8	9	10
C _{lt} tensión, flexión	1	0.94	0.9	0.87	0.84	0.82	0.8	0.78
C _{fc} Compresión	1	0.97	0.95	0.93	0.92	0.91	0.9	0.89

Nota. En caso de tener longitudes diferentes es factible realizar interpolaciones para obtener el valor más aproximado. Fuente: NSR 10 capítulo G (2010).

2.18.4 Tensiones de diseño según la NSR 10 en su capítulo G

Las tensiones de diseño se determinan por el producto de los esfuerzos admisibles para madera laminada obtenidos en la norma chilena NCH 2165 por los coeficientes de modificación que se obtienen en base a la norma colombiana NSR 10.

2.18.4.1 Tensión de diseño a flexión.

$$F_{f,dis} = F_b * C_D * C_m * C_t * C_r * C_F \quad \text{Ec. (9)}$$

Donde:

$F_{f,dis}$ = tensión de diseño en flexión.

F_b = tensión admisible en flexión.

C_D = Coeficiente de modificación por duración de la carga.

C_m = Coeficiente de modificación por contenido de humedad.

C_t = Coeficiente de modificación por acción conjunta.

C_F = Coeficiente de forma.

2.18.4.2 Tensión de diseño a compresión paralela.

$$F_{cp,dis} = F_c * C_m * C_D * C_t * C_F \quad \text{Ec. (10)}$$

Donde:

$F_{cp,dis}$ = tensión de diseño en compresión paralela.

F_c = tensión admisible en compresión paralela.

2.18.4.3 Tensión de diseño a cizalle.

Ec. (11)

$$F_{v,dis} = F_v * C_m * C_D * C_t$$

Donde:

$F_{v,dis}$ = tensión de diseño a cizalle.

F_v = tensión admisible en cizalle.

2.19 Requisitos de diseño en madera laminada

El diseño en madera laminada debe cumplir con los mismos procedimientos que los utilizados en el diseño en madera aserrada establecidos en la norma NSR-10 en su capítulo G.

Los elementos estructurales en madera deberán ser diseñados, construidos y empalmados para resistir los esfuerzos producidos por las combinaciones de cargas de servicio (NEC-SE-MD, 2015).

El diseño en madera de los elementos estructurales deberá ser realizado utilizando el método de esfuerzos admisibles o ASD por sus siglas en inglés, dicho método exige que se cumpla con ciertos requisitos de resistencia y rigidez (NEC-SE-MD, 2015).

2.19.1 Requisitos de resistencia:

Los esfuerzos resultantes de los elementos estructurales deben ser menores o iguales a los esfuerzos admisibles (NEC-SE-MD, 2015).

$$\text{Esfuerzos de trabajo} \leq \text{Esfuerzos admisibles}$$

Así mismo se debe recalcar que en la madera laminada los esfuerzos admisibles se deberán obtener aplicando los factores de reducción tanto de la norma NCh 2165 así como de la NSR-10.

2.19.2 Requisitos de rigidez:

Las deformaciones debido a la aplicación de las cargas de servicio deben ser menores o iguales a las deformaciones admisibles. Cabe recalcar que se debe tomar en cuenta también las deformaciones diferidas que son producidas por las cargas permanentes (NEC-SE-MD, 2015).

$$\Delta \leq \Delta_{admisibles}$$

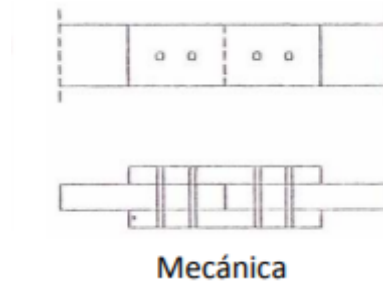
2.20 Tipos de uniones usadas en madera laminada

2.20.1 Uniones mecánicas

Son aquellas que se usan herrajes metálicos como medio de transmisión de los esfuerzos, de este tipo se clasifican en dos tipos (Orradre, 2003).

Figura 9

Esquema unión mecánica



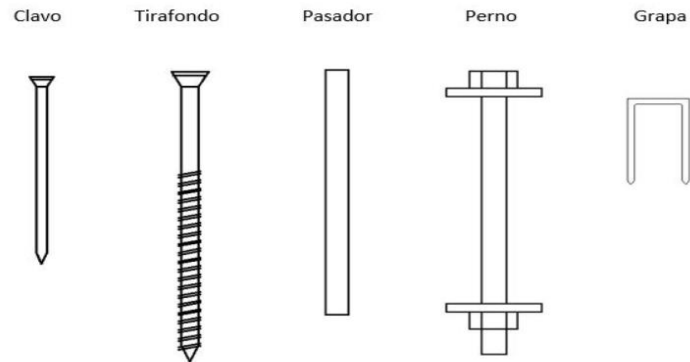
Nota. Los esfuerzos se transmiten por flexión de una pieza de madera a otra. Fuente: Domínguez (2015).

2.20.1.1 Unión clavija.

Se emplean pernos, clavos y tirafondos en la cual la transmisión de esfuerzos se da en base a la flexión de la clavija y el aplastamiento de la madera (Orradre, 2003).

Figura 10

Tipos de clavija



Nota. Los más empleados son clavos, tirafondos y pernos. Fuente: Isotatika (2021).

2.20.1.2 Unión de superficie.

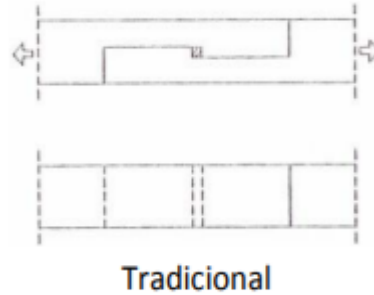
Son aquellas en las que se emplean conectores de placa dentada y anillo, sus esfuerzos son mayores debido a que la superficie de contacto entre la madera y el herraje es superior (Orradre, 2003).

2.20.2 Uniones tradicionales

Son aquellas en las que se genera la unión madera-madera, por lo cual se consigue la unión de las piezas en madera sin emplear otros elementos. De la unión tradicional se tiene los ensambles en cola de milano, ensambles de caja y espiga (Orradre, 2003).

Figura 11

Esquema unión tradicional



Nota. No se emplea un elemento adicional para la unión. Fuente: Domínguez (2015).

Unión mediante herraje: se emplea herrajes metálicos que se fijan a los elementos de madera con el uso de clavijas metálicas, se conocen dos grupos (Orradre, 2003):

- Herraje estándar: se fabrican en serie que se emplean para solucionar múltiples uniones, debido a su fabricación en serie su costo se reduce (Orradre, 2003).
- Herrajes singulares: son fabricados con el fin de solucionar una unión específica de una estructura concreta, se emplean con uniones que deben resistir cargas elevadas (Orradre, 2003).

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

En el presente trabajo se utilizará la investigación de tipo aplicada, debido a que se sustenta en la teoría con el fin de lograr un mayor conocimiento práctico, y es comúnmente utilizada en la ingeniería. El método que se usará será el cuantitativo ya que según Zita (2020) “Los métodos de investigación cuantitativa se usan principalmente para comparar datos con orientación numérica”. Y el enfoque para la obtención de datos es el experimental ya que Zita (2020) propone que “en el método experimental, el investigador manipula una o más variables para determinar cómo esta manipulación afecta el resultado, mientras se mantiene constante las otras variables”. El método experimental es aplicable en nuestra investigación debido a que vamos a modelar una misma estructura, pero empleando diferentes materiales.

3.1 Recopilación de información

Para el desarrollo del trabajo de titulación, se inicia con la recopilación de información de las normas ecuatorianas de la construcción utilizando los capítulos de: Estructuras de Acero (NEC-SE-AC), Cargas no sísmicas (NEC-SE-CG), Estructuras de Madera (NEC-SE-MD) y Diseño Sismorresistente (NEC-SE-DS); normas extranjeras como: American Institute of Steel Construction (AISC-360-16), American Society of Civil Engineers (ASCE), Manual de diseño de maderas de la JUNAC, Norma chilena tensiones admisibles para madera laminada encolada estructural de pino radiata (NCH-2165-1991), Reglamento colombiano de construcciones sismo resistentes título G (estructuras de madera y estructuras de guadua) NSR-10.

3.2 Método

El método que se utilizará en el presente trabajo tiene el siguiente proceso:

3.2.1 Predimensionamiento de los elementos estructurales y modelación

Con la ayuda de las normas y manuales anteriormente mencionados, se realizará el análisis y prediseño de los elementos estructurales en madera y acero estructural.

Con las secciones prediseñadas se procede a la modelación de las estructuras utilizando un análisis estático y modal espectral, basándonos en la normativa ecuatoriana vigente NEC-SE-DS (2015). Se debe tomar en cuenta varias consideraciones sísmicas para los distintos materiales. En el caso de la estructura metálica, el factor de reducción de resistencia sísmica (R) será de 4.5 ya que consideramos el uso de pórticos intermedios a momento, en el caso de la madera el R será de 2.5 ya que consideramos estructuras de madera. El factor de importancia será el mismo para los dos materiales con un valor igual a 1, debido a que consideramos una estructura de uso netamente residencial y no esencial. En tanto a lo que tiene que ver con los coeficientes de configuración estructural, en planta y en elevación serán de 1 debido a que la configuración estructural es regular. El perfil de suelo a analizar es tipo D, en base al estudio de microzonificación sísmica de Quito de Roberto Aguiar Falconí (2013).

En la modelación se tomará en cuenta tanto cargas muertas como cargas vivas. Las cargas muertas varían dependiendo el material debido a la naturaleza misma de cada uno de ellos, así como las dimensiones de las secciones a utilizar. Dentro de las cargas muertas se deberán tomar en cuenta el tipo de acabados, instalaciones, paredes, entre otros elementos fijos no estructurales. En lo que respecta a cargas vivas se considerará una carga de 200 kgf/m² en todos los pisos, con excepción del tapagrada que se considera una carga de 70 kgf/m² ya que es inaccesible; estos valores se encuentran en la norma NEC-SE-CG (2015).

3.2.2 Análisis técnico

Con la ayuda de los resultados obtenidos de la modelación estructural en el software SAP2000 y una vez obtenidos los diseños definitivos de cada elemento estructural, se procede a analizar el periodo de vibración de la estructura, modos de vibración, participación de la masa sísmica, la deriva inelástica, además se realizará el chequeo demanda capacidad para determinar si los elementos estructurales tienen la capacidad de soportar los esfuerzos a los cuales serán sometidos. Después se realizará la comparación de los resultados anteriormente mencionados de cada uno de los modelos.

3.2.3 Análisis económico

A continuación, se realizará el análisis económico calculando las cantidades de obra de los materiales de los tres sistemas constructivos. Para el hormigón armado ya se cuenta con un diseño estructural establecido por lo cual solo se necesita obtener las cantidades de obra por metro cúbico de hormigón y kilogramos de acero empleados en la edificación. Para la madera y la estructura metálica se determinará los respectivos cálculos de materiales empleados en función de las secciones que cumplan con todas las revisiones y requerimientos establecidos en las normas nacionales y extranjeras.

3.2.4 Análisis técnico- económico

Con base en el estudio técnico-económico, se presentará conclusiones y recomendaciones con respecto a la elección del material, tomando en cuenta consideraciones constructivas, costos de los materiales y los datos encontrados al modelar la estructura en el software SAP2000.

CAPÍTULO IV

GENERALIDADES DEL PROYECTO

El proyecto de titulación contemplará el estudio de un edificio de 3 plantas y el tapagradadas. Se realizará el prediseño de elementos estructurales, modelación del edificio en los distintos materiales y por último el diseño definitivo. A continuación, se presentará las características principales del proyecto arquitectónico seleccionado:

Planta baja Nv+0.00

El nivel 0.00 tiene un área de 152 m² y una altura de entrepiso de 2.88m, el cual cuenta con una distribución arquitectónica de dos locales de los cuales uno cuenta con baño, también se cuenta con un minidepartamento en la parte posterior el cual está compuesto por un dormitorio, sala, cocina y baño; y en el centro de la planta se ubica el área destinada para las gradadas.

Planta nivel Nv+3.08

El nivel 3.08 tiene un área de 166 m² y una altura de entrepiso de 2.34m, el cual cuenta con una distribución arquitectónica de seis dormitorios, comedor, cocina, tres baños, un vestíbulo y el área destinada para las gradadas.

Planta nivel Nv+5.62

El nivel 5.62 tiene un área de 166 m² y una altura de entrepiso de 2.34m, el cual cuenta con una distribución arquitectónica de 3 departamentos de los cuales cada uno cuenta con cocina, baño y dos dormitorios, además el piso cuenta con un vestíbulo y el área destinada para las gradadas.

Planta nivel Nv+8.16

Corresponde a la terraza, la cual tiene un área de 166 m² y se asume una altura de mampostería de 1.20m, la misma que será colocada únicamente en los muros externos.

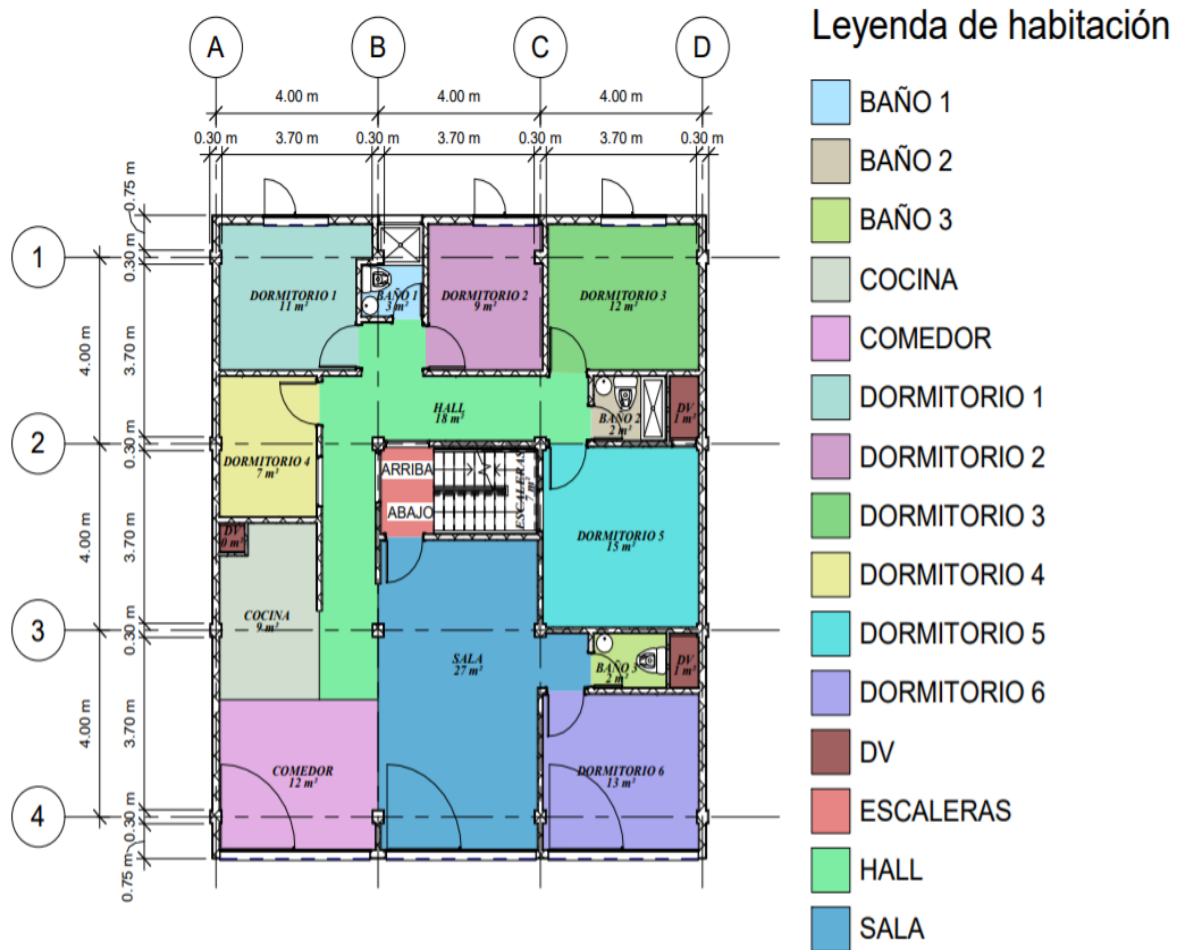
Planta nivel Nv+11.18

En este nivel se encuentra únicamente el tapagradas, tiene un área de 16 m² y se considera una losa inaccesible.

A continuación, se muestra la planta arquitectónica del primer nivel y la vista en 3D de la edificación.

Figura 12

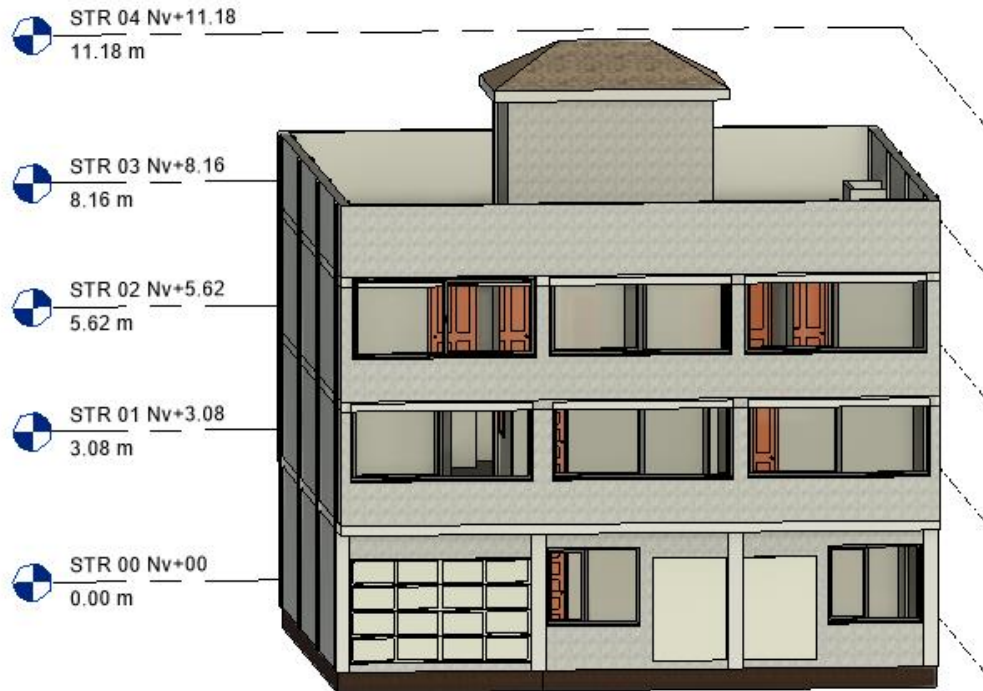
Planta arquitectónica Nv+3.08.



Nota. Se realizó el modelo en Revit con base en los planos arquitectónicos originales. Elaborado por: Las autoras, en base a la imagen obtenida de Revit (2019).

Figura 13

Vista en 3D de la edificación.



Nota. El modelo en 3D fue realizado en REVIT a partir de los planos arquitectónicos originales. Elaborado por: Las autoras, en base a la imagen obtenida de Revit (2019).

4.1 Perfil de suelo

Con base en la ubicación del proyecto y con la ayuda de la información encontrada en el estudio de Microzonificación Sísmica de Quito de Roberto Aguiar Falconí, el perfil de suelo correspondiente a la zona de interés es de tipo D.

4.2 Descripción de la edificación original en hormigón armado

La configuración estructural de la edificación multifamiliar en hormigón armado está compuesta por columnas cuadradas de 30x30 cm, vigas rectangulares de 25x30 cm y losas bidireccionales aligeradas con un espesor de 20cm, para el alivianamiento de dichas losas se cuenta con bloques de hormigón de 15 cm, los cálculos respectivos de los volúmenes de hormigón armado y los kg totales de acero empleados en la construcción se detallan en el capítulo 8.

4.3 Descripción de la estructura a diseñar en acero estructural

El edificio en acero estructural tiene un sistema conformado por columnas, vigas y viguetas. En las columnas se cuenta con perfiles HEB ya que se busca que tengan una configuración más cuadrada, para tener mayor radio de giro e inercia, para las vigas y viguetas se cuenta con perfiles laminados IPE ya que en estos elementos que están sometidos a flexión se busca que sean peraltados, para la losa se cuenta con losas de placa colaborante y se emplea hormigón de resistencia a la compresión 210 kgf/cm².

4.4 Descripción de la estructura en madera laminada

El edificio en madera laminada tiene un sistema conformado por columnas, vigas y viguetas y se empleó arriostramiento tipo X con el fin que las riostras soporten las cargas laterales que en este caso es la sollicitación de sismo, reducir las secciones y disminuir el periodo. En las columnas se cuenta con secciones compuestas espaciadas, para las vigas se emplea secciones rectangulares al igual que en las viguetas, la losa está conformada por entablados de tipo OSB.

CAPÍTULO V

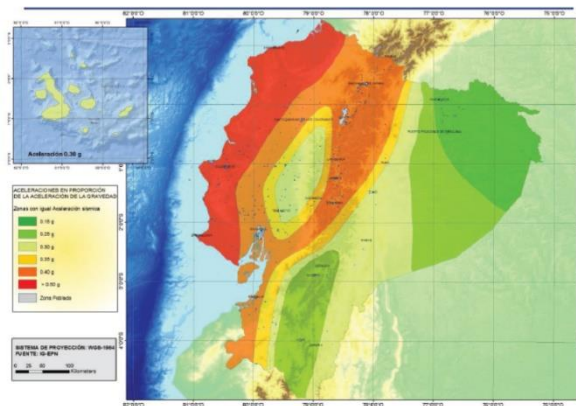
DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS SÍSMICOS

5.1 Zonificación sísmica y factor de zona Z.

La edificación de estudio se encuentra ubicada en Quito en el sector de Quitumbe, por lo cual su zona sísmica es la V.

Figura 14

Zonas sísmicas del Ecuador.



Nota. La figura muestra que para Quito se tiene una zona sísmica de V, con un valor de Z de 0.4g. Fuente NEC-SE-DS (2015).

Tabla 14

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	> 0.5
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Nota. La figura muestra que para la zona sísmica de V se tiene un peligro sísmico alto. Fuente NEC-SE-DS (2015).

5.2 Tipo de perfil de suelo.

En el sector Quitumbe se cuenta con un suelo tipo D en base a lo descrito en el literal 4.1.

Tabla 15

Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.	$50 > N \geq 15$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$

Nota. La figura muestra que se puede clasificar el tipo de perfil de suelo en base a ciertas características. Fuente NEC-SE-DS (2015).

5.3 Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd, Fs

5.3.1 Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

En la siguiente tabla se muestra el valor del coeficiente fa en base al tipo de suelo del proyecto y la zona sísmica y el factor Z.

Tabla 16

Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	>0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.2
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85

Nota. El valor de F_a para una zona sísmica V, y un perfil de suelo tipo D es de 1.2. Fuente NEC-SE-DS (2015).

5.3.2 *Coefficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.*

En la siguiente tabla se muestra el valor del coeficiente F_d igual a 1.19

Tabla 17

Factor de sitio F_d .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	>0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Nota. El valor de F_d depende de la zona sísmica del proyecto y el tipo de perfil del suelo.

Fuente NEC-SE-DS (2015).

5.3.3 *Coefficiente de comportamiento no lineal de los suelos*

En la siguiente tabla se muestra el valor del coeficiente F_s en base al tipo de suelo del proyecto y la zona sísmica y el factor Z, con un valor de 1.28.

Tabla 18

Coefficiente F_s .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	>0.5

A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Nota. El valor de F_s depende de la zona sísmica del proyecto y el tipo de perfil del suelo.

Fuente NEC-SE-DS (2015).

5.4 Coeficiente de importancia de la estructura (I)

El coeficiente de importancia depende del tipo de uso, destino e importancia a la que sea destinada la estructura, ya que hay ciertas edificaciones que necesitan mantenerse en operación después de un sismo. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 19

Coeficiente de importancia.

Categoría	Tipos de uso e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3

Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1
-------------------	--	---

Nota. Se emplea el valor de uno debido a que se está estudiando un edificio que será de uso residencial no especial. Fuente NEC-SE-DS (2015).

5.5 Periodo de vibración T

En base a la sección 6.3.3 de la norma NEC-SE-DS (2015) establece que para obtener el periodo de vibración de manera aproximada se emplea la ecuación 12.

5.5.1 Periodo de vibración T para estructuras de acero

$$T = C_t * h_n^\alpha \quad \text{Ec. (12)}$$

Dónde:

C_t y α : coeficientes que dependen del tipo de estructura.

h_n : Altura máxima de la edificación.

Tabla 20

Coefficientes C_t y α .

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75

Nota. Para la determinación depende tipo de estructura y de la configuración de esta. Fuente NEC-SE-DS (2015).

5.5.2 Periodo de vibración de la estructura para edificaciones en madera

El período de vibración aproximado para madera fue obtenido en base a la fórmula planteada en el Eurocódigo 5:

$$T = \frac{H^{0.75}}{20} \quad \text{Ec. (13)}$$

Donde:

T= período de vibración de la estructura.

H= altura total de la edificación.

5.6 Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

Se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad (g), depende del periodo de vibración de la estructura NEC-SE-DS (2015).

Para $0 \leq T$

$$Sa = n * Z * Fa \quad \text{Ec. (14)}$$

Para $T > Tc$

$$Sa = n * Z * Fa * \left(\frac{Tc}{T}\right) \quad \text{Ec. (15)}$$

Donde:

n= razón entre la aceleración espectral Sa (T= 0.1s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado. Los valores varían dependiendo de la región del Ecuador, los cuales son:

Tabla 21

Valor n en base a la ubicación del proyecto.

n	Características
1,8	Provincias de la costa (excepto Esmeraldas)
2,48	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
2,6	Provincias del Oriente

Nota. Su obtención de basa en la ubicación del proyecto. Elaborado por: Las autoras, con base en la información de la NEC-SE-DS (2015).

r = factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen del tipo de perfil del suelo.

Tabla 22

Factor r.

r	Características
1	Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
1,5	Para tipo de suelo E

Nota. Su obtención se basa en el tipo de perfil de suelo. Elaborado por: Las autoras, con base en la NEC-SE-DS (2015).

Donde:

T = periodo fundamental de vibración de la estructura.

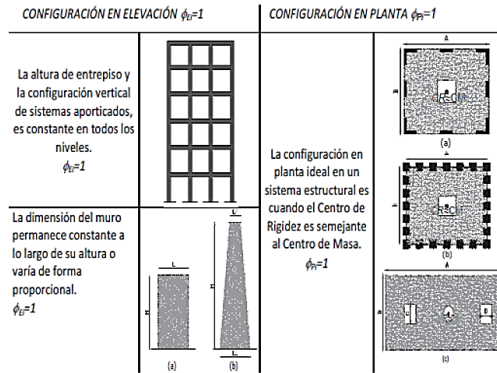
T_c = periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

5.7 Coeficiente de irregularidad en planta y elevación

La estructura que se analizará no presenta irregularidades en planta ni en elevación es por eso por lo que se asume un coeficiente de 1.

Figura 15

Configuración en planta y elevación ideal.



Nota. La configuración en planta es ideal cuando el centro de masa es semejante al centro de rigidez. Fuente NEC-SE-DS (2015).

5.8 Factor de reducción de resistencia sísmica R

El factor R permite la reducción de las fuerzas sísmicas, siempre y cuando la estructura y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas como es el caso de vigas y viguetas (NEC-SE-DS, 2015).

5.8.1 Factor de reducción sísmico para edificios de acero

En el edificio que va a ser modelado en estructura metálica se empleará un factor de reducción de resistencia sísmica R de 4.5 debido a que son pórticos intermedios a momento.

Tabla 23*Factor de reducción de respuesta sísmica.*

	Response Modification Coefficient R	Overstrength factor	Deflection Amplification
C.Moment-Resisting Frame System			
Stell special moment frames	8	3	5,5
stell special truss moment frames	7	3	5,5
Stell intermediate moment frames	4,5	3	4

Nota. El factor R para pórticos intermedios a momento es de 4.5. Elaborado por: Las autoras, en base al ASCE 7 (2016).

5.8.2 Factor de reducción sísmico para edificios de madera

Tabla 24*Factor R para edificios de madera.*

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia.	2,5
Estructuras de acero conformados en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos	2,5

Nota. Se emplea un valor de R de 2.5 para estructuras de madera limitada a 2 pisos. Fuente NEC-SE-DS (2015).

CAPÍTULO VI

CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA EN ACERO

6.1 Determinación de cargas verticales

Para realizar un análisis de carga se debe cuantificar la carga muerta de los elementos estructurales y no estructurales. Las cargas vivas se estiman según el uso al que este destinado la edificación, en la sección 4.2.1 de la norma (NEC-SE-CG, 2015).

6.1.1 Carga viva

Para determinar la carga viva depende del uso para cual este destinado la edificación, para los niveles de entepiso tenemos una carga viva de 200 kg/m² para uso residencial, según la tabla 9 en la sección 4.2.1 de la NEC-SE-CG (2015), mientras que para el tapagrada será de 70 kg/m² debido a que es una terraza inaccesible.

6.1.2 Carga permanente

Las cargas permanentes son las del peso propio de los elementos estructurales como las columnas, vigas, losas y la de elementos no estructurales como acabados, paredes, instalaciones. Estas cargas permanecen constantes toda la vida útil de la estructura. Para realizar la cuantificación se debe considerar el peso de la mampostería, enlucidos y masillados.

6.2 Prediseño de elementos estructurales

6.2.1 Prediseño de losa deck

6.2.1.1 Longitud efectiva L_e .

La longitud L_e corresponde a la longitud entre viguetas, en base a la luz libre (L) y el número de vanos (3 vanos).

$$L = 4 m$$

$$L_y = 3$$

$$L_e = \frac{L}{L_y}$$

$$L_e = 1.33 \text{ m}$$

Donde:

L= longitud de la vigueta.

Le= longitud entre viguetas.

Ly= número de vanos.

Se determina el peralte de la losa en base a la siguiente ecuación:

$$h = \frac{100 * L_e}{32} \quad \text{Ec. (16)}$$

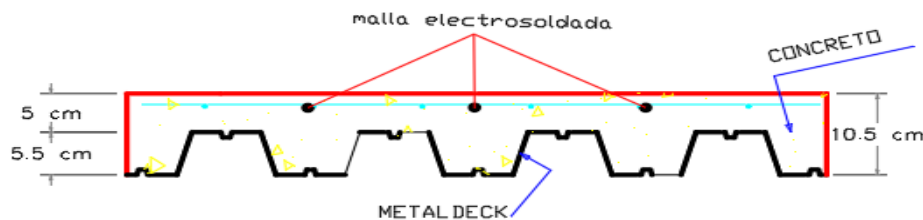
$$h = \frac{100 * 1.33}{32}$$

$$h = 5 \text{ cm}$$

6.2.1.2 Peralte total de la losa.

La altura de la onda se obtiene del catálogo de NOVALOSA el seleccionado es de 5.5 cm.

Figura 16
Configuración losa deck



Nota. La altura de la onda depende del diseñador. Elaborado por: Las autoras.

$$Ht = 5 \text{ cm} + 5.5 \text{ cm} = 10.5 \text{ cm}$$

Donde:

Ht= altura total de losa.

Se emplea un espesor de 0.76 mm y se determina en base a la tabla de Novalosa 55 el peso igual a $7.47 \frac{kgf}{m^2}$ y un volumen de hormigón de $0.075 \frac{m^3}{m^2}$

A continuación, se muestra una tabla de los pesos permanentes que se considera para el diseño de la losa y de la estructura, el cual contempla el peso propio de la losa como del acabado que se estima tendrá.

Tabla 25

Carga permanente que le llega a la losa.

Elemento	Fórmula	Peso $\left(\frac{kgf}{m^2}\right)$	Observaciones
Hormigón	$V_H * \gamma_H$	180	$V_H = 0.075$ $\gamma_H = 2400 \frac{kgf}{m^3}$
Deck	p_{deck}	7.47	NOVALOSA55 e= 7.47 mm
Mampostería	Mampostería	200	NSR-10
Instalaciones	Instalaciones	20	
Cielo raso	Cielo raso	25	
Masillado	$e * \gamma_m$	44	e=0.02m $\gamma_m = 2200 \frac{kgf}{m^3}$
Recubrimiento	$e * \gamma_m$	44	$\gamma_m = 2200 \frac{kgf}{m^3}$

Nota. Los pesos de mampostería, instalaciones y cielo raso fueron tomados de bibliografía y valores típicos. Elaborado por: Las autoras.

$$\text{Carga permanente total} = 311 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$P. \text{ vigueta} = 22 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga muerta total} = 515 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

6.2.2 Prediseño de viguetas

Para realizar el predimensionamiento de viguetas se utiliza la carga muerta total, la carga viva y el ancho cooperante de las viguetas de 1.33 m.

$$\text{Carga muerta total} = 515 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga viva} = 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Se realiza la combinación de cargas LRFD

$$W = 1.2D + 1.6L$$

Ec.(17)

$$W = 1.2 * 515 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * 1.333\text{m} + 1.6 * 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * 1.333\text{m}$$

$$W = 1251 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

En base a la carga última se determina el momento máximo positivo para la vigueta simplemente apoyada.

$$Mu = \frac{W * L^2}{8}$$

Ec.(18)

$$Mu = \frac{1.289 \frac{T}{m} * (4m)^2}{8}$$

$$Mu = 2.5 T.m$$

Se determina el módulo plástico requerido para la sección reemplazando el momento último y al límite de fluencia f_y .

$$Z_{req} = \frac{Mu}{\phi * f_y} \quad \text{Ec.(19)}$$

$$Z_{req} = \frac{2.5 * 10e5 (kgf.cm)}{0.9 * 2531 \left(\frac{kgf}{cm^2}\right)}$$

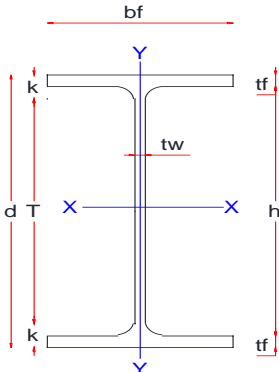
$$Z_{req} = 109.804 cm^3$$

Para escoger el perfil para vigas secundarias se busca perfiles tipo I, que sean laminados como lo son las IPN o IPE ya que son más peraltadas y es lo que se busca en una viga, otro de los requisitos es que el perfil seleccionado sea liviano y cumpla con los esfuerzos requeridos.

Se escoge un perfil IPE 200 con las siguientes características:

Tabla 26

Características de la viga IPE 200.

	<p> $d = 20 \text{ cm}$ $bf = 10 \text{ cm}$ $tf = 0.85 \text{ cm}$ $tw = 0.56 \text{ cm}$ </p>	<p> $A_g = 27.25 \text{ cm}^2$ $I_{xx} = 1845.59 \text{ cm}^4$ $I_{yy} = 141.93 \text{ cm}^4$ $Z_x = 209.66 \text{ cm}^3$ $r_x = 8.23 \text{ cm}$ $r_y = 2.28 \text{ cm}$ $S_x = 184.56 \text{ cm}^3$ </p>
---	--	---

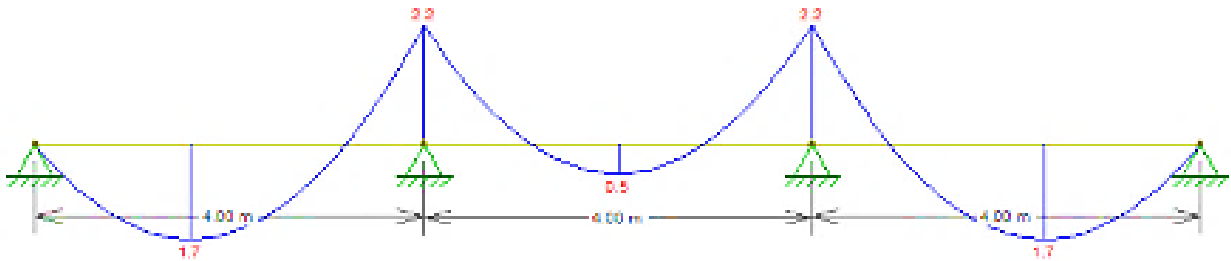
Nota. Son perfiles sísmicamente compactos laminados. Elaborado por las autoras, con datos obtenidos de DIPAC Manta.

6.2.3 Prediseño de vigas

En base a las cargas últimas aplicadas y con la ayuda del software Ftool se realizó el modelo tanto como viga continua, así como pórtico, obteniendo resultados más críticos al modelar como viga, a continuación, se muestran los resultados obtenidos.

Figura 17

Diagrama de momento de una viga continua.



Nota. Se toma el mayor valor para ser empleado en el prediseño de la viga. Fuente: FTOOLS.

$$Mu = 2.2 T.m$$

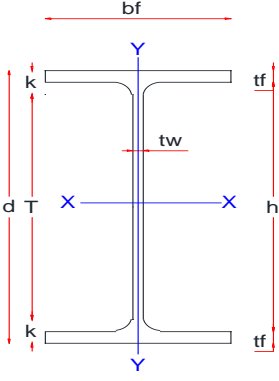
Se determina el módulo plástico requerido reemplazando los valores de momento último y límite de fluencia F_y en la ecuación 8 determina en la sección 6.2.2.

$$Z_{req} = \frac{2.2 * 10e5 (kgf.cm)}{0.9 * 2531 \left(\frac{kgf}{cm^2}\right)}$$

$$Z_{req} = 96.58 cm^3$$

Tabla 27

Características de la viga IPE 200.

	<p>d= 20 cm</p> <p>bf=10 cm</p> <p>tf=0.85 cm</p> <p>tw=0.56 cm</p>	<p>Ag=27.25cm²</p> <p>Ixx=1845.59 cm⁴</p> <p>Iyy=141.93 cm⁴</p> <p>Zx=209.66 cm³</p> <p>rx= 8.23 cm</p> <p>ry=2.28 cm</p> <p>sx=184.56 cm³</p>
---	---	---

Nota. Son perfiles sísmicamente compactos laminados. Elaborado por las autoras, con datos obtenidos de DIPAC Manta.

Para escoger el perfil para vigas principales se busca perfiles tipo I, tomando en cuenta los requisitos anteriormente mencionados para las viguetas. Se escoge un perfil IPE 200 con un módulo plástico de 209.66cm³.

6.2.4 Prediseño de columnas

$$Carga\ muerta\ total = 515 \frac{kgf}{m^2}$$

$$Carga\ viva = 200 \frac{kgf}{m^2}$$

Se realiza la combinación de cargas LRFD reemplazando los valores en la ecuación 6.

$$W = 1.2 * 515 \frac{kgf}{m^2} + 1.6 * 200 \frac{kgf}{m^2} = 938 \frac{kgf}{m^2}$$

La carga axial que soporta el tapagrada es

$$W = 1.2 * 290 \frac{kgf}{m^2} + 1.6 * 70 \frac{kgf}{m^2} = 460 \frac{kgf}{m^2}$$

Se realiza el predimensionamiento de la columna B2, cuya área cooperante es de $16 m^2$ por lo tanto, la carga axial que le llega a la columna del primer piso es de:

$$Pu = \left(938 \frac{kgf}{m^2} * 3 + 460 \frac{kgf}{m^2} \right) * 16m^2 = 52382.39 kgf$$

Para realizar el prediseño de columnas metálicas se puede considerar en base al radio de giro mínimo y basado en el área mínima.

6.2.4.1 Basado en el área mínima.

Se adopta una esbeltez de 60, el esfuerzo elástico de pandeo se determina con la siguiente ecuación:

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{Esb} \quad \text{Ec.(20)}$$

6.2.4.1.1 Definición de parámetros.

$$Esb = 60$$

$$E = 2100000 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$Fy = 2531 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$Fe = \frac{\pi^2 * 2100000 \frac{kgf}{cm^2}}{60}$$

$$Fe = 5757.27 \frac{kgf}{cm^2}$$

Si la esbeltez es menor o igual $4.71 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$, el esfuerzo crítico es igual a:

$$Fcr = 0.658 \frac{Fy}{Fe} * Fy \quad \text{Ec.(21)}$$

$$F_{cr} = 0.658 \frac{2531 \frac{kgf}{cm^2}}{5757.27 \frac{kgf}{cm^2}} * 2531 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$F_{cr} = 2105.66 \frac{kgf}{cm^2}$$

Con base en el esfuerzo crítico (Fcr) y la carga última que le llega a la columna (Pu) se determina el área mínima para el prediseño.

$$A_g = \frac{P_u}{0.9 * F_{cr}} \quad \text{Ec.(22)}$$

$$A_g = \frac{52382.39 \text{ kgf}}{0.9 * 2105.66 \frac{kgf}{cm^2}}$$

$$A_g = 27.64 \text{ cm}^2$$

Con base en el radio de giro mínimo, también se puede prediseñar la columna, adoptando un factor K igual a 1.2 y una esbeltez igual a 60.

$$R_{min} = \frac{K * L}{E_{sb}} \quad \text{Ec.(23)}$$

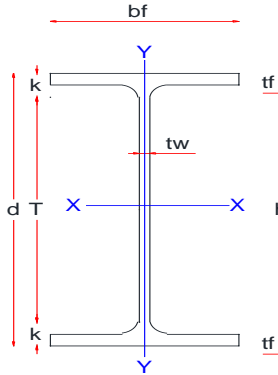
$$R_{min} = \frac{1.2 * 308 \text{ cm}}{60}$$

$$R_{min} = 6.16 \text{ cm}$$

En base al área mínima y el radio de giro mínimo obtenidos en el prediseño se busca un perfil HEB que cumpla con esas dos condiciones. Por lo tanto, se emplea un perfil HEB con las siguientes características:

Tabla 28

Características de la viga HEB 200.

	<p>d= 20 cm bf=20 cm tf= 1.5 cm tw=0.9 cm</p>	<p>Ag=75.3cm² Ixx=5513.48 cm⁴ Iyy=2001.03 cm⁴ Zx=220.03cm³ rx= 8.56 cm ry=5.15 cm sx=551.35 cm³</p>
---	---	--

Nota. Son perfiles sísmicamente compactos laminados. Elaborado por las autoras, con datos obtenidos de DIPAC Manta.

6.3 Acciones sísmicas

6.3.1 Corte basal de diseño

El cortante basal de diseño se determina en base a la sección 6.3.2 de la norma (NEC-SE-DS, 2015).

$$v = \frac{I * S_a}{R * \phi_E * \phi_P} * W \quad \text{Ec.(24)}$$

Donde:

I= factor de importancia.

S_a= aceleración espectral.

R= factor de reducción de respuesta sísmica.

ϕ_E = factor de configuración estructural en elevación.

ϕ_P = factor de configuración estructural en planta.

6.3.2 Cálculo del período de vibración T

En el numeral 5.5.1 se establece que para estructuras de acero sin arriostramiento los valores de C_t y α son de 0.072 y 0.8 respectivamente, donde h_n es la altura total de la edificación igual a 11.18 m. Reemplazando en la ecuación 1, se tiene:

$$T = 0.072 * 11.18^{0.8}$$

$$T = 0.497 \text{ s}$$

6.3.3 Cálculo de la aceleración espectral S_a

En base a las tablas de la NEC-SE-DS (2015), se obtiene los valores de F_a , F_d y F_s .

$$F_a = 1.2$$

$$F_d = 1.19$$

$$F_s = 1.28$$

Reemplazando los valores de F_a , F_d y F_s en la ecuación 14, tenemos:

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ec.(25)}$$

$$T_c = 0.55 * 1.28 * \frac{1.19}{1.2}$$

$$T_c = 0.698 \text{ s} < T$$

Como T_c es menor a T por lo tanto se reemplaza los valores de n y de Z en la ecuación 3, para determinar la aceleración espectral.

Donde:

$n = 2.48$ para la sierra

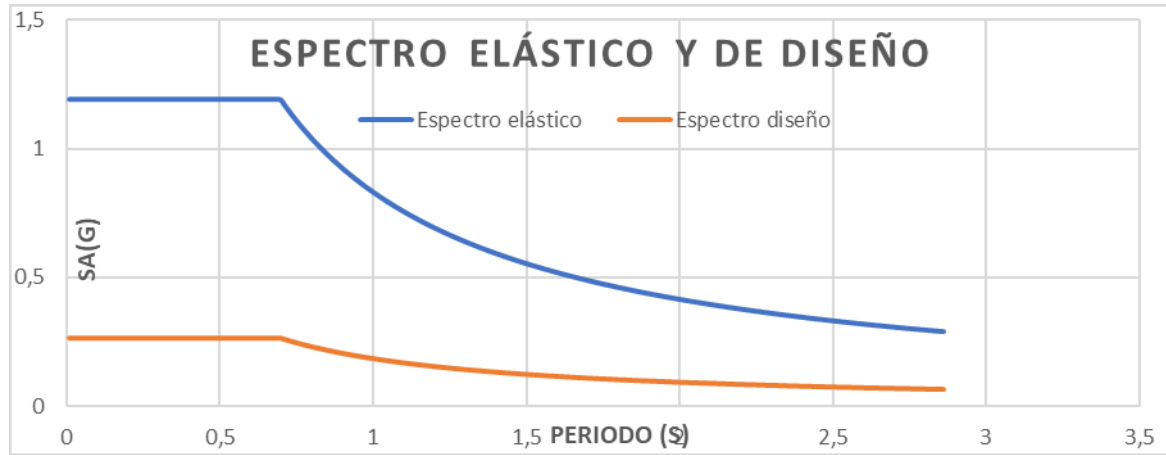
$Z = 0.4$ para una zona V con caracterización de peligro sísmico alto.

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.2$$

$$S_a = 1.1904$$

Figura 18

Espectro elástico y de diseño Acero.



Nota. Para el espectro de diseño se empleó un factor R de 4.5. Elaborado por: Las autoras.

6.3.4 Determinación del coeficiente sísmico

Reemplazando los valores del coeficiente de importancia (I) sección 5.4, aceleración espectral (S_a) sección 6.3.3, factor de reducción de respuesta sísmica (R) sección 5.8 y coeficientes de configuración en planta (ϕ_P) y en elevación (ϕ_E) sección 5.7 en la ecuación 13 se obtiene:

$$v = \frac{1 * 1.1904}{4.5 * 1 * 1} * w$$

$$v = 0.265 w$$

6.4 Verificación del comportamiento de la estructura ante acciones sísmicas

6.4.1 Torsión

De los resultados obtenidos mediante el análisis realizado utilizando el software SAP2000 se obtuvo los siguientes resultados con respecto a la torsión:

Tabla 29

Verificación de la torsión edificio de acero.

MODOS	Ux	Uy	Uxy	Rz	%M
1	2.63E-12	0.88	0.88	5.10E-09	0.000001
2	0.875	4.10E-12	0.875	6.95E-06	0.000794

Nota. Se analizan los dos primeros modos que deben ser traslacionales. Elaborado por: Las autoras, con datos obtenidos del SAP2000.

Ejemplo de cálculo de Uxy y %M:

$$U_{xy} = \sqrt{U_x^2 + U_y^2} \quad \text{Ec.(26)}$$

Reemplazando los valores de Ux y Uy en la ecuación 15 tenemos:

$$U_{xy} = \sqrt{(2.63E - 12)^2 + 0.88^2}$$

$$U_{xy} = 0.88$$

$$\%M = \frac{R_z}{U_{xy}} * 100 \quad \text{Ec.(27)}$$

Reemplazando los valores de Uxy y Rz en la ecuación 16 tenemos:

$$\%M = \frac{5.10E - 09}{0.88} * 100$$

$$\%M = 0.000001\%$$

Al realizar los cálculos correspondientes se obtuvo que tanto en el modo 1 como en el 2 el porcentaje de masa que rota con respecto al que se traslada es inferior al límite máximo en la práctica que es de 15%, lo cual nos lleva a concluir que la estructura cumple con lo establecido en la norma NEC-SE-DS (2015) en la que estipula que en los dos primeros modos el comportamiento debe ser flexural.

6.4.2 Participación modal

La NEC-SE-DS (2015) en su sección 6.2.2 estipula lo siguiente, “Se debe considerar en el análisis todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.”

Tabla 30

Participación de masa modal.

Modo	Período (s)	ΣU_x	ΣU_y
1	0.620	2.63E-12	0.88
2	0.511	0.875	0.88
3	0.453	0.875	0.88
4	0.337	0.9	0.88
5	0.333	0.9	0.88
6	0.319	0.9	0.88
7	0.315	0.9	0.88
8	0.288	0.911	0.88
9	0.285	0.911	0.88
10	0.285	0.911	0.88
11	0.285	0.911	0.88
12	0.253	0.911	0.902

Nota. Se considera el número de modos hasta completar el 90% participación de masa en las dos direcciones. Fuente: datos obtenidos del SAP2000.

Con base en los resultados obtenidos con respecto a participación modal, la estructura cumple con los parámetros establecidos en la normativa vigente, ya que en la dirección X la participación modal llega al 90% en el 4° modo y en la dirección Y completa el 90.2% en el 12° modo.

6.4.3 Período fundamental

El período fundamental de la estructura no debe ser mayor en un 30% al valor del período fundamental obtenido con el Método 1 de la NEC.

El valor obtenido del periodo fundamental determinado de manera aproximada en el numeral 6.3.2 es:

$$T = 0.497 \text{ s}$$

Tomando en cuenta el incremento del 30% tenemos:

$$T_{max} = 1.30 * T$$

Reemplazando el valor de T tenemos:

$$T_{max} = 1.30 * 0.497$$

$$T_{max} = 0.646 \text{ s}$$

El periodo obtenido mediante la modelación en SAP2000 fue de 0.62 s en función de lo que corresponde al primer modo como se puede observar en la tabla 30.

Comparando los periodos obtenidos tanto por el método aproximado, así como el del SAP2000, el periodo cumple con ser menor al límite establecido en la sección 6.3.3 de la norma (NEC-SE-DS, 2015).

$$T_{SAP} < T_{max}$$

$$0.62 \text{ s} < 0.646 \text{ s}$$

6.4.4 Verificación del cortante dinámico con respecto al cortante estático

La NEC-SE-DS (2015) en su sección 6.2.2 estipula que el cortante dinámico total en la base no debe ser menor al 80 % del cortante estático para estructuras regulares.

Tabla 31

Verificación del 80% del cortante estático.

Caso	Fx	Fy
Sx	55.0896	5,033E-12
Sy	8,784E-12	55.0966
Dx	44.0917	0.0003128
Dy	0.0003201	44.0782
% Sismo Estático	80%	80%
Factor acc. Corrección	1.00	1.00

Nota. El factor de corrección se emplea cuando el porcentaje del sismo dinámico no cumple con lo establecido. Elaborado por: Las autoras, con datos obtenidos del SAP2000.

En base a la tabla se puede determinar que el porcentaje del sismo estático con respecto al dinámico es del 80 %, por lo tanto, cumple con lo establecido.

6.4.5 Verificación de las derivas de piso

La norma NEC-SE-DS (2015), establece en la sección 4.2.2 un límite permisible para la máxima deriva inelástica de 0,02 para estructuras de hormigón armado, metálicas y de madera.

La siguiente expresión se usa para determinar la deriva elástica:

$$\Delta e = \frac{\text{desplazamiento del piso superior} - \text{desplazamiento del piso inferior}}{\text{altura de entrepiso}} \quad \text{Ec.(28)}$$

La siguiente ecuación determina la deriva inelástica la cual sirve para verificar el máximo permisible que establece la NEC-SE-DS (2015).

$$\Delta m = 0,75 * R * \Delta e \quad \text{Ec.(29)}$$

Donde

R= Factor de reducción de respuesta sísmica

Δe =deriva elástica

Tabla 32

Verificación de las derivas DX.

DERIVAS DE PISO Dx (COLUMNA 2C)								
XZ	H (cm)	U1 (m)	Der rel (m)	Der rel (cm)	Δe	Δm	Δm (%)	CHEQUEO
	0	0	0	0				
	308	0,0064	0,0064	0,64	0,0021	0,0071	0,71	OK
	254	0,0122	0,0057	0,57	0,0023	0,0076	0,76	OK
	254	0,0157	0,0035	0,35	0,0014	0,0046	0,46	OK
	302	0,0186	0,0030	0,30	0,0010	0,0033	0,33	OK

Nota. Se verifica que la deriva inelástica sea menor al 2%. Elaborado por: Las autoras, con datos obtenidos del SAP2000.

Tabla 33

Verificación de las derivas DY.

DERIVAS DE PISO Dy (COLUMNA 2C)								
YZ	H (cm)	U2 (m)	Der rel	Der rel (cm)	Δe	Δm	Δm (%)	CHEQUEO
	0	0	0	0				
	308	0,0111	0,0111	1,11	0,0036	0,0121	1,21	OK
	254	0,0216	0,0106	1,06	0,0042	0,0140	1,40	OK
	254	0,0285	0,0068	0,68	0,0027	0,0091	0,91	OK
	302	0,0340	0,0055	0,55	0,0018	0,0062	0,62	OK

Nota. Se verifica que la deriva inelástica sea menor al 2%. Elaborado por: Las autoras, con datos obtenidos del SAP2000.

Las derivas de piso, empleado el sismo dinámico en x y sismo dinámico en y, no supera la máxima deriva inelástica de 0.02 que establece la normativa NEC-SE-DS (2015) en la sección 4.2.2.

6.5 Diseño de elementos estructurales

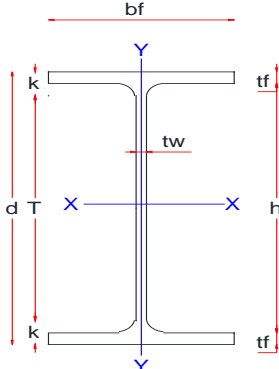
Una vez que se realizó todas las verificaciones sismo resistentes que establece la normativa y se verificó que las secciones empleadas cumplan con los requisitos ya establecidos en el capítulo anterior se procede a realizar el diseño final de los elementos.

6.5.1 Diseño de viguetas

Para el diseño de viguetas se cuenta con una sección IPE 220, la cual fue empleada en todo el edificio, excluyendo el tapagradas en donde fue empleada una sección IPE 200.

Tabla 34

Características de la vigueta IPE 220.

	<p> $d = 22 \text{ cm}$ $bf = 11 \text{ cm}$ $tf = 0.92 \text{ cm}$ $tw = 0.59 \text{ cm}$ $h = 20.16 \text{ cm}$ </p>	<p> $Ag = 32.13 \text{ cm}^2$ $I_{xx} = 2652.77 \text{ cm}^4$ $I_{yy} = 204.43 \text{ cm}^4$ $Z_x = 273.277 \text{ cm}^3$ $r_x = 9.08 \text{ cm}$ $r_y = 2.52 \text{ cm}$ $s_x = 241.16 \text{ cm}^3$ </p>
---	---	---

Nota. Son perfiles sísmicamente compactos laminados. Elaborado por: Las autoras, con datos obtenidos de DIPAC Manta.

Se debe verificar la compacidad del perfil seleccionado, en la tabla 35 se encuentran las relaciones ancho espesor límite para comprobar si el perfil es compacto, no compacto o esbelto en la tabla B4.1 b del (AISC 360, 2016) en su capítulo F.

Tabla 35

Relación ancho-espesor para elementos en flexión.

Relación ancho-espesor	Compacta λ_p	Esbelto - no esbelto λ_r
Patín de la vigueta $\frac{bf}{tf}$	$0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Alma de vigueta	$3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Nota. La relación ancho espesor límite varia en base de si el perfil es laminado o armado. Elaborado por: Las autoras, con datos obtenidos del AISC 360 (2016).

6.5.1.1 Comprobación patín de la vigueta.

$$\lambda_{patin} = \frac{b}{2tf} \quad \text{Ec.(30)}$$

$$\lambda_{patin} = \frac{\frac{11cm}{2}}{0.92 cm}$$

$$\lambda_{patin} = 5.98$$

$$\text{Módulo de elasticidad } (E) = 2100000 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\text{Resistencia a la fluencia } (F_y) = 2531 \frac{kgf}{cm^2}$$

6.5.1.1.1 Relación ancho espesor límite para secciones compactas (patín).

$$\lambda_{p_patin} = 0.38 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Ec.(31)}$$

$$\lambda_{p_patin} = 10.95$$

5.98 < 10.95, por lo tanto, el patín de la vigueta es compacta.

6.5.1.1.2 Comprobación alma de la vigueta.

$$\lambda_{alma} = \frac{h}{tw} \quad \text{Ec.(32)}$$

$$\lambda_{alma} = \frac{20.16 \text{ cm}}{0.59 \text{ cm}}$$

$$\lambda_{alma} = 34.17$$

6.5.1.1.3 Relación ancho espesor límite para secciones compactas (alma).

$$\lambda_{p_alma} = 3.76 * \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad \text{Ec.(33)}$$

$$\lambda_{p_alma} = 108.31$$

34.17 < 108.31, por lo tanto, el alma de la vigueta es compacta.

Se realiza la verificación del estado límite de fluencia en base a los requerimientos del (AISC 360, 2016). En la sección (F-2-1), donde el momento nominal es igual al momento plástico.

En la siguiente ecuación se determina el momento plástico, que relaciona la tensión de fluencia (Fy) y el módulo de sección plástico (Zx).

$$Mp = Fy * Zx \quad \text{Ec.(34)}$$

$$Fy = 2531 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$Zx = 273.277 \text{ cm}^3$$

$$M_p = 2531 \frac{kgf}{cm^2} * 273.277 cm^3 * \frac{1 tnf}{1000 kgf} * \frac{1 m}{100 cm}$$

$$M_p = 6.92 tnf * m$$

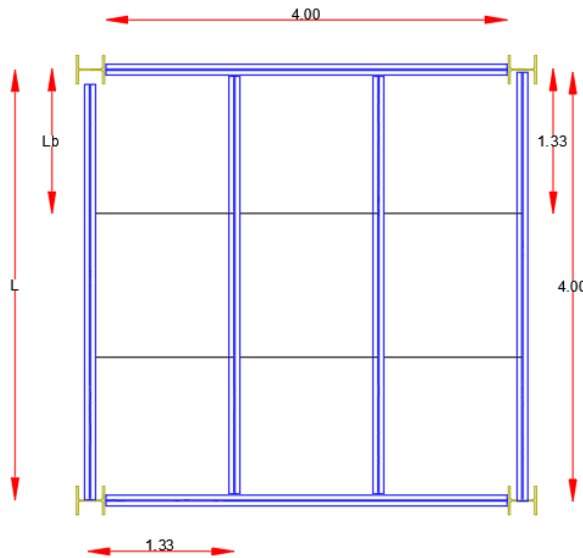
6.5.1.1.4 Estado límite de pandeo lateral torsional.

Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica AISC 360 (2016). Por lo tanto, en la ecuación 23 se determina la longitud libre entre apoyos laterales (l_b).

Se consideró 2 apoyos laterales para la viga en el modelo realizado en el programa SAP 2000, por lo tanto, la viga de 4 m de longitud tiene un l_b :

Figura 19

Determinación de L , L_b .



Nota. El valor de L_b depende del número de apoyos colocados. Elaborado por: Las autoras.

$$l_b = \frac{L}{\# \text{ apoyos} + 1} \quad \text{Ec. (35)}$$

$$lb = \frac{4m}{2 + 1}$$

$$lb = 1.333m$$

El AISC 360 (2016) en el capítulo F define a la longitud no soportada límite del estado de fluencia (l_p), la cual se encuentra en el capítulo (F2-5).

El radio de giro sobre el eje y (r_y) es igual a 2.52 cm para un perfil laminado IPE 220

$$l_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec.(36)}$$

$$l_p = 1.76 * 2.52 \text{ cm} * \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{2531 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}$$

$$l_p = 127.87 \text{ cm} = 1.279 \text{ m}$$

Como $lb=1.333 \text{ m}$ es mayor a $L_p= 1.279 \text{ m}$, aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional.

Longitud no soportada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico (L_r)

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J * c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * F_y}{E}\right)^2}} \quad \text{Ec.(37)}$$

Donde

$c= 1$, para vigas I simétricas, $h_o = 21.08 \text{ cm}$, $s_x= 241.16 \text{ cm}^3$

$$C_w = \frac{I_y * h_o^2}{4} \quad \text{Ec.(38)}$$

$$C_w = \frac{204.43 \text{ cm}^4 * 21.08^2}{4}$$

$$C_w = 22710.65 \text{ cm}^6$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_{yy} * C_w}}{S_x}} \quad \text{Ec.(39)}$$

$$r_{ts} = 2.99 \text{ cm}$$

$$J = \frac{2 * b_f * t_f^3 + (h + t_f) * t_w^3}{3} \quad \text{Ec.(40)}$$

$$J = 7.15 \text{ cm}^4$$

Se determina la longitud L_r para verificar el estado límite de pandeo lateral torsional en base a la sección F2-6 del (AISC 360, 2016).

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J * c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 4.38 \text{ m}$$

Se verifica que la longitud L_b sea mayor que L_p y que $L_p \leq L_r$, para determinar el momento nominal.

Tabla 36

Valores de L_b , L_r , L_p y verificaciones.

Parámetro	Valor (m)
L_b	1.333
L_p	1.279
L_r	4.38
Verificación:	Ecuación para utilizar:
$L_b > L_p$	$M_n = c_b * \left(M_p - (M_p - 0.7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$
$L_p < L_r$	

Nota. Como $L_b > L_p$, el estado límite de pandeo lateral torsional aplica. Elaborado por: Las autoras, con datos obtenidos del AISC 360 (2016).

El coeficiente c_b puede ser calculado o podemos adoptar un valor de 1 tomando en cuenta un diseño más conservador, en nuestro caso adoptamos la última opción.

Tabla 37

Definición de Parámetros.

Parámetro	Valor	Unidades
M_p	691678.84	Kgf.cm
F_y	2531	$\frac{kgf}{cm^2}$
S_x	241.16	cm^3

Nota. La tabla muestra los parámetros empleados para la determinación del momento nominal. Elaborado por: Las autoras.

De la ecuación detallada en la tabla 36, dividimos la ecuación de la siguiente manera:

$$(M_p - 0.7 * F_y * s_x)$$

$$\left(691678.84 \text{ kgf. cm} - 0.7 * 2531 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 241.16 \text{ cm}^3 \right) = 264405.43 \text{ kgf. cm}$$

$$\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)$$

$$\left(\frac{133.33 \text{ cm} - 127.87 \text{ cm}}{437.67 \text{ cm} - 127.87 \text{ cm}} \right) = 0.018$$

Reemplazando los valores tenemos:

$$M_n = 1 * (691678.84 \text{ kgf. cm} - 264405.43 \text{ kgf. cm} * 0.018)$$

$$M_n = 687014.11 \text{ kgf. cm}$$

$$M_n = 6.87 \text{ tnf. m}$$

El momento nominal se determina con el menor valor obtenido entre el momento plástico y el momento nominal por el estado límite de pandeo lateral torsional, donde el momento plástico obtenido en la sección anterior es de 6.92 Tonf*m y el momento nominal es de 6.87 Tonf *m, comparando los dos valores escogemos el mínimo.

$$Mn = 6.87 \text{ Tonf} \cdot m$$

Se determina el momento de diseño empleando un factor de reducción a flexión $\phi = 0.9$, por lo tanto, el momento de diseño LRFD en base a la sección F1 del (AISC 360, 2016).

Se determina con la siguiente expresión:

$$\phi Mn = 0.9 * Mn \quad \text{Ec.(41)}$$

$$\phi Mn = 0.9 * 6.87 \text{ tnf} * m$$

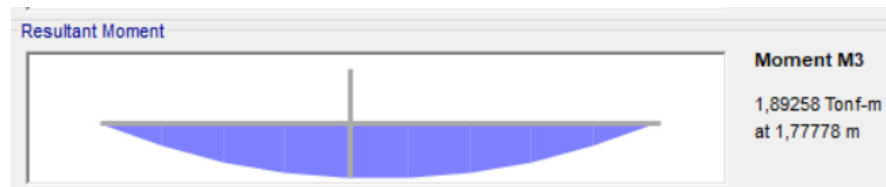
$$\phi Mn = 6.18 \text{ tnf} * m$$

El momento último fue obtenido gracias a la modelación en el programa estructural SAP2000, con la combinación de carga más crítica que en el caso de las viguetas es la de 1.2D +1.6 L, la vigueta más cargada se encuentra en el primer nivel en el paño A-B 1-2.

El momento último es de 1.90 Tonf *m, como se muestra en la figura 9:

Figura 20

Momento último de la vigueta.



Nota. El momento último se seleccionó con base en la combinación de carga más crítica. Fuente: SAP2000.

Además del momento de diseño, y momento último se determina la relación de interacción, la cual debe cumplir que sea menor a 1 para que el perfil seleccionado cumpla con los requisitos de resistencia.

$$\frac{Mu}{\phi Mn} < 1 \quad \text{Ec.(42)}$$

$$\frac{1.90 \text{ Tonf} * m}{6.18 \text{ Tonf} * m} = 0.31$$

0.31 < 1 por lo tanto, cumple con los criterios de resistencia

6.5.1.1.5 Verificación del corte en la vigueta.

La capacidad de diseño a corte que soporta una vigueta se determina en base a la ecuación 35 donde $\phi = 1$ por el método LRFD para secciones laminadas, se verifica que cumpla la restricción G2-1 que establece (AISC 360, 2016).

$$\frac{h}{tw} \leq 2.24 * \sqrt{\frac{E}{Fy}} \quad \text{Ec.(43)}$$

$$\frac{20.16 \text{ cm}}{0.59 \text{ cm}} \leq 2.24 * \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{2531 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}$$

31.17 ≤ 64.52 cumple la restricción

Se determina la resistencia nominal de corte según la sección G2-1 del AISC 360

(2016).

$$Vn = 0.6 * fy * Aw * Cv \quad \text{Ec.(44)}$$

El coeficiente de corte del alma (Cv) es igual a 1 para secciones I laminadas, por lo tanto, la capacidad mínima que debe resistir la vigueta a corte es de:

Se emplea h y no la altura total del perfil para determinar el área del alma para ser conservadoras en el diseño.

$$A_w = h * t_w$$

Ec.(45)

$$A_w = 20.16 \text{ cm} * 0.59 \text{ cm}$$

$$A_w = 11.89 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0.6 * f_y * A_w * C_v$$

$$V_n = 0.6 * 2531 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 11.89 \text{ cm}^2 * 1$$

$$V_n = 18063.19 \text{ kgf}$$

Se determina el cortante de diseño en la ecuación 35 en base al factor de reducción que establece el AISC 360 (2016) en su capítulo G.

$$\phi V_n = \phi * V_n$$

Ec.(46)

$$\phi V_n = 1 * 18063.19 \text{ kgf}$$

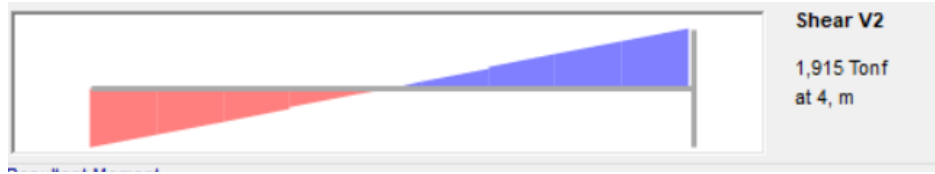
$$\phi V_n = 18063.19 \text{ kgf} = 18.063 \text{ tnf}$$

Se realiza la verificación que el cortante último sea menor a la capacidad de diseño a corte que soporta la vigueta.

El cortante último fue obtenido en base a la modelación con el software de diseño SAP2000, empleando la combinación de cargas más crítica. En la figura 10 se indica el valor de cortante para la vigueta más cargada.

Figura 21

Cortante último de la vigueta.



Nota. El cortante último se seleccionó en base a la combinación de carga más crítica. Fuente: SAP2000.

$$V_u < \phi V_n \quad \text{Ec.(47)}$$

$1.92 \text{ tnf} < 18.063 \text{ tnf}$ la sección propuesta resiste las solicitaciones, por lo cual pasa por corte.

6.5.2 Diseño de vigas

La sección para verificar es de tipo IPE 240, la misma que fue ubicada en todas las vigas de los niveles $N_v+3.08$, $N_v+5.62$, $N_v+8.16$, también de tomarse en cuenta que en el nivel $N_v+11.18$ correspondiente al tapagradas se utiliza secciones IPE 200 para las vigas.

Tabla 38

Características de la viga IPE 240.

	<p> $d= 24 \text{ cm}$ $bf=12 \text{ cm}$ $tf=0.98 \text{ cm}$ $tw=0.62 \text{ cm}$ $h=22.04 \text{ cm}$ </p>	<p> $A_g=37.19 \text{ cm}^2$ $I_{xx}=3670.97 \text{ cm}^4$ $I_{yy}=282.68 \text{ cm}^4$ $Z_x=346.01 \text{ cm}^3$ $r_x= 9.94 \text{ cm}$ $r_y=2.76 \text{ cm}$ $s_x=305.91 \text{ cm}^3$ </p>
--	--	--

Nota. Son perfiles sísmicamente compactos laminados. Elaborado por las autoras, con datos obtenidos de DIPAC Manta.

A continuación, se revisa la compacidad del patín y del alma perfil con la ayuda de la tabla 35 la cual está basada en las ecuaciones que nos proporciona el (AISC 360, 2016) en el capítulo F, reemplazando los valores en la ecuación 19, 20, 21 y 22 determinadas en la sección 6.5.1.1.

6.5.2.1 Comprobación patín de la viga

$$\lambda_{patin} = \frac{\frac{12 \text{ cm}}{2}}{0.98 \text{ cm}}$$

$$\lambda_{patin} = 6.12$$

6.5.2.2 Definición de parámetros.

$$\text{Módulo de elasticidad } (E) = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Resistencia a la fluencia } (F_y) = 2531 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

6.5.2.3 Relación ancho espesor límite para secciones compactas

(patín).

$$\lambda_{p_patin} = 10.95$$

6.12 < 10.95, por lo tanto, el patín de la viga es compacta.

6.5.2.3.1 Comprobación alma de la viga.

$$\lambda_{alma} = \frac{22.04 \text{ cm}}{0.62 \text{ cm}}$$

$$\lambda_{alma} = 35.55$$

6.5.2.3.2 Relación ancho espesor límite para secciones compactas (alma).

$$\lambda_{p_alma} = 108.31$$

35.55 < 108.31, por lo tanto, el alma de la viga es compacta.

6.5.2.4 Estado límite de fluencia.

Se determina el momento plástico reemplazando los valores en la ecuación 23, que relaciona la tensión de fluencia (F_y) y el módulo de sección plástico (Z_x).

Parámetros propios de la sección:

$$F_y = 2531 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$Z_x = 346.01 \text{ cm}^3$$

$$M_p = 2531 \frac{kgf}{cm^2} * 346.01 \text{ cm}^3 * \frac{1 \text{ tnf}}{1000 \text{ kgf}} * \frac{1 \text{ m}}{100 \text{ cm}}$$

$$M_p = 8.76 \text{ tnf} * \text{m}$$

6.5.2.5 Estado límite de pandeo lateral torsional.

Se consideró 2 apoyos laterales para la viga en el modelo realizado en el programa SAP 2000, por lo tanto, la viga de 4 m de longitud tiene un lb:

$$lb = \frac{L}{\# \text{ apoyos} + 1}$$

$$lb = \frac{4 \text{ m}}{2 + 1}$$

$$lb = 1.333 \text{ m}$$

Longitud no soportada para el estado límite de fluencia (l_p).

El radio de giro sobre el eje y (r_y) es igual a 2.76 cm para un perfil laminado IPE 240, por lo tanto, se determina el valor de la longitud no soportada para el estado límite de fluencia reemplazando los valores en la ecuación 25.

$$l_p = 1.76 * 2.76 \text{ cm} * \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{2531 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}$$

$$l_p = 139.8 \text{ cm} = 1.398 \text{ m}$$

Dado que $l_b = 1.333 \text{ m}$ es menor a $l_p = 1.398 \text{ m}$, no aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional.

Longitud no soportada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico (L_r) definida en la ecuación 26.

Donde:

$c = 1$, para vigas I simétrica, $h_o = 23.02 \text{ cm}$, $s_x = 305.91 \text{ cm}^3$, para determinar los valores C_w , r_{ts} , J se reemplazan en las ecuaciones 27,28,29 respectivamente.

$$C_w = \frac{I_y * h_o^2}{4}$$

$$C_w = \frac{282.68 \text{ cm}^4 * (23.02 \text{ cm})^2}{4}$$

$$C_w = 37449.17 \text{ cm}^6$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_{yy} * C_w}}{s_x}}$$

$$r_{ts} = 3.26 \text{ cm}$$

$$J = \frac{2 * b_f * t_f^3 + (h + t_f) * t_w^3}{3}$$

$$J = 9.36 \text{ cm}^4$$

Se determina la longitud L_r para verificar el estado límite de pandeo lateral torsional definida en la ecuación 26.

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J * c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 4.70 \text{ m}$$

Se verifica que la longitud L_b sea mayor que L_p y que L_p sea menor o igual que L_r , para determinar el momento nominal.

Tabla 39

Valores de L_b , L_r , L_p y verificaciones.

Parámetro	Valor (m)
L_b	1.333
L_p	1.398
L_r	4.703
Verificación:	Ecuación para utilizar:
$L_b < L_p$	
$L_p < L_r$	
$L_b < L_r$	$M_n = M_p$

Nota. Como $L_b < L_p$, el estado límite de pandeo lateral torsional no aplica. Elaborado por: Las autoras, con datos obtenidos del AISC 360 (2016).

$$M_n = 8.76 \text{ tnf} * m$$

El momento nominal se determina con el menor valor obtenido entre el momento plástico y el momento nominal por el estado límite de pandeo lateral torsional, dado que momento nominal es igual que el momento plástico tenemos lo siguiente:

$$M_n = 8.76 \text{ tnf} * m$$

6.5.2.6 Momento de diseño.

$$\phi = 0.9$$

$$\phi M_n = 0.9 * 8.76 \text{ tonf} * m$$

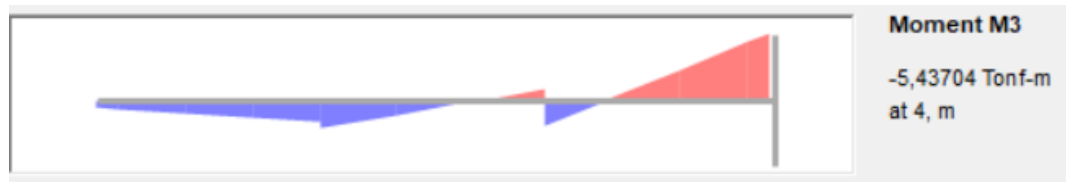
$$\phi M_n = 7.88 \text{ tonf} * m$$

El momento último fue obtenido gracias a la modelación en el programa estructural SAP 2000, con la combinación de carga más crítica, la viga más cargada se encuentra en el primer nivel en el pórtico 3 en la viga A-B.

El momento último es de 5.44 Tonf *m, como se muestra en la siguiente figura:

Figura 22

Momento último de la viga.



Nota. El momento último se seleccionó en base a la combinación de carga más crítica. Fuente: SAP2000.

Aparte del momento de diseño y del momento último se determina la relación de interacción, la cual debe cumplir que sea menor a 1 para que el perfil seleccionado para la viga cumpla con los requisitos de resistencia.

$$\frac{M_u}{\phi M_n} < 1$$

$$\frac{5.44 \text{ Tonf} * m}{7.88 \text{ Tonf} * m} = 0.69$$

0.69 < 1 por lo tanto, cumple con los criterios de resistencia

6.5.2.7 Verificación del corte en la viga.

La capacidad de diseño a corte que soporta una viga se determina en base a la ecuación 35, donde se debe verificar que cumpla la restricción que establece (AISC 360, 2016). En la sección G2-1.

$$\frac{22.04 \text{ cm}}{0.62 \text{ cm}} \leq 2.24 * \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{2531 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}$$

$$35.65 \leq 64.52 \text{ cumple la restricción}$$

El coeficiente de corte del alma (C_v) es igual a 1 para secciones I laminadas, por lo tanto, la capacidad mínima que debe resistir la viga a corte es de:

Se emplea h y no la altura total del perfil por una manera de ser conservadoras en el diseño.

$$A_w = 22.04 \text{ cm} * 0.62 \text{ cm}$$

$$A_w = 13.67 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0.6 * 2531 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 13.67 \text{ cm}^2 * 1$$

$$V_n = 20751.78 \text{ kgf}$$

Se determina el cortante de diseño en base al factor de reducción que establece el AISC en su capítulo G, reemplazando los valores en la ecuación 35.

$$\phi V_n = 1 * 20751.78 \text{ kgf}$$

$$\phi V_n = 20751.78 \text{ kgf} = 20.75 \text{ tnf}$$

Se realiza la verificación que el cortante último sea menor a la capacidad de diseño a corte que soporta la viga.

El cortante último fue obtenido en base a la modelación con el software de diseño SAP 2000, empleando la combinación de cargas más crítica. En la siguiente figura se indica el valor de cortante para la viga más cargada.

Figura 23

Cortante último de la viga.



Nota. El cortante último se seleccionó en base a la combinación de carga más crítica. Fuente: SAP2000.

$5.67 \text{ Tonf} < 20.75 \text{ Tonf}$ la sección propuesta resiste las solicitaciones, por lo cual pasa por corte.

6.5.3 Diseño de columnas

Para el diseño de columnas se cuenta con una sección HEB 260, la cual fue empleada en todo el edificio, además el diseño está tomando en cuenta la columna del nivel $N_v+3.08$, la misma que cuenta con una longitud de 3.08m.

Tabla 40

Características de la columna HEB 260.

	<p> $d=26\text{ cm}$ $bf=26\text{ cm}$ $tf=1.75\text{ cm}$ $tw=1\text{ cm}$ $h=22.5\text{ cm}$ </p>	<p> $Ag=113.5\text{ cm}^2$ $I_{xx}=14350.87\text{ cm}^4$ $I_{yy}=5128\text{ cm}^4$ $Z_x=1229.94\text{ cm}^3$ $r_x=11.25\text{ cm}$ $r_y=6.72\text{ cm}$ $s_x=1103.91\text{ cm}^3$ </p>
--	--	---

Nota. Son perfiles sísmicamente compactos laminados. Elaborado por las autoras, con datos obtenidos de IMPORT ACEROS.

Se debe verificar que la columna cumpla la condición de sección compacta establecida en el capítulo B del AISC 360 (2016) en la tabla B4.1 a

Tabla 41

Límites de esbeltez.

Relación ancho-espesor		Compacta λ_r
Patín	$\frac{b}{t}$	$0.56 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Alma	$\frac{h}{tw}$	$1.49 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Nota. La relación ancho espesor limite varia en base si el perfil es laminado o armado.

Elaborado por: Las autoras, en base a la Tabla B4.1 a del AISC 360 (2016).

6.5.3.1 Comprobación patín de la columna.

$$\lambda_{patin} = \frac{b}{t} \tag{Ec. (48)}$$

$$\lambda_{\text{patín}} = \frac{\frac{26 \text{ cm}}{2}}{1.75 \text{ cm}}$$

$$\lambda_{\text{patín}} = 7.43$$

$$\text{Módulo de elasticidad (E)} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Resistencia a la fluencia (Fy)} = 2531 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

6.5.3.1.1 Relación ancho espesor límite para secciones compactas (patín).

Las ecuaciones serán obtenidas de la tabla B4.1 a “Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros Sujetos a Compresión Axial” de la norma AISC 360 (2016).

$$\lambda_{r_patin} = 0.56 * \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad \text{Ec.(49)}$$

$$\lambda_{r_patn} = 16.13$$

7.43 < 16.13, por lo tanto, el patín de la columna es compacta.

6.5.3.1.2 Comprobación alma de la columna.

$$\lambda_{alma} = \frac{h}{tw} \quad \text{Ec.(50)}$$

$$\lambda_{alma} = \frac{22.5 \text{ cm}}{1 \text{ cm}}$$

$$\lambda_{alma} = 22.5$$

6.5.3.1.3 Relación ancho espesor límite para secciones compactas (alma).

$$\lambda p_{alma} = 1.49 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Ec. (51)}$$

$$\lambda p_{alma} = 42.92$$

22.5 < 42.92, por lo tanto, el alma de la columna es compacta.

6.5.3.2 Determinación de la esbeltez en los dos ejes principales.

Longitud de la columna (L)= 3.08 m

Tabla 42

Definición de parámetros.

Parámetro	Valor
L (m)	3.08
Kx	0.7
Ky	1
lx (m)	2.54
ly (m)	2.54
rx (cm)	11.25
ry (cm)	6.72

Nota. Parámetros empleados para determinar la esbeltez de la columna. Elaborado por: Las autoras.

Tabla 43

Esbeltez de la columna en las dos direcciones ortogonales.

Dirección	Fórmula	Valor	Chequeo
X	$e_x = \frac{k_x * l_x}{r_x}$	19.174	$e_x < 200 \therefore ok$
Y	$e_y = \frac{k_y * l_y}{r_y}$	45.821	$e_y < 200 \therefore ok$

Nota. La esbeltez es la misma en las dos direcciones debido a que no existen arriostramientos en ninguna de ellas. Elaborado por: Las autoras.

De los valores de esbeltez anteriormente calculados, procedemos a tomar el valor máximo de los dos el cual es de 45.821 y se chequea también que este valor sea menor o igual al establecido en la sección E3-1 del (AISC 360, 2016).

$$\frac{k_x * l_x}{r_x} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec.(52)}$$

$$45.821 \leq 135.67$$

Debido a que la esbeltez cumple este último chequeo, el valor de F_{cr} se obtiene en base a la ecuación 42 obtenida en el literal E3-2 del (AISC 360, 2016)

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] * F_y \quad \text{Ec.(53)}$$

Donde el esfuerzo de pandeo crítico (F_e) se determina en base al literal E3-4 del (AISC 360, 2016):

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r} \right)^2} \quad \text{Ec.(54)}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2100000 \left(\frac{kgf}{cm^2} \right)}{(45.821)^2}$$

$$F_e = 9871.597 \frac{kgf}{cm^2}$$

Reemplazando F_e y F_y en F_{cr} :

$$F_{cr} = \left[0.658 \left(\frac{2531}{9871.597} \right) \right] * 2531$$

$$F_{cr} = 2273.497 \frac{kgf}{cm^2}$$

6.5.3.3 Resistencia nominal a la compresión.

Ec.(55)

$$Pn = F_{cr} * A_g$$

$$Pn = 2273.497 \frac{kgf}{cm^2} * 113.5cm^2$$

$$Pn = 258041.93 kgf = 258.042 tnf$$

6.5.3.3.1 Resistencia de diseño a la compresión.

$$\phi = 0.9$$

$$\phi Pn = 232.238 tnf$$

A continuación, se revisa la compacidad del patín y del alma perfil con la ayuda de la tabla 35 la cual está basada en las ecuaciones que nos proporciona el (AISC 360, 2016) en el capítulo F.

$$\lambda_{patin} = \frac{\frac{26 cm}{2}}{1.75 cm}$$

$$\lambda_{patin} = 7.43$$

6.5.3.4 Definición de parámetros.

$$\text{Módulo de elasticidad } (E) = 2100000 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\text{Resistencia a la fluencia } (Fy) = 2531 \frac{kgf}{cm^2}$$

6.5.3.5 Relación ancho espesor límite para secciones compactas (patín).

$$\lambda_{p_patin} = 10.95$$

7.43 < 10.95, por lo tanto, el patín de la viga es compacta.

6.5.3.5.1 Comprobación alma de la viga.

$$\lambda_{alma} = \frac{22.5 \text{ cm}}{1 \text{ cm}}$$

$$\lambda_{alma} = 22.5$$

6.5.3.5.2 Relación ancho espesor límite para secciones compactas (alma).

$$\lambda_{p_alma} = 108.31$$

22.5 < 108.31, por lo tanto, el alma de la viga es compacta.

6.5.3.6 Estado límite de fluencia.

Parámetros propios de la sección:

$$F_y = 2531 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Z_x = 1229.94 \text{ cm}^3$$

$$M_p = 2531 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 1229.94 \text{ cm}^3 * \frac{1 \text{ tnf}}{1000 \text{ kgf}} * \frac{1 \text{ m}}{100 \text{ cm}}$$

$$M_p = 31.13 \text{ tnf} * \text{m}$$

6.5.3.7 Estado límite de pandeo lateral torsional.

No se consideró apoyos laterales para la columna en el modelo realizado en el programa SAP 2000, por lo tanto, la columna de 2.54 m de longitud tiene un lb:

$$lb = \frac{3.08 \text{ m}}{0 + 1}$$

$$lb = 3.08 \text{ m}$$

Longitud no soportada para el estado límite de fluencia (l_p).

El radio de giro sobre el eje y (r_y) es igual a 6.72 cm para un perfil laminado HEB 260

$$l_p = 1.76 * 6.72 \text{ cm} * \sqrt{\frac{2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{2531 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}$$

$$l_p = 340.77 \text{ cm} = 3.408 \text{ m}$$

Dado que $l_b = 2.54 \text{ m}$ es menor a $l_p = 3.408 \text{ m}$, no aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional.

Longitud no soportada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico (L_r)

Donde:

$c = 1$, para vigas I simétrica, $h_o = 24.25 \text{ cm}$, $s_x = 1103.91 \text{ cm}^3$, para determinar los valores C_w , r_{ts} , J se reemplazan en las ecuaciones 27, 28 y 29 respectivamente.

$$C_w = \frac{5128.21 \text{ cm}^4 * (24.25 \text{ cm})^2}{4}$$

$$C_w = 753926.75 \text{ cm}^6$$

$$r_{ts} = 7.51 \text{ cm}$$

$$J = 100.98 \text{ cm}^4$$

Se determina la longitud L_r para verificar el estado límite de pandeo lateral torsional

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J * c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1564.62 \text{ cm} = 15.65 \text{ m}$$

Se verifica que la longitud L_b sea mayor que L_p y que L_p sea menor o igual que L_r , para determinar el momento nominal.

Tabla 44

Valores de L_b , L_r , L_p y verificaciones.

Parámetro	Valor (m)
L_b	3.08
L_p	3.41
L_r	15.65
Verificación:	Ecuación para utilizar:
$L_b < L_p$	
$L_p < L_r$	$M_n = M_p$
$L_b < L_r$	

Nota. Como $L_b < L_p$, el estado límite de pandeo lateral torsional no aplica. Elaborado por: Las autoras, en base al AISC 360 (2016).

$$M_n = 31.13 \text{ tnf} * m$$

El momento nominal se determina con el menor valor obtenido entre el momento plástico y el momento nominal por el estado límite de pandeo lateral torsional, dado que momento nominal es igual que el momento plástico tenemos lo siguiente:

$$M_n = 31.13 \text{ tnf} * m$$

6.5.3.8 Momento de diseño.

$$\phi M_n = 0.9 * 31.13 \text{ tnf} * m$$

$$\phi M_n = 28.02 \text{ tnf} * m$$

6.5.3.9 Estado límite de fluencia eje débil.

Se determina el valor del módulo plástico alrededor del eje débil mediante el uso de la ecuación 45.

$$Z_y = t_f * \frac{bf^2}{2} + h * \frac{tw^2}{4} \quad \text{Ec.(56)}$$

$$Zy = 1.75 \text{ cm} * \frac{26 \text{ cm}^2}{2} + 22.5 \text{ cm} * \frac{1 \text{ cm}^2}{4}$$

$$Zy = 597.13 \text{ cm}^3$$

Donde:

$$Fy = 2531 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Fy * Zy = 597.13 \text{ cm}^3 * 2531 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Fy * Zy = 1511353.53 \text{ kgf} * \text{cm} = 15.11 \text{ tnf} * \text{m}$$

Debe cumplir la condición que $Fy * Zy$ debe ser menor o igual que $1.6 * fy * sy$, para que el momento plástico en el eje débil sea igual a $Fy * Zy$.

$$sy = \frac{Iyy}{cgy} \quad \text{Ec.(57)}$$

$$sy = \frac{5128.21 \text{ cm}^4}{13 \text{ cm}}$$

$$sy = 394.48 \text{ cm}^3$$

$$1.6 * fy * sy = 1.6 * 2531 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 394.48 \text{ cm}^3$$

$$1.6 * fy * sy = 1597508.21 \text{ kgf} * \text{cm} = 15.98 \text{ tnf} * \text{m}$$

Como se cumple la verificación el momento plástico en el eje débil es igual a:

$$Mpy = 1511353.53 \text{ kgf} * \text{cm} = 15.11 \text{ tnf} * \text{m}$$

6.5.3.10 Momento de diseño eje débil.

$$\phi Mny = 0.9 * 15.11 \text{ tnf} * \text{m}$$

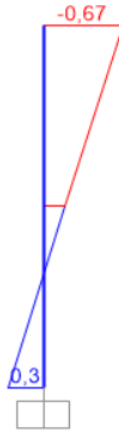
$$\phi Mny = 13.60 \text{ tnf} * \text{m}$$

6.5.3.11 Factor de amplificación que no provoca traslación.

Con base en la modelación realizada en el programa estructural SAP2000, se determina los momentos que no provocan traslación, los de una combinación de carga viva más carga muerta más crítica.

Figura 24

Momentos que no provocan traslación.



Nota. Estos momentos fueron considerados para una combinación de carga de 1.2D+1.6L. Fuente: SAP 2000.

M1 es el menor valor entre los momentos que provocan traslación, M2 es el mayor momento. Por lo tanto, los valores son de 0.3 Tonf*m y 0.675 Tonf*m respectivamente como se indica en la figura 18.

Se determina el factor equivalente de momento (C_m), que depende de M1 y M2 que son momentos producto de un análisis de primer orden.

$$C_m = 0.6 - 0.4 * \left(\frac{M1}{M2} \right) \quad \text{Ec. (58)}$$

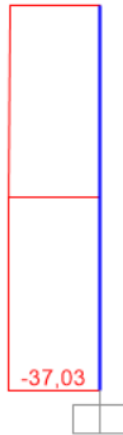
$$C_m = 0.6 - 0.4 * \left(\frac{0.3 \text{ tnf} * \text{m}}{0.675 \text{ tnf} * \text{m}} \right)$$

$$C_m = 0.422$$

El factor de amplificación depende de la resistencia requerida estimada desde un análisis de primer orden (Pr) y la resistencia elástica de pandeo (Pe1). En la figura 14 se estima el valor de la carga Pr obtenida del programa SAP 2000.

Figura 25

Resistencia requerida (Pr).



Nota. La carga axial requerida fue obtenida en base a una combinación de carga de 1.2D+1.6L. Fuente: SAP 2000.

La resistencia elástica de pandeo (Pe1), se determina en base a la siguiente ecuación que considera el módulo de elasticidad, y la inercia en el eje fuerte.

$$\text{Módulo de elasticidad (E)} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Inercia en el eje fuerte (Ixx)} = 14350.87 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Lc es igual a la longitud de la columna ya que no existe traslación en los extremos.

$$Pe1 = \frac{\pi^2 * E * Ixx}{Lc^2} \tag{Ec. (59)}$$

$$Pe1 = \frac{\pi^2 * 2100000 \frac{kgf}{cm^2} * 14350.87 \frac{kgf}{cm^2}}{308^2}$$

$$Pe1 = 3135419.639 \text{ kgf} = 3135.42 \text{ Tonf}$$

$$\frac{Cm}{1 - \frac{\alpha * Pr}{Pe1}} < 1 \quad \text{Ec.(60)}$$

$$\frac{0.273}{1 - \frac{1 * 37030 \text{ kgf}}{3135419.634 \text{ kgf}}} < 1$$

0.427 < 1 por lo tanto, el factor de amplificación β es igual a 1

6.5.3.12 Factor de amplificación que provoca traslación.

En base al programa se puede obtener los desplazamientos, pero se trabaja con el máximo que establece la normativa NEC-SE-DS (2015), obteniéndose una deriva elástica de:

$$\Delta E = \frac{0.02}{R * 0.75} \quad \text{Ec.(61)}$$

$$\Delta E = \frac{0.02}{4.5 * 0.75}$$

$$\Delta E = 0.0059$$

Por lo tanto, el desplazamiento relativo de piso ΔH se determina en base a la siguiente expresión.

$$\Delta H = \Delta E * lcol \quad \text{Ec.(62)}$$

$$\Delta H = 0.0059 * 308 \text{ cm}$$

$$\Delta H = 1.8231 \text{ cm}$$

La carga total de piso mayorada se obtiene en base al programa SAP 2000, dando un valor de:

$$P_{story} = 14.9143 \text{ tnf} + 31.64 \text{ tnf} + 33.14 \text{ tnf} + 14.9143 \text{ tnf}$$

$$P_{story} = 94.60 \text{ tnf}$$

La carga total vertical en columnas se obtiene en base al programa SAP 2000, dando un valor de:

$$P_{mf} = 94.60 \text{ tnf}$$

Se determina el factor R_m que relaciona la carga vertical en columnas (P_{mf}) y la carga total de piso mayorada (P_{story}), que se determina en la siguiente ecuación:

$$R_m = 1 - 0.15 * \left(\frac{P_{mf}}{P_{story}} \right) \quad \text{Ec. (63)}$$

$$R_m = 1 - 0.15 * \left(\frac{94.60 \text{ tnf}}{94.60 \text{ tnf}} \right)$$

$$R_m = 0.85$$

La resistencia crítica al pandeo elástico en dirección del desplazamiento considerado se determina en base a la siguiente ecuación:

$$P_{e \text{ story}} = \frac{R_m * H * l_{col}}{\Delta H} \quad \text{Ec. (64)}$$

Donde H es el corte acumulado en el piso de análisis, $H=55.09$ Tonf.

$$P_{e \text{ story}} = \frac{0.85 * 55.09 \text{ tnf} * 308 \text{ cm}}{1.8231 \text{ cm}}$$

$$P_{e \text{ story}} = 7911.004 \text{ tnf}$$

La sumatoria de la carga total de piso de todos los pórticos del sistema se denomina $P_{story-t}$, y se determina en base a los resultados que arroja el programa SAP 2000

$$P_{story-t} = 311.919 \text{ tnf}$$

Por lo tanto, el factor de amplificación que si provocan traslación (β_2) se determina en base a la siguiente ecuación:

$$\beta_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha * P_{story_t}}{P_{e\ story}}} \quad \text{Ec.(65)}$$

$$\beta_2 = \frac{1}{1 - \frac{1 * 311.919 \text{ tnf}}{7911.004 \text{ tnf}}}$$

$$\beta_2 = 1.041$$

6.5.3.13 Resistencias requeridas.

La resistencia axial requerida considerando efectos de segundo orden se determina empleando la carga axial que no provocan traslación (Pnt) y la carga axial que provoca traslación (Plt), en base a la siguiente expresión:

$$Pr = Pnt + \beta_2 * Plt \quad \text{Ec.(66)}$$

$$Pr = 37.03 \text{ tnf} * 1.041 * 0.74 \text{ tnf}$$

$$Pr = 37.8 \text{ tnf}$$

El momento requerido considerando efectos de segundo orden se determina empleando los momentos que no provocan traslación (Mnt) y los momentos que provoca traslación (Mlt), en base a la siguiente expresión:

$$Mrx = \beta_1 * Mnt + \beta_2 * Mlt \quad \text{Ec.(67)}$$

$$Mrx = 1 * 0.675 \text{ tnf} * m + 1.028 * 7.88 \text{ tnf} * m$$

$$Mrx = 8.878 \text{ tnf} * m$$

Momento requerido en el eje y, se obtiene del programa SAP 2000

$$Mry = 0.15 \text{ tnf} * m$$

6.5.3.14 Relación de interacción.

$$Pr = 37.8 \text{ tnf}$$

$$\phi Pn = 221.53 \text{ tnf}$$

$$\frac{Pr}{\phi Pn} = \frac{37.8 \text{ tnf}}{232.238 \text{ tnf}}$$

$$\frac{Pr}{\phi Pn} = 0.163$$

Como $\frac{Pr}{\phi Pn}$ es menor que 0.2 la relación de interacción para pórticos no arriostrados se determina de la siguiente manera:

$$f = \frac{Pr}{2 * \phi Pn} + \frac{Mrx}{\phi Mnx} + \frac{Mry}{\phi Mny} \quad \text{Ec.(68)}$$

$$f = \frac{37.8 \text{ tnf}}{2 * 232.238 \text{ tnf}} + \frac{8.878 \text{ tnf} * \text{m}}{28.017 \text{ tnf} * \text{m}} + \frac{0.15 \text{ tnf} * \text{m}}{13.6 \text{ tnf} * \text{m}}$$

$$f = 0.409 < 1 \text{ la sección es adecuada}$$

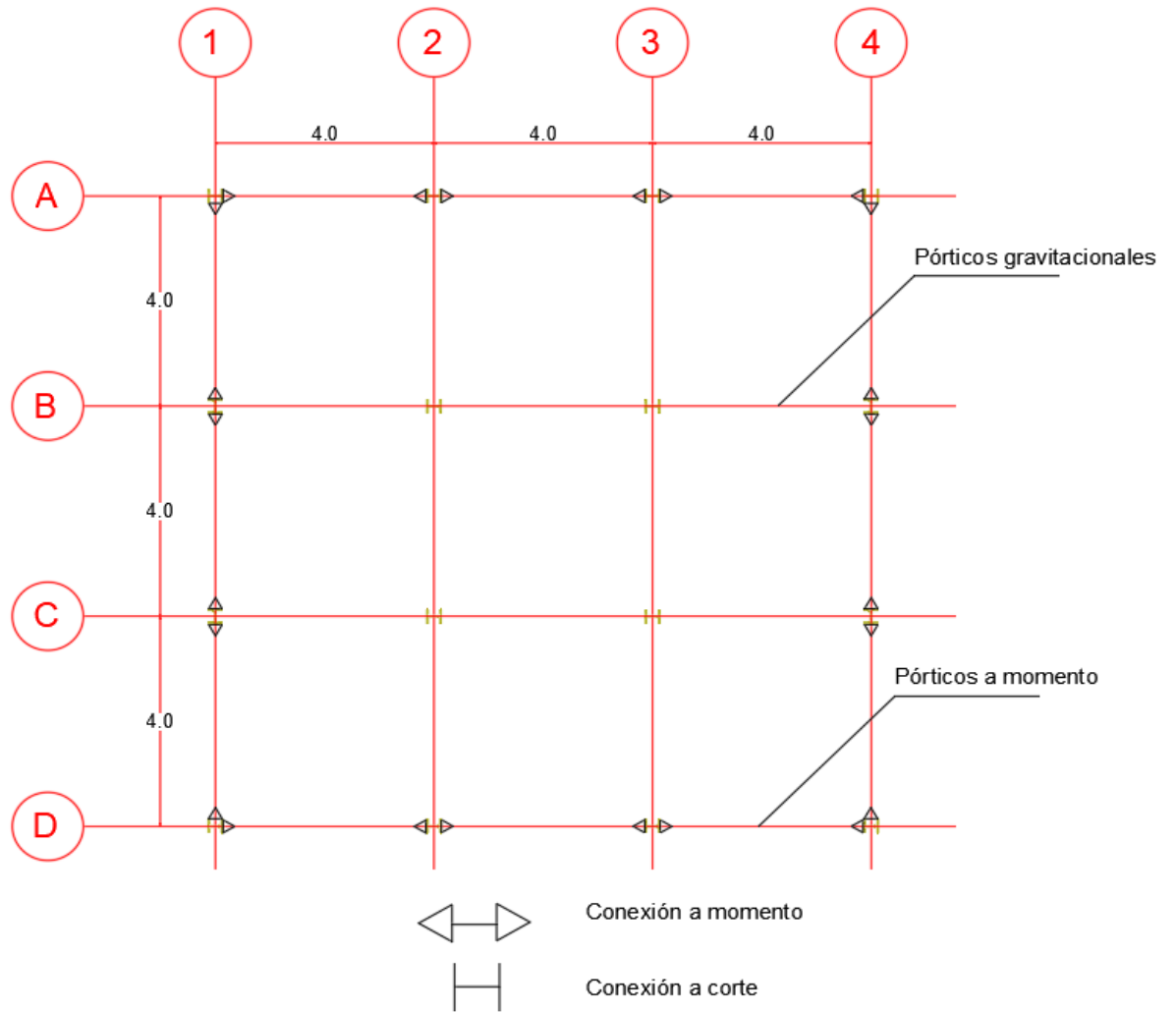
6.5.4 Diseño de conexiones en acero

Para el diseño se cuenta con conexiones a cortante que son las que unen la viga a la vigueta y conexiones a momento que son las que unen la columna con la viga a continuación se presenta cada una de ellas.

En base a la figura 3 se muestra que pórticos que trabajan momento y cuales a corte y según ese criterio se diseñaron las conexiones respectivas.

Figura 26

Vista en planta de pórticos resistentes a momento y gravitacionales.



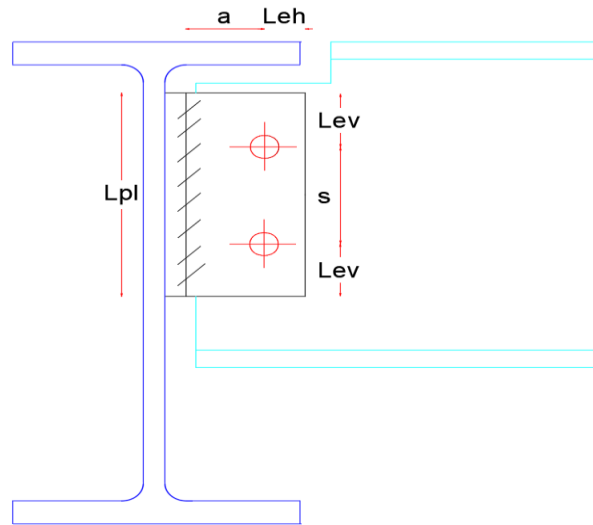
Nota. Los pórticos exteriores trabajan a momento y los interiores a gravedad. Elaborado por:

Las autoras.

6.5.4.1 Conexión a cortante unión viga vigueta.

Figura 27

Detalle unión viga-vigueta.

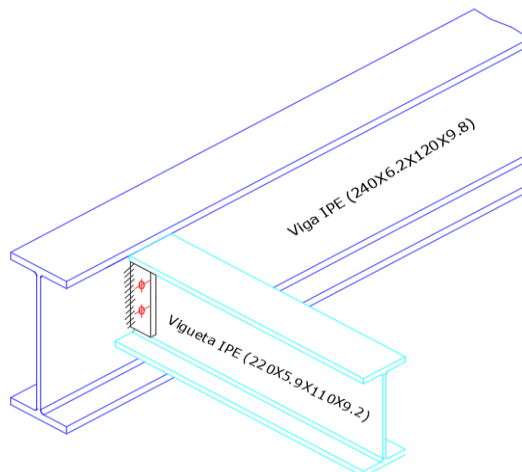


Nota. Se presenta la geometría de la placa. Elaborado por: las autoras.

Para este tipo de conexión se empleará placa simple soldada y apornada que deben cumplir los requerimientos del manual del AISC en su capítulo 10.

Figura 28

Detalle en 3D unión viga-vigueta.



Nota. Se presenta la vista 3D de la unión soldada apernada. Elaborado por: las autoras.

A continuación, se presenta una tabla resumen de las características definidas de la conexión que cumplen con los requisitos previos que estipula el manual del AISC.

Tabla 45

Características principales de la placa.

Nombre	Valor	Unidad
Longitud vertical (Lev)	3	cm
Longitud horizontal (Leh)	4	cm
Dist.soldadura al eje del perno (a)	8	cm
Espesor de la placa (epl)	6	mm
Número de pernos (np)	2	
Diámetro del perno (ϕ p)	3/4	in

Nota. La longitud Lev y la longitud Leh son las propuestas por las autoras y estarán sometidas a las distintas verificaciones. Elaborado por: Las autoras.

A continuación, se presenta la tabla en donde se resume el cálculo de las resistencias de la conexión en base a los pernos.

Tabla 46

Resistencia de la placa de conexión bajo diferentes solicitaciones.

RESISTENCIA AL CORTE DE CADA PERNO				
Fórmula	F _{nv} (kgf/cm ²)		Ab (cm ²)	F _{ad} (Tonf)
F _{adm} =0.75*F _{nv} *Ab	3796,576	A325-N	2,85	8,12
APLASTAMIENTO				
Fórmula	dp*epl (cm ²)	Fu (kgf/cm ²)		F _{ad} (Tonf)
F _{adm} =0.75*2.4*dp*epl*Fu	1,14	4077,80		8,39
DESGARRAMIENTO				
Fórmula	lc1=lev-(dp/2)	lc2(entre pernos)	Fu (kgf/cm ²)	F _{ad}

				(Tonf)
$F_{adm}=0.75*1.2*I_c*epl*Fu$	2,05	4,095	4077,80	4,51
RESISTENCIA DE LA CONEXIÓN BASADO EN LOS PERNOS				
El perno inferior genera desgarramiento antes de fallar por corte				F_{ad} (Tonf)
Fórmula	$F_{adm_pernos}=(np-1)$ $*F_{adm_corte}+F_{adm_desgarramiento}$			20,74

Nota. Se debe tomar el menor valor de todas las solicitaciones ya que ese será el valor que controla el diseño. Elaborado por: Las autoras.

Para determinar el bloque de cortante se debe determinar el área gruesa a corte, el área neta a tensión y el área neta a corte con el fin de determinar las fuerzas f_1 y f_2 y tomar el menor valor obtenido el cual será la resistencia por bloque de cortante en la placa.

Tabla 47

Determinación del bloque de cortante.

BLOQUE DE CORTANTE				
Fórmula		L_{pl} (cm)	L_{ev} (cm)	A_{gv} (cm ²)
$Agv=((L_{pl}-L_{ev}) *epl)$	(Ec.1)	18	3,00	9,00
Fórmula		1/16 in (cm)	L_{eh} (cm)	A_{nt} (cm ²)
$Ant=(L_{eh}-(0.5) *(dp+1/16 in)) *epl$	(Ec.2)	0,16	4,00	1,78
Fórmula		1/16 in (cm)	L_{ev} (cm)	A_{nv} (cm ²)
$Anv=(L_{pl}-L_{ev}-(np-0.5) *(dp+1/16 in)) *epl$	(Ec.3)	0,16	3,00	5,90
Φ		0,75		
Fórmula		U_{bs}	(kgf)	ϕRn (kgf)
$f_1=0.60*Fu*Anv+U_{bs}*Fu*Ant$		1	21708,19	15697,09
$f_2=0,6*F_y*Agv+U_{bs}*Fu*Ant$			20929,46	

Nota. Para determinar el valor de ϕRn se debe considerar el valor menor entre f_1 y f_2 .

Elaborado por: Las autoras.

Tabla 48

Determinación del corte en la placa.

CORTE PLACA SECCIÓN GRUESA				
Fórmula	Fy (kgf/cm ²)	Lpl (cm)	epl (cm)	F _{ad} (Tonf)
$F_{adm}=1*0.6*F_y*L_{pl}*e_{pl}$	2531	18	0,6	16,40
CORTE PLACA SECCIÓN NETA				
Fórmula	Anv (cm ²)	Fu (kgf/cm ²)	F _{ad} (Tonf)	
$F_{adm}=0.75*0.6*F_u*Anv$	7,09	4077,80	13,00	

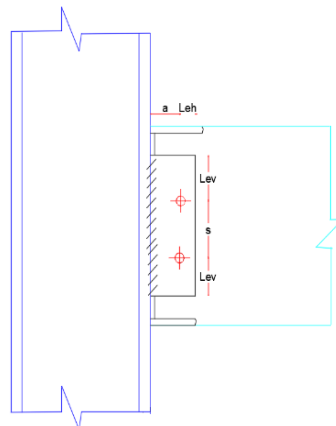
Nota. Se evalúa el corte tanto para la sección gruesa como para la neta obteniendo que la más crítica es en el área neta. Elaborado por Las autoras.

Al finalizar con la obtención de la resistencia de la conexión basada en los pernos, el bloque de cortante, el corte de placa sección gruesa y corte de placa en la sección neta, se toma el menor valor obtenido y ese es la resistencia de la conexión. En este caso el corte placa en la sección neta controla el diseño con un valor de 13 Tonf.

6.5.4.2 Conexión a momento unión viga columna.

Figura 29

Detalle unión viga-columna.



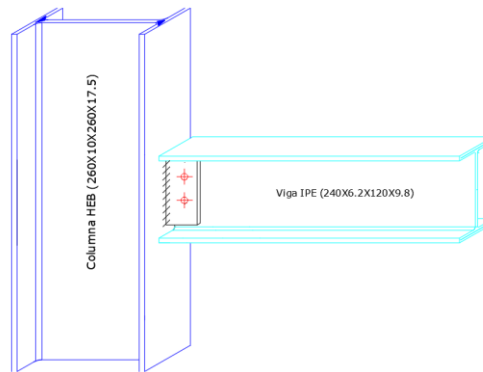
Nota. Se presenta la geometría de la placa en la conexión a momento. Elaborado por: las autoras.

Para el dimensionamiento se consideró acero A36 al igual que para la placa de cortante, las solicitaciones requeridas en base a la combinación de carga más crítica es momento de 5.44 Tonf y cortante último de 5.67 Tonf.

Una vez que se verifica que el momento resistente sea mayor al momento actuante, se diseña la soldadura patín viga -columna para esto se emplea soldadura de penetración completa con electrodo E70XX, en base a la sección J2.6 del (AISC, 2015).

Figura 30

Detalle en 3D unión a momento.



Nota. Se presenta la vista 3D de la conexión a momento. Elaborado por: las autoras.

A continuación, se presenta una tabla resumen de las características definidas de la conexión que cumplen con los requisitos previos que estipula el manual del (AISC, 2015).

Tabla 49

Características principales de la placa.

Nombre	Valor	Unidad
Longitud vertical (Lev)	3.5	cm

Longitud horizontal (Leh)	4	cm
Dist.soldadura al eje del perno (a)	8	cm
Espesor de la placa (epl)	6	mm
Número de pernos (np)	2	
Diámetro del perno (ϕ_p)	$\frac{3}{4}$	in

Nota. Las longitudes Lev y Leh son las propuestas por las autoras y están sujetas a cambio dependiendo de los distintos chequeos a los que está sujeta la conexión. Elaborado por: Las autoras.

Se presenta la tabla en donde se resume el cálculo de las resistencias de la conexión en base a los pernos.

Tabla 50

Resistencia de la placa de conexión bajo diferentes solicitaciones.

RESISTENCIA AL CORTE DE CADA PERNO				
Fórmula	F _{nv} (kgf/cm ²)		Ab (cm ²)	F _{ad} (Tonf)
F _{adm} =0.75*F _{nv} *Ab	3796,576	A325-N	1,979	5,64
APLASTAMIENTO				
Fórmula	dp*epl (cm ²)	Fu (kgf/cm ²)		F _{ad} (Tonf)
F _{adm} =0.75*2.4*dp*epl*Fu	0,95	4077,80		7,00
DESGARRAMIENTO				
Fórmula	lc1=lev-(dp/2)	lc2(entre pernos)	Fu (kgf/cm ²)	F _{ad} (Tonf)
F _{adm} =0.75*1.2*lc*epl*Fu	2,71	9,413	4077,80	5,96
RESISTENCIA DE LA CONEXIÓN BASADO EN LOS PERNOS				
El perno inferior genera desgarramiento antes de fallar por corte				F _{ad} (Tonf)
Fórmula	F _{adm_ Pernos} =(np-1)*F _{adm_corte} +F _{adm_desgarramiento}			17,23

Nota. Una vez chequeada la placa es necesario también evaluar la resistencia de los pernos, en este caso se obtiene que los pernos resisten más de la fuerza a la que estarán trabajando.

Elaborado por: Las autoras.

Para determinar el bloque de cortante se debe obtener el área gruesa a corte, el área neta a tensión y el área neta a corte con el fin de determinar las fuerzas f_1 y f_2 y tomar el menor valor obtenido el cual será la resistencia por bloque de cortante en la placa.

Tabla 51

Determinación del bloque de cortante.

Bloque de cortante			
$f_1 = 0.60 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$	Ant (cm ²)	Agv (cm ²)	U _{bs}
	1,876	8,7	1
$f_2 = 0.6 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$	Anv (cm ²)	F _u (kg/cm ²)	φ
	7,128	4077,8	0.75
f ₁ (Tonf)	f ₂ (Tonf)	Condición	F _{adm} (kgf)
25,091	20,863	f ₂ < f ₁	15.647

Nota. Para determinar la fuerza que resiste por bloque de cortante es necesario obtener el mínimo valor entre f_1 y f_2 . Elaborado por: Las autoras.

Tabla 52

Determinación del corte en la placa.

CORTE PLACA SECCIÓN GRUESA				
Fórmula	F _y (kgf/cm ²)	L _{pl} (cm)	e _{pl} (cm)	F _{ad} (Tonf)
F _{adm} = 1 * 0.6 * F _y * L _{pl} * e _{pl}	2531	18	0,6	16,40
CORTE PLACA SECCIÓN NETA				
Fórmula	Anv (cm ²)	F _u (kgf/cm ²)	F _{ad} (Tonf)	
F _{adm} = 0.75 * 0.6 * F _u * Anv	8,71	4077,80	15,97	

Nota. Al determinar el corte tanto en la sección gruesa como en la sección neta, se obtuvo que el valor más crítico es en la sección neta. Elaborado por: Las autoras.

Al finalizar con la obtención de la resistencia de la conexión basada en los pernos, el bloque de cortante, el corte de placa sección gruesa y corte de placa en la sección neta, se toma el menor valor obtenido y ese es la resistencia de la conexión. En este caso el bloque de cortante controla el diseño con un valor de 15.647 Tonf.

La fuerza producida por patines en vigas es de 25.806 Tonf y se procede a determinar la resistencia en la zona de la conexión.

Tabla 53

Resistencia en la zona de conexión.

FLEXIÓN LOCAL DEL ALMA			
Fórmula	Fy (kgf/cm ²)	tfc (cm)	F _{ad} (Tonf)
$F_{adm}=6.25*F_y*tfc^2$	2531	18	43,60
FLUENCIA LOCAL DEL ALMA			
Fórmula	Kdes (mm)	twc (cm)	tfv (cm)
$F_{adm}=1*F_y*twc*(5*kdes+tfv)$	24	1	0,92
FLEXIÓN LOCAL DEL ALMA			
Para secciones I (Qf)=1	twc (cm)	tfv (cm)	dc (cm)
espesor del ala de la columna (tfc) =1,75	1	9,2	26
PANDEO COMPRESIÓN ALA			
Para secciones I (Qf)=1	twc (cm)	h (cm)	Fy (kgf/cm ²)
Módulo de elasticidad (E) = 2100000 kgf/cm ²	1	21,2	2531
RESISTENCIA AL CORTE EN LA ZONA PANEL			
Fórmula	Fy (kgf/cm ²)	dc (cm)	twc (cm)
$F_{adm}=0,9*0.6*F_y*dc*twc$	2531	26	1

Nota. Al igual que en los otros chequeos se debe tomar en cuenta el menor valor ya que este será el más crítico. Elaborado por: las autoras.

La resistencia en la zona de conexión es el menor valor obtenido que es el de fluencia local del alma que es la que controla el diseño con un valor de 32.701 Tonf.

Como la resistencia mínima en la zona de la conexión es mayor a la fuerza producida por los patines en las vigas no se requiere colocar placas de continuidad, pero para este diseño se las colocará con el propósito que la conexión sea más resistente.

Tabla 54

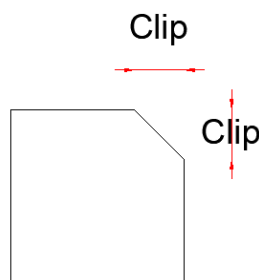
Características principales de la placa.

Nombre	Valor	Unidad
Espesor de la placa de continuidad (ep)	6	mm
Ancho de la placa de continuidad (bpl)	35	mm
Clip (cl)	10	mm

Nota. La dimensión del clip deberá ser más grande que el elemento que se unirá, en la figura se muestra con detalle el clip. Elaborado por: Las autoras.

Figura 31

Dimensión del clip.



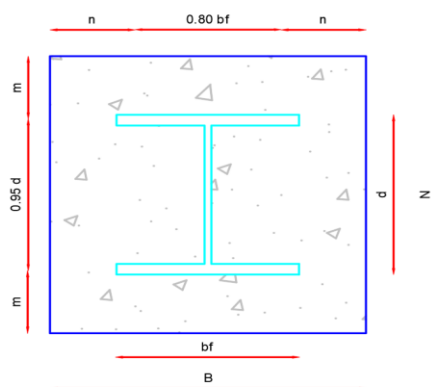
Nota. La figura muestra la dimensión del clip la cual está de acuerdo con el espesor del elemento a unir y esta dimensión será propuesta por el diseñador. Elaborado por: las autoras.

La resistencia a la tensión del rigidizador es igual $\phi R_n = 0.9 * 2531 \text{ kgf/cm}^2 * 1.5 \text{ cm}^2 = 3.417 \text{ Tonf}$. La longitud de la placa es de 225 mm, con soldadura de filete en el alma de 3mm y en el patín de 3mm.

6.5.4.3 Conexión columna- placa base

Figura 32

Geometría de la placa base.



Nota. Las dimensiones B y N de la placa base dependen de la geometría de la columna y del recubrimiento. Elaborado por: Las autoras.

Para el diseño de la placa base se debe tomar en cuenta las solicitaciones a las que está expuesta la columna como su carga axial y su momento y con eso determinar la excentricidad y la excentricidad crítica con el fin de chequear si trabaja con momento grande o pequeño y así proceder con el diseño.

A continuación, se presenta una tabla en la que se indica la geometría de la placa base, las solicitaciones de la columna y el cálculo de la excentricidad.

Tabla 55*Geometría placa base.*

Solicitaciones	
Momento	8,2 Tonf*m
Axial	33,14 Tonf
Geometría	
N	45 cm
B	45 cm
n	12,1 cm
m	10,15 cm
0.95 d	24,7 cm
0,8 bf	20,8 cm
Excentricidad	
E	24,74 cm
Excentricidad crítica	
Ecrit	21,61 cm

Nota. Debido a que la excentricidad es mayor que la excentricidad crítica, la conexión está trabajando bajo una sollicitación de momento elevado, por lo cual se genera tensión en las varillas de anclaje. Elaborado por: las autoras.

CAPÍTULO VII

CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA EN MADERA

7.1 Determinación de cargas verticales

7.1.1 Carga viva

Para los niveles de entrepiso tenemos una carga viva de 200 kg/m^2 para uso residencial, según la tabla de la NEC-SE-CG (2015), mientras que para el tapagradas será de 70 kg/m^2 , ya que se cuenta con terraza inaccesible.

7.1.2 Carga permanente

Las cargas permanentes son las del peso propio de los elementos estructurales como las columnas, vigas, entablados y en la madera se cuenta con el peso de los elementos no estructurales como acabados, entramados, instalaciones, OSB, lana de vidrio, piso flotante. Estas cargas permanecen constantes durante toda la vida útil de la estructura.

En la siguiente tabla se muestra la cuantificación de las cargas muertas que servirán para ser ingresadas en el modelo realizado en SAP2000 y para el prediseño de los elementos estructurales.

Tabla 56

Cuantificación cargas permanentes.

ELEMENTO	FÓRMULA	PESO (kgf/m^2)	OBSERVACIÓN
Viga	$A \cdot \gamma_m$	41,33	Sección=16 cm* 31 cm; $\gamma_m=500$ kgf/m^3
Vigueta	$A \cdot \gamma_m$	12,5	Sección=6 cm* 25 cm; $\gamma_m=500 \text{ kgf/m}^3$
OSB	$A \cdot P_{\text{OSB}} \cdot 2$	26,14	Sección= 1.2 cm*2.44 cm; 2 tableros, $P_{\text{OSB}}=38.9 \text{ kgf}$
Entramados	Entramado	41	

Lana de vidrio	P_lv*e	1,2	e=25 mm; P_lv= 48 kgf/m ³
Instalaciones	Instalaciones	20,00	
Piso flotante	Piso flotante	7,66	
Cielo razo	Cielo razo	25	De yeso carrizo

Nota: Las cargas correspondientes al prediseño de elementos estructurales están sujetos a cambios en base a los distintos requerimientos y comprobaciones. Elaborado por: Las autoras.

La carga muerta total para todos los niveles con excepción del tapagradas es de 174.83 kgf/m² y la carga muerta total del tapagradas es de 116.17 kgf/m².

7.2 Prediseño de elementos estructurales

7.2.1 Prediseño de viguetas de madera

Tabla 57

Sumatoria de carga muerta y viva.

Tipo de carga	Valor (kgf/m ²)	Separación entre viguetas (m)	Valor (kgf/m)
Carga muerta	174,83	0,6	104,897
Carga viva	200	0,6	120
D+L	374,83	0,6	224,897

Nota: carga muerta más carga viva usadas en el prediseño de viguetas de entrepiso. Elaborado por: Las autoras.

La carga total repartida es igual $w = 224.897 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$, y una longitud de vigueta de L= 4 m

Tabla 58

Obtención del cortante y momento para el prediseño.

Solicitud	Formula	Valor	Unidad
Momento	$\frac{w * L^2}{8}$	449.796	kgf *m
Cortante	$\frac{w * L}{2}$	449.796	Kgf

Nota: carga muerta más carga viva usadas en el prediseño de viguetas de entrepiso. Elaborado por: Las autoras.

Se dimensiona la sección de la vigueta a flexión en base a la fórmula de Navier Stoke para secciones rectangulares, con la siguiente ecuación:

$$f_m > \frac{M * c}{I_{xx}} \quad \text{Ec.(69)}$$

Donde:

f_m = esfuerzo admisible a flexión

I_{xx} : inercia en el eje fuerte

c =centroide de la sección

Para secciones adecuadas se puede estimar que la altura es cuatro veces la base y también que la altura es 8 veces la base. Para un prediseño se emplea la expresión $h= 4b$. Por lo tanto, se reemplaza el valor de h en la ecuación de Navier y se reemplaza el valor de la inercia y del centro de gravedad, para tener una expresión en función de la base y de la altura.

$$f_m > \frac{M * \frac{h}{2}}{\frac{b * h^3}{12}}$$

Se reemplaza el valor de la altura y se despeja el valor de la base dando la siguiente expresión:

$$b = \sqrt[3]{\frac{3 * M}{8 * fm}} \quad \text{Ec.(70)}$$

$$b = \sqrt[3]{\frac{3 * 449.797 \text{ kgf} * m * \frac{100 \text{ cm}}{1m}}{8 * 76.745 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}$$

$$b = 6.03 \text{ cm}$$

Se reemplaza la base y se obtiene la altura de la vigueta en base a la siguiente ecuación:

$$h = 4 * b \quad \text{Ec.(71)}$$

$$h = 4 * 6.03 \text{ cm}$$

$$h = 24.14 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se asume una sección de 6 cm * 25 cm que fueron obtenidas en base a un prediseño.

7.2.2 Prediseño de vigas de madera

Tabla 59

Sumatoria de carga viva y muerta para el prediseño.

Tipo de carga	Valor (kgf/m ²)	Separación entre viguetas (m)	Valor (kgf/m)
Carga muerta	174,83	4	699,315
Carga viva	200	4	800
D+L	374,83	4	1499,315

Nota: carga muerta más carga viva usadas en el prediseño de viguetas de entrepiso. Elaborado por: Las autoras.

La carga total repartida es igual $w = 1499.315 \frac{kgf}{m}$, y una longitud de viga de $L= 4$ m

Tabla 60

Determinación de cortante y momento.

Solicitación	Formula	Valor	Unidad
Momento	$\frac{w * L^2}{8}$	2998.64	kgf *m
Cortante	$\frac{w * L}{2}$	2998.64	kgf

Nota: En la tabla se estima el momento y cortante para realizar el prediseño de vigas de entrepiso. Elaborado por: Las autoras.

Se dimensiona la sección de la viga a flexión en base a la fórmula de Navier Stoke para secciones rectangulares definida en la ecuación 69 en la sección 7.2.2.

Para secciones adecuadas se puede estimar que la altura es cuatro veces la base y también que la altura es 8 veces la base. Para un prediseño se emplea la expresión $h= 4b$. Por lo tanto, se reemplaza el valor de h en la ecuación de Navier y se reemplaza el valor de la inercia y del centro de gravedad, para tener una expresión en función de la base y de la altura.

$$fm > \frac{M * \frac{h}{2}}{\frac{b * h^3}{12}}$$

Se reemplaza el valor de la altura en la ecuación 70 y dando la siguiente expresión:

$$b = \sqrt[3]{\frac{3 * 2998.64 \text{ kgf} * m * \frac{100 \text{ cm}}{1m}}{8 * 76.745 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}$$

$$b = 11.36 \text{ cm}$$

$$b_{\text{adp}}=11.36 \text{ cm}$$

Se reemplaza la base y se obtiene la altura de la vigueta en base a la siguiente ecuación:

$$h = 4 * b$$

$$h = 4 * 11.36 \text{ cm}$$

$$h = 45.43 \text{ cm}$$

$$h_{\text{adp}} = 45 \text{ cm}$$

Se busca una sección más óptima de viga por ende se determina el área que tiene la sección prediseñada.

$$A_{\text{viga}} = b_{\text{adp}} * h_{\text{adp}}$$

Ec.(72)

$$A_{\text{viga}} = 11 \text{ cm} * 45 \text{ cm}$$

$$A_{\text{viga}} = 495 \text{ cm}^2$$

Se fija una altura de viga de $h = 31 \text{ cm}$ y se obtiene la nueva base determinada en la ecuación 73 que cumpla con los requerimientos de área calculada.

$$b = \frac{A_{\text{viga}}}{h}$$

Ec.(73)

$$b = \frac{495 \text{ cm}^2}{31 \text{ cm}}$$

$$b = 16 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se asume una sección de $16 \text{ cm} * 31 \text{ cm}$ que fueron obtenidas en base a un prediseño.

7.2.3 Prediseño de columnas de madera

Tabla 61

Cargas actuantes en el entrepiso y tapagrada.

Tipo de carga	Valor (kgf/m ²)
Carga muerta (entrepiso)	174,83
Carga viva (entrepiso)	200
D+L (entrepiso)	374,83
Carga muerta (t.grada)	116,17
Carga viva (t.grada)	70
D+L (t.grada)	186,17

Nota: Se emplea las cargas por unidad de área para determinar la carga axial que le llega a la columna. Elaborado por: Las autoras.

Se determina el área tributaria de la columna con mayor carga axial:

$$A = 4 \text{ m} * 4 \text{ m}$$

$$A = 16 \text{ m}^2$$

El peso por unidad de área del entrepiso es igual $Q_{ent} = 374.83 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$ y el peso por unidad de área del tapagrada es

$$Q_{t. grada} = 186.17 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}.$$

Se determina la carga axial que le llega a la columna mediante la resolución de la ecuación 74:

$$P_u = A * (3 * Q_{ent} + Q_{t. grada})$$

Ec.(74)

$$P_u = 16 \text{ m}^2 * \left(3 * 374.83 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} + 186.17 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \right)$$

$$P_u = 20970.65 \text{ kgf}$$

Para realizar el prediseño se determina el área requerida que satisfaga los criterios del esfuerzo admisible a compresión y de la carga axial que le llega a la columna del primer nivel.

$$A_{requerida} = \frac{Pu}{F_c} \quad \text{Ec.(75)}$$

Donde:

F_c= esfuerzo admisible a compresión paralela a las fibras

P_u= carga axial que le llega a la columna

$$A_{requerida} = \frac{20970.65 \text{ kgf}}{59.161 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_{requerida} = 354.47 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se asume una sección de columnas de 20 cm * 20 cm con un área de 400 cm².

7.3 Acciones sísmicas

7.3.1 Cálculo del período de vibración *T*

En base al numeral 5.5.2 se establece que el periodo aproximado para edificios de madera se obtiene mediante la ecuación 13.

$$T = \frac{(11.18 \text{ m})^{0.75}}{20}$$

$$T = 0.306 \text{ s}$$

7.3.2 Cálculo de la aceleración espectral *S_a*

En base a las tablas de la NEC-SE-DS, se obtiene los valores de F_a, F_d, F_s.

$$F_a = 1.2$$

$$F_d = 1.19$$

$$F_s = 1.28$$

Reemplazando los valores de f_a, f_d, f_s en la ecuación 25 se obtiene el valor de T_c:

$$T_c = 0.55 * 1.28 * \frac{1.19}{1.2}$$

$$T_c = 0.698 \text{ s}$$

$$T < T_c$$

Como T_c es mayor a T por lo tanto se emplea la siguiente ecuación para determinar la aceleración espectral.

$$S_a = n * Z * F_a$$

Donde:

$n = 2.48$ para la sierra

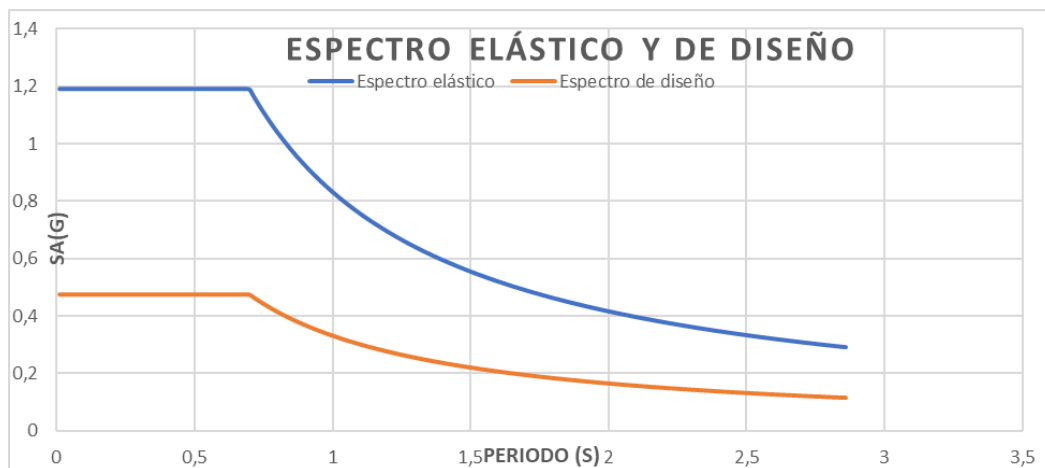
$Z = 0.4$ para una zona V con caracterización de peligro sísmico alto.

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.2$$

$$S_a = 1.1904$$

Figura 33

Espectro elástico y de diseño de madera.



Nota. Para el espectro de diseño se empleó un factor R de 4.5: Elaborado por: Las autoras.

7.3.3 Determinación del coeficiente sísmico

Reemplazando los valores del coeficiente de importancia (I) sección 5.4, aceleración espectral (S_a) sección 7.3.3, factor de reducción de respuesta sísmica (R) sección 5.8 y

coeficientes de configuración en planta (ϕ_P) y en elevación (ϕ_E) sección 5.7 en la ecuación 13 se obtiene:

$$v = \frac{1 * 1.1904}{2.5 * 1 * 1} * w$$

$$v = 0.476 w$$

7.4 Verificación del comportamiento de la estructura ante acciones sísmicas.

7.4.1 Torsión

De los resultados obtenidos mediante el análisis realizado utilizando el software SAP2000 se obtuvo los siguientes resultados con respecto a la torsión:

Tabla 62

Verificación de la torsión edificio de madera.

MODOS	Ux	Uy	Uxy	Rz	%
MODO 1	1,50E-16	0,017516	0,017516	2,30E-05	0,1313
MODO 2	0,027445	1,83E-15	0,027445	3,01E-17	0,00

Nota. Se analizan los dos primeros modos que deben ser traslacionales. Elaborado por: Las autoras, con datos obtenidos del SAP2000.

Al realizar los cálculos correspondientes se obtuvo que tanto en el modo 1 como en el 2 el porcentaje de masa que rota con respecto al que se traslada es inferior al límite máximo en la práctica que es de 15%, lo cual nos lleva a concluir que la estructura cumple con lo establecido en la norma (NEC-SE-DS, 2015). En la que estipula que en los dos primeros modos debe predominar un comportamiento flexural.

7.4.2 Participación Modal

La NEC-SE-DS (2015) estipula lo siguiente, “todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.”

Tabla 63

Participación de masa modal.

Modo	Período (s)	ΣU_x	ΣU_y
1	0,27463	0,944267	1,495E-18
2	0,235991	0,944267	0,903299
3	0,23066	0,944301	0,903299
4	0,113853	0,953819	0,903299
5	0,089653	0,953819	0,913227
6	0,088039	0,953819	0,913227
7	0,087358	0,953836	0,913227
8	0,086293	0,957674	0,913227
9	0,081998	0,993832	0,913227
10	0,081387	0,993832	0,913243
11	0,081377	0,993832	0,913243
12	0,081364	0,993836	0,913243

Nota. Se considera el número de modos hasta completar el 90% participación de masa en los dos modos. Fuente: datos obtenidos del SAP2000.

En base a los resultados obtenidos con respecto a participación modal, la estructura cumple con los parámetros establecidos en la normativa vigente, ya que en la dirección X la participación modal llega al 94.42% en el 1° modo y en la dirección Y completa el 90.32% en el 2° modo.

7.4.3 Período Fundamental

El período fundamental establecido en la sección 6.3.2 es igual a 0.306 s en base a la norma chilena sísmica.

$$T = 0.306 \text{ s}$$

El periodo obtenido mediante la modelación en SAP 2000 fue de 0.2837 s en función de lo que corresponde al primer modo como se puede observar en la tabla 49.

Comparando los periodos obtenidos tanto por el método aproximado de la norma chilena, así como el del SAP 2000, podemos destacar que el periodo cumple con ser menor al límite establecido en la norma:

$$T_{SAP} < T_{fund}$$

$$0.275 \text{ s} < 0.306 \text{ s}$$

7.4.4 Verificación del cortante dinámico con respecto al cortante estático

La normativa NEC-SE-DS (2015) en su sección 6.2.2 establece que el cortante dinámico total en la base no debe ser menor al 80 % del cortante estático para estructuras regulares.

Tabla 64

Verificación del 80% del cortante estático.

Caso	Fx	Fy
Sx	46,4965	9,566E-12
Sy	7,585E-12	46,4965
Dx	37,1965	1,039E-05
Dy	8,749E-06	37,1971
% Sismo Estático	80%	80%
Factor acc. Corrección	1.00	1.00

Nota. El factor de corrección se emplea cuando el porcentaje del sismo estático no cumple con lo establecido. Elaborado por: Las autoras, con datos obtenidos del SAP 2000.

En base a la tabla 64 se puede determinar que el porcentaje del sismo estático con respecto al dinámico es del 80 %, por lo tanto, cumple con lo establecido.

7.4.5 Verificación de las derivas de piso.

La norma NEC-SE-DS (2015), establece en la sección 4.2.2 un límite permisible para la máxima deriva inelástica de 0,02 para estructuras de hormigón armado, metálicas y de madera. Pero en este caso como es un edificio de madera el que se está analizando se busca que tenga la menor deformación posible es por eso por lo que se establece una deriva máxima permisible de 1% según la norma chilena.

Tabla 65

Chequeo derivas de piso Dx.

DERIVAS DE PISO Dx (COLUMNA 2C)								
	H (cm)	U1 (m)	Der rel (m)	Der rel (cm)	Δe	Δm	Δm (%)	CHEQUEO
XZ	0	0	0	0				
	308	0,0049	0,0049	0,49	0,0016	0,0030	0,30	OK
	254	0,0074	0,0025	0,25	0,0010	0,0018	0,18	OK
	254	0,0089	0,0015	0,15	0,0006	0,0011	0,11	OK
	302	0,0095	0,0006	0,06	0,0002	0,0004	0,04	OK

Nota. Se verifica que la deriva inelástica sea menor al 1%. Elaborado por: Las autoras, con datos obtenidos del SAP 000.

Tabla 66

Chequeo derivas de piso Dy.

DERIVAS DE PISO Dy (COLUMNA 2C)								
	H (cm)	U2	Der rel	Der rel (cm)	Δe	Δm	Δm (%)	CHEQUEO
YZ	0	0	0	0				
	308	0,0030	0,0030	0,30	0,0010	0,0019	0,185	OK
	254	0,0055	0,0024	0,24	0,0010	0,0018	0,180	OK
	254	0,0071	0,0017	0,17	0,0007	0,0012	0,122	OK
	302	0,0071	0,0000	0,00	0,0000	0,0000	0,000	OK

Nota. Se verifica que la deriva inelástica sea menor al 1%. Elaborado por: Las autoras, con datos obtenidos del SAP 2000.

Las derivas de piso, empleado el sismo dinámico en x y sismo dinámico en y, no supera la máxima deriva inelástica de 0.02 que establece la normativa NEC-SE-DS (2015) y el 0.01 que establece la normativa chilena para estructuras que no se deforman.

7.5 Diseño de elementos estructurales

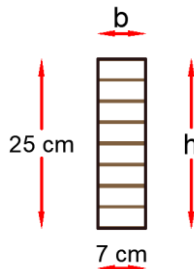
Una vez que se realizó todas las verificaciones sísmicas que establece la normativa NEC-SE-DS (2015) y se verificó que las secciones empleadas cumplan con los requisitos ya establecidos en el capítulo anterior se procede a realizar el diseño final de los elementos.

7.5.1 Diseño de viguetas

Para el diseño de viguetas se cuenta con una sección 7 cm *25 cm de madera laminada de pino radiata, la cual fue empleada en todo el edificio, excluyendo el tapagradas en el cual se empleó secciones de 6cm*25cm.

Figura 34

Sección de vigueta de madera.



Nota. Sección de la viga, la cual será sometida a las diferentes verificaciones. Elaborado por: Las autoras.

Tabla 67

Propiedades de la viga.

B	7cm
---	-----

H	25cm
L	4m
I	9114.583 cm ⁴
S	729.167 cm ³

Nota. Las propiedades de la sección son en base al eje fuerte. Elaborado por: Las autoras.

Tabla 68

Tensiones básicas de la madera.

Tensiones Básicas NCh 2165			
TENSIÓN	MPa	kgf/cm ²	DESCRIPCIÓN
F_f	19	193.56	FLEXIÓN
$E_{l,bx}$	9000	91774.46	MÓDULO DE ELASTICIDAD
F_{cz}	1.3	13.26	CIZALLAMIENTO

Nota. Esta tabla muestra las tensiones básicas de flexión, cizalle y módulo de elasticidad para madera laminada. Elaborado por: Las autoras, con datos obtenidos de la NCH 2165 (1991).

Tabla 69

Factores de modificación para tensiones admisibles.

Factores modificadores para Tensiones Admisibles NCh 2165		
Factor	Valor	Descripción
$RR_{f,i}$	0.5	Razón de resistencia en flexión
RR_{cz}	1	Razón de resistencia en cizalle
E	0.95	Se emplea el 95% del módulo de elasticidad

Nota. La razón de resistencia se aplica únicamente para madera laminada. Elaborado por: Las autoras, con datos obtenidos de la NCH 2165 (1991).

Tabla 70*Tensiones admisibles para madera laminada.*

Tensiones Admisibles NCh 2165			
TENSIÓN	MPa	kgf/cm ²	DESCRIPCIÓN
Ff	8.075	82.34	FLEXIÓN
E _{i,i}	8550	87185.74	MÓDULO DE ELASTICIDAD
Fv	1.3	13.26	CIZALLE

Nota. Para determinar las tensiones admisibles se multiplica la razón de resistencia por la tensión básica para madera laminada. Elaborado por: Las autoras, con datos obtenidos de la NCH 2165 (1991).

7.5.1.1 Tensiones de diseño.

7.5.1.1.1 Esfuerzo admisible modificado a flexión.

Para determinar el esfuerzo admisible modificado a flexión se debe multiplicar el esfuerzo admisible a flexión por los factores de modificación detallados en la tabla 71

Tabla 71*Factores de modificación empleados en el diseño de viguetas.*

Nombre del factor	Valor	Descripción
Duración de la carga (CD)	1	Para 10 años
Contenido de humedad (Cm)	0.9714	CH=13%
Temperatura (Ct)	1	T < 37.8 C
Factor de forma (CF)	0.959	l=4m, d=25cm
Acción conjunta (Cr)	1.15	Elemento vigueta

Nota. Para el caso de las viguetas se puede incrementar el esfuerzo en un 15% debido a la acción conjunta. Elaborado por: Las autoras, con datos obtenidos de la NSR (2010), capítulo G.

Por lo tanto, el esfuerzo de diseño a flexión se determina reemplazando los valores en la ecuación 9.

$$Ffdis = 82.34 \frac{kgf}{cm^2} * 1 * 0.9714 * 1 * 0.959 * 1.15$$

$$Ffdis = 90.002 \frac{kgf}{cm^2}$$

7.5.1.1.2 Esfuerzo admisible modificado a corte.

El factor de modificación por duración de la carga, y temperatura se emplea el mismo que los empleados en flexión, para el factor de contenido de humedad se emplea el valor de $C_m=0.9785$

Por lo tanto, el esfuerzo de diseño a corte se determina reemplazando los valores en la ecuación 11.

$$Fczdis = 13.26 \frac{kgf}{cm^2} * 1 * 0.9785 * 1$$

$$Fczdis = 12.975 \frac{kgf}{cm^2}$$

7.5.1.1.3 Deflexión admisible.

Para sobrecarga + peso propio para vigas de entrepiso se determina la deflexión de diseño en base a la siguiente ecuación:

$$\Delta dis = \frac{L}{300} \quad \text{Ec.(76)}$$

$$\Delta dis = \frac{400 \text{ cm}}{300}$$

$$\Delta dis = 1.33 \text{ cm}$$

7.5.1.1.4 Módulo de elasticidad de diseño.

El módulo de elasticidad de diseño se obtiene multiplicando el módulo de elasticidad a flexión por los factores de modificación de temperatura y de contenido de humedad como se indica en la ecuación 77.

$$E_{dis} = E_f * C_t * C_m \quad \text{Ec.(77)}$$

$$E_{dis} = 87185.736 \frac{kgf}{cm^2} * 1 * 0.9785$$

$$E_{dis} = 85311.247 \frac{kgf}{cm^2}$$

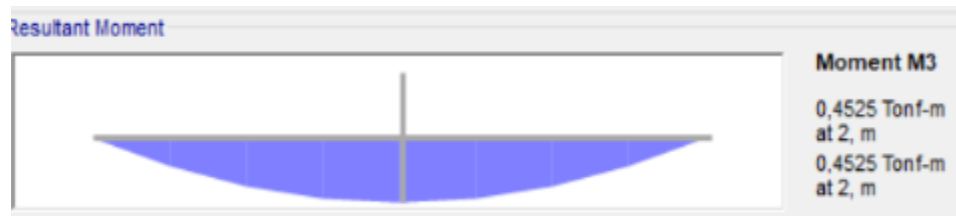
7.5.1.2 Solicitaciones.

De la combinación más desfavorable (D+L), se obtiene el momento máximo y el cortante máximo para realizar las verificaciones.

7.5.1.2.1 Momento máximo.

Figura 35

Momento máximo de la vigueta.

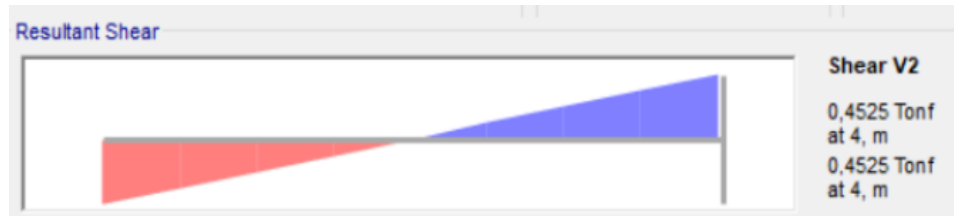


Nota. El momento último se seleccionó en base a la combinación de carga más crítica. Fuente: SAP 2000.

7.5.1.2.2 Cortante máximo.

Figura 36

Cortante máximo de la vigueta.



Nota. El cortante último se seleccionó en base a la combinación de carga más crítica. Fuente: SAP 2000.

7.5.1.3 Tensiones de trabajo.

En base a las siguientes ecuaciones y con los valores de momento y cortante máximo obtenidos del SAP 2000 se obtienen las tensiones de trabajo de flexión, cizalle y deflexión de trabajo.

7.5.1.3.1 Tensión de trabajo por flexión.

$$F_{f, trab} = \frac{M}{S} \quad \text{Ec.(78)}$$

$$F_{f, trab} = \frac{0.4525 \text{ tnf} * m * 1000 \text{ kgf} * 100\text{cm}}{729.167 \text{ cm}^3 * 1\text{Tonf} * 1\text{m}}$$

$$F_{f, trab} = 62.057 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

7.5.1.3.2 Tensión de trabajo por cizalle.

$$F_{cz, trab} = \frac{1.5 * V}{b * h} \quad \text{Ec.(79)}$$

$$F_{cz, trab} = \frac{1.5 * 0.4525 \text{ tnf} * 1000 \text{ kgf}}{7\text{cm} * 25 \text{ cm}}$$

$$F_{cz, trab} = 3.879 \frac{kgf}{cm^2}$$

7.5.1.3.3 Deflexión inmediata.

La carga distribuida que le llega a las viguetas es igual $Q = 240.28 \frac{kgf}{m}$ y el módulo de elasticidad a flexión de diseño es $E_{dis} = 85311.247 \frac{kgf}{cm^2}$

$$\Delta, trab = \frac{5 * Q * L^4}{384 * E_{dis} * I} \quad \text{Ec.(80)}$$

$$\Delta, trab = \frac{5 * 238.4484 \frac{kgf}{m} * 400cm^4 * 1m}{384 * 85311.247 \frac{kgf}{cm^2} * 9114.583cm^4 * 100cm}$$

$$\Delta, trab = 1.022 \text{ cm}$$

7.5.1.3.4 Deflexión diferida.

Para determinar las deflexiones diferidas se emplea la combinación de carga 1.5D+L, por lo cual se tiene la carga distribuida igual $Q = 297.6727 \frac{kgf}{m}$.

$$\Delta, trab = \frac{5 * 297.6727 \frac{kgf}{m} * 400cm^4 * 1m}{384 * 85311.247 \frac{kgf}{cm^2} * 9114.583cm^4 * 100cm}$$

$$\Delta, trab = 1.276 \text{ cm}$$

7.5.1.4 Verificación.

Para verificar que la vigueta cumpla se debe calcular la relación tensión diseño por tensión de trabajo donde el resultado debe ser menor que 1 para garantizar que la sección utilizada cumple con los criterios.

7.5.1.4.1 Verificación por flexión.

$$F_f = \frac{F_{f, trab}}{F_{f, dis}} \quad \text{Ec.(81)}$$

$$Ff = \frac{62.057 \frac{kgf}{cm^2}}{90.002 \frac{kgf}{cm^2}}$$

$$Ff = 0.6895 < 1 \text{ cumple}$$

7.5.1.4.2 Verificación por corte.

$$Fcz = \frac{Fcz, trab}{Fczdis} \quad \text{Ec.(82)}$$

$$Fcz = \frac{3.879 \frac{kgf}{cm^2}}{12.975 \frac{kgf}{cm^2}}$$

$$Fcz = 0.299 < 1 \text{ cumple}$$

7.5.1.4.3 Verificación deflexión instantánea.

$$\Delta = \frac{\Delta, trab}{\Delta dis} \quad \text{Ec.(83)}$$

$$\Delta = \frac{1.022}{1.33 \text{ cm}}$$

$$\Delta = 0.767 < 1 \text{ cumple}$$

7.5.1.4.4 Verificación deflexiones diferidas.

$$\Delta = \frac{1.276}{1.33 \text{ cm}}$$

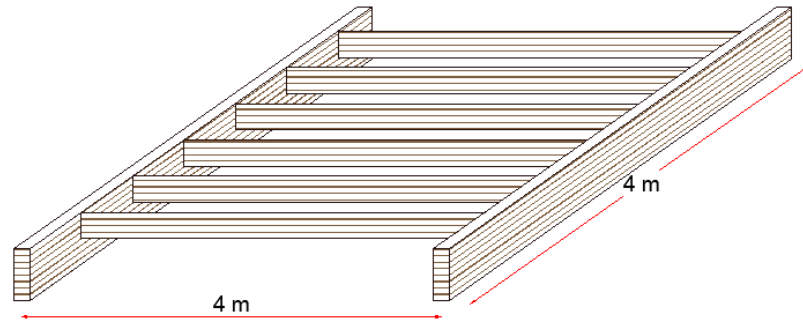
$$\Delta = 0.957 < 1 \text{ cumple}$$

Tanto la verificación por flexión cizalle como por deflexión es menor a 1, por lo tanto, se puede concluir que la sección de 7 cm * 25 cm para viguetas de entrepiso cumple los criterios establecidos en la norma NSR-10 capítulo G para diseño de piezas de madera y la norma NCH 2165 para esfuerzos admisibles para madera laminada.

7.5.2 Diseño de vigas

Figura 37

Distribución de las vigas de madera.

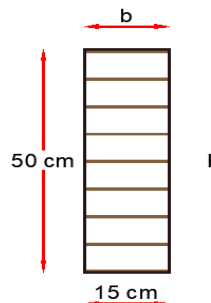


Nota. La viga tiene una longitud de 4m y se toma en cuenta la separación entre vigas de 4m, esta distancia fue tomada en cuenta para el análisis de cargas. Elaborado por: Las autoras.

Para el diseño de vigas se cuenta con una sección 15 cm * 50 cm de madera laminada de pino radiata, la cual fue empleada en todo el edificio, excluyendo el tapagrada en el cual fue empleada una sección de 15cm*25 cm.

Figura 38

Geometría de la viga de madera laminada.



Nota. Se presenta la sección de madera laminada, la cual se evaluará mediante los diferentes chequeos. Elaborado por: Las autoras.

Tabla 72*Propiedades de la viga.*

B	15 cm
H	50 cm
L	4 m
I	156250cm ⁴
S	6250 cm ³

Nota. Las propiedades de la sección son en base al eje fuerte. Elaborado por: Las autoras.

Tabla 73*Tensiones básicas de la madera laminada.*

Tensiones Básicas NCh 2165			
TENSIÓN	Mpa	kgf/cm ²	DESCRIPCIÓN
F_f	19	193.75	FLEXIÓN
$E_{l,bx}$	9000	91774.46	MÓDULO DE ELASTICIDAD
F_{cz}	1.3	13.26	CIZALLAMIENTO

Nota. Esta tabla muestra las tensiones básicas de flexión, cizalle y módulo de elasticidad para madera laminada. Elaborado por: Las autoras, con datos de la NCH 2165 (1991).

Tabla 74*Factores de modificación para tensiones admisibles.*

Factores modificadores para Tensiones Admisibles NCh 2165		
Factor	Valor	Descripción
$RR_{f,i}$	0.5	Razón de resistencia en flexión
RR_{cz}	1	Razón de resistencia en cizalle
E	0.95	Se emplea el 95% del módulo de elasticidad

Nota. La razón de resistencia se aplica únicamente para madera laminada. Elaborado por: Las autoras, con datos de la NCH 2165 (1991).

Tabla 75*Tensiones admisibles para madera laminada.*

Tensiones Admisibles NCh 2165			
TENSIÓN	MPa	kgf/cm ²	DESCRIPCIÓN
Ff	7.125	72.65	FLEXIÓN
E _{i,i}	8550	87185.74	MÓDULO DE ELASTICIDAD
Fv	1.3	13.26	CIZALLE

Nota. Para determinar las tensiones admisibles se multiplica la razón de resistencia por la tensión básica para madera laminada. Elaborado por: Las autoras, con datos de la NCH 2165 (1991).

7.5.2.1 Tensiones de diseño.

7.5.2.1.1 Tensión de diseño para flexión.

Para determinar el esfuerzo admisible modificado a flexión se debe multiplicar el esfuerzo admisible a flexión por los factores de modificación detallados en la tabla 76

Tabla 76*Factores de modificación empleados en el diseño de vigas.*

Nombre del factor	Valor	Descripción
Duración de la carga (CD)	1	Para 10 años
Contenido de humedad (Cm)	0.9714	CH=13%
Temperatura (Ct)	1	T < 37.8 C
Factor de forma (CF)	0.889	l=4m, d=30cm

Nota. El factor de forma depende la longitud del elemento y de su sección transversal. Elaborado por: Las autoras, con datos de la NSR (2010) capítulo G.

Por lo tanto, el esfuerzo de diseño a flexión se determina reemplazando los valores en la ecuación 9.

$$Ffdis = 72.65 \frac{kgf}{cm^2} * 1 * 0.9714 * 1 * 0.889$$

$$Ffdis = 59.286 \frac{kgf}{cm^2}$$

7.5.2.1.2 Tensión de diseño por cizalle.

El factor de modificación por duración de la carga, y temperatura se emplea el mismo que los empleados en flexión, para el factor de contenido de humedad se emplea el valor de $C_m=0.9785$

Por lo tanto, el esfuerzo de diseño a corte se determina reemplazando los valores obtenidos en la ecuación 11.

$$Fczdis = 13.26 \frac{kgf}{cm^2} * 0.9785 * 1 * 1$$

$$Fczdis = 12.975 \frac{kgf}{cm^2}$$

7.5.2.1.3 Deflexión de diseño.

Para sobrecarga + peso propio para vigas de entrepiso se determina la deflexión de diseño reemplazando los valores en la ecuación 76.

$$\Delta dis = \frac{400 \text{ cm}}{300}$$

$$\Delta dis = 1.33 \text{ cm}$$

7.5.2.1.4 Módulo de elasticidad de diseño.

Se determina su valor reemplazando en la ecuación 77:

$$Edis = 87185.736 \frac{kgf}{cm^2} * 1 * 0.9785$$

$$Edis = 85311.247 \frac{kgf}{cm^2}$$

7.5.2.2 Solicitaciones.

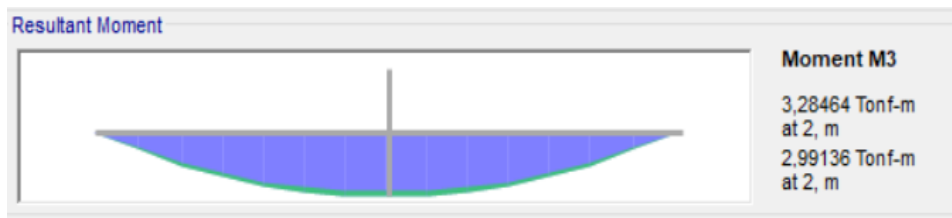
Combinación más desfavorable: D+L+DY

De esta combinación se obtiene el momento máximo y el cortante máximo para realizar las verificaciones.

7.5.2.2.1 Momento máximo.

Figura 39

Momento máximo de la viga.

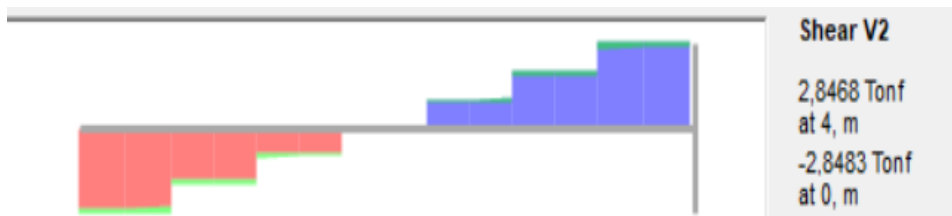


Nota. El momento último se seleccionó en base a la combinación de carga más crítica. Fuente: SAP 2000.

7.5.2.2.2 Cortante máximo.

Figura 40

Cortante máximo de la viga.



Nota. El Cortante último se seleccionó en base a la combinación de carga más crítica. Fuente: SAP 2000.

7.5.2.3 Tensiones de trabajo.

En base a las siguientes ecuaciones y con los valores de momento y cortante máximo obtenidos del SAP 2000 se obtienen las tensiones de trabajo de flexión, cizalle y deflexión de trabajo.

7.5.2.3.1 Flexión.

$$Ff, trab = \frac{3.28464 \text{ tnf} * m * 1000 \text{ kgf} * 100\text{cm}}{6250 \text{ cm}^3 * 1\text{Tonf} * 1\text{m}}$$

$$Ff, trab = 52.554 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

7.5.2.3.2 Cizalle.

$$Fcz, trab = \frac{1.5 * 2.8468\text{tnf} * 1000 \text{ kgf}}{15 \text{ cm} * 50 \text{ cm}}$$

$$Fcz, trab = 5.694 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

7.5.2.3.3 Deflexión inmediata.

La carga distribuida que le llega a las viguetas es igual $Q = 1589.6564 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$ y el módulo de elasticidad a flexión de diseño es $Edis = 85311.247 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$, se determina su valor reemplazando en la ecuación 80.

$$\Delta, trab = \frac{5 * 1589.6564 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} * 400\text{cm}^4 * 1\text{m}}{384 * 85311.247 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 156250\text{cm}^4 * 100\text{cm}}$$

$$\Delta, trab = 0.398\text{cm}$$

7.5.2.3.4 Deflexiones diferidas.

Para determinar las deflexiones diferidas se emplea la combinación de carga 1.5D+L, por lo cual se tiene la carga distribuida igual $Q = 1984.4846 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$.

$$\Delta, trab = \frac{5 * 1984.4846 \frac{kgf}{m} * 400cm^4 * 1m}{384 * 85311.247 \frac{kgf}{cm^2} * 156250cm^4 * 100cm}$$

$$\Delta, trab = 0.496 \text{ cm}$$

7.5.2.4 Verificación.

Para verificar que la viga cumpla se debe calcular la relación tensión diseño por tensión de trabajo donde el resultado debe ser menor que 1 para decir que la sección utilizada cumple con los criterios.

$$Ff = \frac{52.554 \frac{kgf}{cm^2}}{59.286 \frac{kgf}{cm^2}}$$

$$Ff = 0.8864 < 1 \text{ cumple}$$

7.5.2.4.1 Verificación por corte.

$$Fcz = \frac{5.694 \frac{kgf}{cm^2}}{12.975 \frac{kgf}{cm^2}}$$

$$Fcz = 0.439 < 1 \text{ cumple}$$

7.5.2.4.2 Verificación deflexiones instantáneas.

$$\Delta = \frac{0.398cm}{1.33 \text{ cm}}$$

$$\Delta = 0.801 < 1 \text{ cumple}$$

7.5.2.4.3 Verificación deflexiones diferidas.

$$\Delta = \frac{0.496cm}{1.33 \text{ cm}}$$

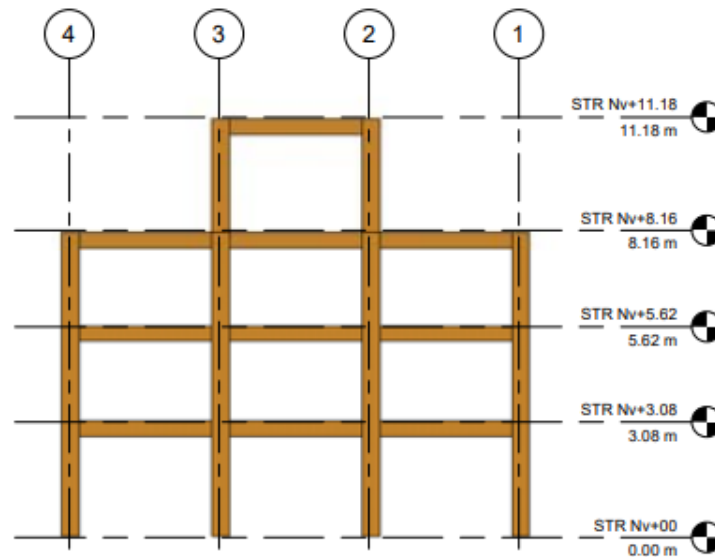
$$\Delta = 0.37 < 1 \text{ cumple}$$

Tanto la verificación por flexión cizalle como por deflexión es menor a 1, por lo tanto, se puede concluir que la sección de 15cm * 50 cm para vigas de entrepiso cumple los criterios establecidos en la norma NSR (2010) en su capítulo G para diseño de piezas de madera y la norma NCH 2165 (1991) para madera laminada.

7.5.3 Diseño de columnas

Figura 41

Vista en elevación de la estructura.

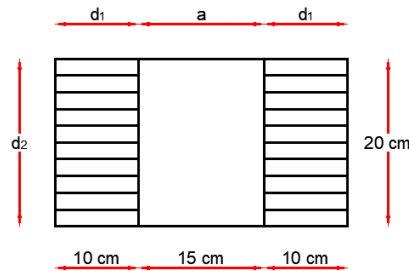


Nota. La altura de entrepiso del primer nivel varía con respecto a las de los siguientes niveles al igual que la altura del tapagrada. Elaborado por: Las autoras.

Para el diseño de columnas se cuenta con una sección compuesta espaciada de madera laminada de pino radiata, la cual fue empleada en todo el edificio, además se supone un contenido de humedad de la madera de 13% y el tiempo de duración de carga es de 10 años. La sección adoptada de la columna se muestra a continuación en la figura

Figura 42

Detalle de columna compuesta espaciada.



Nota. Las dimensiones de d_1 , d_2 , a fueron adoptados en base a los criterios establecidos en la NSR (2010), en su capítulo G. Elaborado por: Las autoras.

Tabla 77

Propiedades de la columna.

Dimensiones de la sección transversal			
Dimensión horizontal	d_1	10	cm
Dimensión vertical	d_2	20	cm
Propiedades físicas del elemento			
Longitud de la columna	L	3.08	m
Inercia de la sección compuesta espaciada	I	65833.33	cm^4
Longitud de la columna en x	L_x	3.08	m
Longitud de la columna en y	L_y	3.08	m
Factor de longitud efectiva en x	k_x	1.5	
Factor de longitud efectiva en y	k_y	1.5	

Nota. Como la columna no tiene arriostramiento en ningún eje por lo tanto el factor de longitud efectiva es el mismo. Elaborado por: Las autoras.

7.5.3.1 Separación máxima horizontal (a).

La separación máxima horizontal está definida como el doble de la longitud d_1 .

$$a_{max} = 2 * d_1 \quad \text{Ec.(84)}$$

Reemplazando el valor de d_1 , se tiene:

$$a_{max} = 2 * 10 \text{ cm}$$

$$a_{max} = 20 \text{ cm}$$

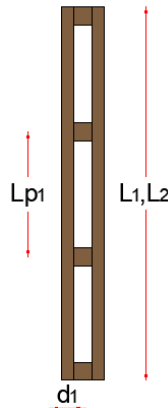
Debido a que el valor máximo de la separación entre los elementos que conforman la columna es de 20cm, optamos por 15 cm ya que se encuentra dentro del límite permitido. Por lo tanto:

$$a = 15 \text{ cm}$$

7.5.3.2 Separación máxima vertical.

Figura 43

Esquema separación vertical columnas de madera.



Nota. Como se puede observar en la figura, la columna cumple con el requerimiento de que se debe tener al menos 4 separadores en la columna compuesta espaciada. Elaborado por: Las autoras.

Adoptamos una distancia entre separadores de verticales de:

$$Lp1 = 1.40 \text{ m}$$

Procedemos a realizar la comparación con la separación máxima:

a)

$$Lp1_{max} \leq \frac{60 * d_1}{\sqrt{12}} \quad \text{Ec.(85)}$$

$$Lp1_{max} = \frac{60 * 10 \text{ cm}}{\sqrt{12}} \quad \text{Ec.(86)}$$

$$Lp1_{max} = 173.2 \text{ cm}$$

Comparamos los dos valores y escogemos el menor:

$$Lp1 < p1_{max}$$

$$Lp1 = 1.40 \text{ m}$$

b)

$$L1 \leq \frac{Lex}{3}$$

De dónde

$$Lex = L_2 * k$$

Sabiendo que

$$L_2 = 3.08 \text{ m}$$

Entonces

$$Lex = 3.08 \text{ m} * 1.5$$

$$Lex = 4.62 \text{ m}$$

$$\frac{Lex}{3} = 1.54 \text{ m}$$

$$Lp1 < \frac{Lex}{3}$$

c)

$$Lp1 \geq \frac{30 * d_1}{\sqrt{12}} \quad \text{Ec.(87)}$$

$$\frac{30 * d_1}{\sqrt{12}} = 0.866 \text{ m}$$

$$Lp1 > \frac{30 * d_1}{\sqrt{12}}$$

Dado que Lp1 cumplió con todos los chequeos anteriormente establecidos, se procede con el diseño con un valor de Lp1 de 1.40m.

7.5.3.3 Relación de esbeltez límite.

$$\frac{Lp_1}{d_1} \leq 40$$

$$\frac{Lp_1}{d_1} = 14$$

$$14 < 40 \therefore \text{cumple}$$

$$\frac{L_2}{d_1} \leq 80$$

$$\frac{L_2}{d_1} = 30.8$$

$$30.8 < 80 \therefore \text{cumple}$$

7.5.3.4 Tensiones básicas.

Tabla 78

Tensión a compresión básica.

Tensiones Básicas NCh 2165			
TENSIÓN	MPa	kgf/cm ²	DESCRIPCIÓN

$F_{b,cp}$	13	132.56	COMPRESIÓN PARALELA
F_{mb}	19	193.75	FLEXIÓN
$E_{i,bx}$	9000	91774.46	MÓDULO DE ELASTICIDAD

Nota. Módulo de elasticidad y tensión básica a compresión para madera laminada. Elaborado por: Las autoras en base a la NCH 2165 (1991).

7.5.3.5 Factores de modificación NCh 2165.

Tabla 79

Factores de modificación para compresión paralela.

Factores modificadores para Tensiones Admisibles NCh 2165		
Factor	Valor	Descripción
$RR_{cp,i}$	0.5	Razón de resistencia en compresión paralela
$RR_{f,i}$	0.5	Razón de resistencia en flexión

Nota. La razón de resistencia se aplica para madera laminada, para la razón de resistencia de flexión se tomó en cuenta un valor de k de 0.85 debido a que la altura de la sección es inferior a 37.5 cm el cual es el límite que se establece en la sección 5.1.1.1.1 de la NCh 2165. Elaborado por: Las autoras en base a la NCH 2165 (1991).

7.5.3.6 Tensiones admisibles.

Tabla 80

Tensión admisible a compresión paralela.

Tensiones Admisibles NCh 2165			
TENSIÓN	MPa	kgf/cm ²	DESCRIPCIÓN
$F_{cp,i}$	6.5	66.28	COMPRESIÓN PARALELA
$F_{mp,i}$	8.08	82.34	FLEXIÓN
$E_{i,i}$	8550	87185.74	MÓDULO DE ELASTICIDAD

Nota. Para determinar las tensiones admisibles se multiplica la razón de resistencia por la tensión básica para madera laminada, en el caso de flexión se debe tomar en cuenta la fórmula

detallada en la sección de vigas y viguetas. Elaborado por: Las autoras, en base a la NCH 2165 (1991).

7.5.3.7 Factores de modificación NSR-10.

Tabla 81

Factores modificadores para determinar tensiones de diseño.

Factores de Modificación NSR-10				
SOLICITACIÓN	C _M	C _D	C _t	C _F
Compresión paralela	0.96	1.0	1.0	0.998

Nota. Los factores de modificación dependen de la sollicitación no se incluye el factor de modificación C_p. Elaborado por: Las autoras, en base a la NSR capítulo G (2010).

7.5.3.8 Tensiones de diseño.

Para determinar el esfuerzo admisible modificado a compresión paralela se debe multiplicar el esfuerzo admisible a compresión paralela por los factores de modificación detallados en la tabla 81.

7.5.3.8.1 Esfuerzo de diseño a compresión paralela a las fibras.

$$F_{cp,dis} = 66.28 \frac{kgf}{cm^2} * 0.96 * 1 * 1 * 0.998$$

$$F_{cp,dis} = 63.76 \frac{kgf}{cm^2}$$

7.5.3.8.2 Módulo de Elasticidad.

El módulo de elasticidad de diseño se obtiene multiplicando el módulo de elasticidad a flexión por los factores de modificación de temperatura y de contenido de humedad como se indica en la ecuación 77.

$$E_{min} = 87185.74 \frac{kgf}{cm^2} * 0.96 * 1.0$$

$$E_{min} = 84071.96 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Tabla 82

Tensiones de diseño.

Tensiones de Diseño NSR-10			
Tensión	Mpa	kgf/cm ²	Descripción
F _{cp,dis}	6.25	63.76	Compresión paralela
E _{min}	8244.64	84071.96	Mód. Elast. Compresión

Nota. Para obtener las tensiones de diseño se emplea el producto de los esfuerzos admisibles por los factores de modificación. Elaborado por: Las autoras, en base a la NSR capítulo G (2010).

7.5.3.9 Relación de esbeltez en el eje débil.

$$\lambda_y = \frac{L_2}{d_2} \quad \text{Ec.(88)}$$

$$\lambda_y = \frac{308 \text{ cm}}{20 \text{ cm}}$$

$$\lambda_y = 15.4$$

Debido a que la relación de esbeltez es mayor de 10, se debe aplicar un factor de estabilidad para columnas para calcular la tensión de diseño.

$$F_{cp,\lambda dis} = F_{cp,dis} * C_P \quad \text{Ec.(89)}$$

Dónde:

$$C_P = \frac{1 + \frac{Fce}{F_{cp,dis}}}{2 * C} - \sqrt{\left(\frac{1 + \frac{Fce}{F_{cp,dis}}}{2 * C}\right)^2 - \frac{Fce}{C}} \quad \text{Ec.(90)}$$

$$C = 0.9$$

7.5.3.9.1 Esfuerzo crítico a compresión.

$$F_{ce} = 0.822 * \frac{E_{min}}{\lambda_y^2} \quad \text{Ec.(91)}$$

$$F_{ce} = 0.822 * \frac{84071.96 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{15.4^2}$$

$$F_{ce} = 291.395 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Reemplazando en la fórmula de C_p :

$$C_p = \frac{1 + \frac{291.395 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{63.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{2 * 0.9} - \sqrt{\left(\frac{1 + \frac{291.395 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{63.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{2 * 0.9} \right)^2 - \frac{291.395 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{63.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} - \frac{291.395 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{0.9}}$$

$$C_p = 0.974$$

7.5.3.9.2 Esfuerzo de diseño de la columna eje y-y.

$$F_{cp,\lambda dis,y} = 63.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 0.974$$

$$F_{cp,\lambda dis,y} = 62.08 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

7.5.3.10 Resistencia a la compresión de la columna alrededor del eje y-y.

$$A = d_1 * d_2 \quad \text{Ec.(92)}$$

$$A = 10 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 200 \text{ cm}^2$$

$$Q_y = n * F_{cp,\lambda dis} * A \quad \text{Ec.(93)}$$

Dónde:

$n =$ número de elementos verticales que componen la columna, en este caso son 2.

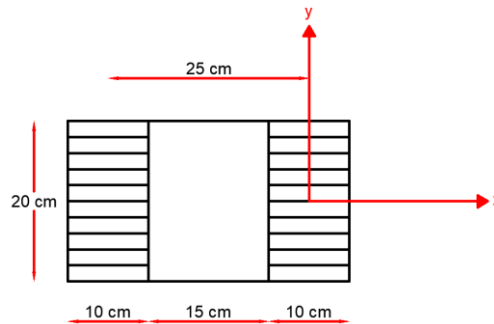
Reemplazando:

$$Q_y = 2 * 62.08 \frac{kgf}{cm^2} * 200 cm^2$$

$$Q_y = 24831.56 kgf$$

Figura 44

Configuración de la columna espaciada.



Nota. En base a la configuración de la columna espaciada se determina la dimensión $w=25$ cm, la cual se toma en cuenta desde el centroide del primer elemento hasta el eje de referencia. Elaborado por: Las autoras.

$$w = 25 cm$$

7.5.3.10.1 Esfuerzo de diseño de la columna eje x-x.

Radio de giro alrededor del eje fuerte local

$$I_x = 2 * \left(\frac{d_1 * d_2^3}{12} + A * w^2 \right) \quad \text{Ec. (94)}$$

$$I_x = 2 * \left(\frac{10 cm * (20 cm)^3}{12} + 200 cm^2 * (25 cm)^2 \right)$$

$$I_x = 263333.33 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad \text{Ec.(95)}$$

$$r_x = 36.29 \text{ cm}$$

Relación de esbeltez:

$$\lambda_{efx} = \sqrt{\left(\frac{Lex}{r_x}\right)^2 + 6 * n * Cf * \left(\frac{Lp1}{d_1}\right)^2} \quad \text{Ec.(96)}$$

Tabla 83

Coficiente de flexibilidad de uniones Cf.

Tipo de unión transversal	Medio de unión	Coficiente de flexibilidad C_f
	Adhesivos	1.0
Bloques separadores	Conectores anillo partido	2.5
	Clavos, tornillos tirafondos	3.0
	Pernos, con reapriete	3.0
	Tapas de unión	Adhesivos
	Clavos	4.5

Nota. En nuestro caso utilizamos el factor de 3.0, el cual corresponde a bloques separadores unidos con pernos. Elaborado por: Las autoras.

$$Cf = 3.0$$

$$\lambda_{efx} = 84.96$$

$$Fce = 114.89 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Cp = 0.908$$

$$F_{cp,\lambda dis,x} = 63.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 0.908$$

$$F_{cp,\lambda dis,x} = 57.88 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a la compresión de la columna alrededor del eje x-x

$$A = 200 \text{ cm}^2$$

$$Q_x = n * F_{cp,\lambda dis,x} * A \quad \text{Ec.(97)}$$

$$Q_x = 23152.95 \text{ kgf}$$

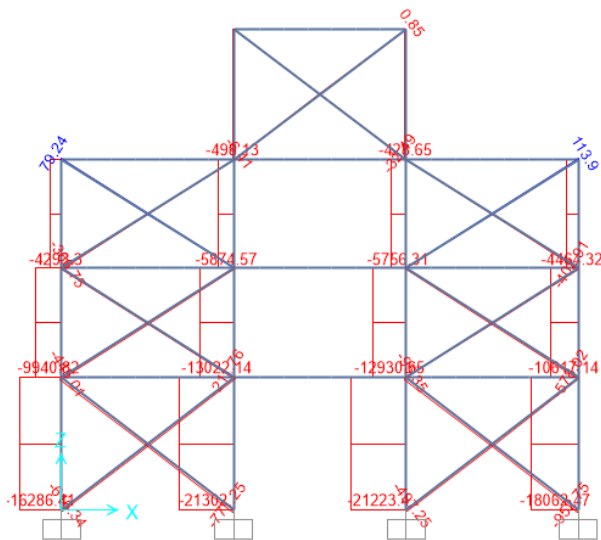
$$Q \leq \begin{cases} Q_x \\ Q_y \end{cases}$$

$$Q = 23152.95 \text{ kgf}$$

7.5.3.11 Solicitación.

Figura 45

Carga axial de la columna.



Nota. La carga axial última se seleccionó en base a la combinación de carga más crítica. Fuente: SAP 2000.

$$N = 21302 \text{ kgf}$$

$$Q > N \therefore \text{cumple}$$

Capacidad de los conectores a cortante

$$V_d = \frac{P}{60 * \zeta} \quad \text{Ec.(98)}$$

P: Carga axial de la columna (N).

V_d: Fuerza cortante (N).

$$V_d = \frac{208901.26 \text{ N}}{60 * 0.908}$$

$$V_d = 3835.20 \text{ N}$$

$$F_{vef} = \frac{C_n * V_d * Lp1}{a_1} \quad \text{Ec.(99)}$$

C_n: Coeficiente por cantidad de piezas, ver en la tabla G. 4.3.5 de la norma NSR
– 10 capítulo G.

Tabla 84

Coeficientes C_n para cálculo de F_{vef}.

N	2	3	4	5
<i>C_n</i>	0.5	0.25	0.20	0.15
Calculo	<i>F_{vef}</i>	<i>F_{vef}</i>	<i>F_{vef}</i>	<i>F_{vef}</i>

Nota. N corresponde al número de elementos que conforman la columna, tomando en cuenta solo los elementos verticales. Fuente NSR (2010) capítulo G.

a₁: distancia horizontal entre los ejes de las piezas (mm).

F_{vef}: flujo de cortante efectivo en bloques espaciadores o tapas de unión (N).

$$C_n = 0.5$$

$$a_1 = 250 \text{ mm}$$

$$F_{vef} = \frac{0.5 * 3835.20 \text{ N} * 1400 \text{ mm}}{250 \text{ mm}}$$

$$F_{vef} = 10738.56 \text{ N}$$

$$F_{vef} = 1095.03 \text{ kgf}$$

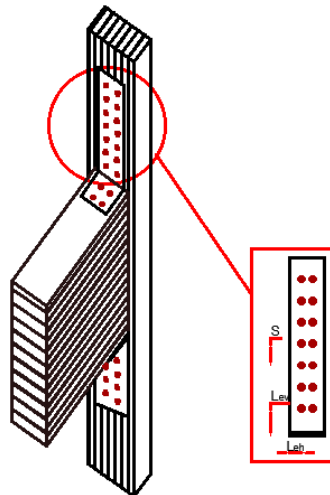
7.5.4 Diseño de uniones

El diseño de las uniones en los elementos de madera se realizará mediante placas apernadas, las cuales soportaran únicamente cargas gravitacionales. Es decir, estas conexiones resistirán únicamente el cortante de los elementos más no el momento en el caso de la unión viga columna, debido a que, en el caso de la madera, este material no disipa la energía. Es por ello por lo que se procedió a la utilización de riostras de acero de sección HSS 2" circular.

7.5.4.1 Unión viga- columna.

Figura 46

Unión viga - columna mediante placas.



Nota. La separación S hace referencia a la distancia entre pernos, en este caso es de 7.7 cm, la separación L_{ev} se toma en cuenta desde el borde de la placa hasta el centro del perno en sentido vertical y la longitud L_{eh} toma la misma consideración que L_{ev}, pero en sentido horizontal. Elaborado por: Las autoras.

Como se mencionó anteriormente, para la unión viga columna se utilizará placas que resisten el cortante de la viga y el axial de la columna, dichas placas estarán sometidas a las debidas verificaciones establecidas en el AISC (2015) capítulo 10.

A continuación, se expone una tabla resumen con las características principales de las placas y los pernos utilizados en cada elemento.

Tabla 85

Características principales de la placa.

COLUMNA			
Característica	Valor	Unidad	Descripción
L_{ev}	9.60	Cm	Distancia vertical del centroide del perno extremo al extremo de la platina
L_{eh}	4	Cm	Distancia horizontal del centroide del perno extremo al extremo de la platina.
E	9.53	Mm	Espesor de la placa
N	14.00	-	Número de pernos
Φ_p	3/4	In	Diámetro nominal de los pernos
# f	2	-	Número de filas en los que está distribuidos los pernos

Nota. El valor de L_{ev} y L_{eh} fueron definidos en base a las separaciones mínimas que se dan en la norma NSR (2010). Elaborado por: Las autoras.

Una vez definida la geometría de la placa se procede con las distintas verificaciones establecidas en el AISC (2015), dentro de las cuales tenemos:

- Corte de la placa en la sección gruesa
- Fractura en el área neta
- Aplastamiento
- Desgarramiento

- Bloque de cortante

Tabla 86

Verificaciones de la placa de unión de la columna.

Corte de la placa en la sección gruesa			
Fórmula	Parámetros		F _{adm} (kgf)
F _{adm} =0.6*F _y *a _g	F _y (kgf/cm ²)	A _g (cm ²)	91898.84
	2531	60.52	
Fractura en el área neta			
F _{adm} = 0.75*F _u *A _e	F _u (kgf/cm ²)	A _e (cm ²)	F _{adm} (kgf)
	4077.81	54.44	99907.06
Aplastamiento			
F _{adm} =0.75*2.4*d*t*F _u	d (cm)	t (cm)	F _{adm} (kgf)
	0.75	0.953	5246.30
Desgarramiento			
F _{adm} =0.75*1.2*l _c *t*F _u	l _c (cm)	t (cm)	F _{adm} (kgf)
	7.70	0.953	26931.01
Bloque de cortante			
f ₁ =0.60*F _u *A _{nv} +U _{bs} *F _u *A _{nt}	A _{nv} (cm ²)	A _{nt} (cm ²)	U _{bs}
	77.17	1.85	1
f ₂ =0,6*F _y *A _{gv} +U _{bs} *F _u *A _{nt}	A _{gv} (cm ²)	A _{nt} (cm ²)	φ
	102.73	1.85	0.75
f ₁	f ₂	Condición	F _{adm} (kgf)
196324.37	163535.50	f ₂ <f ₁	122651.62

Nota. Una vez determinadas todas las verificaciones se deberá tomar el menor valor de todas ellas ya que es el más crítico. Elaborado por: Las autoras.

En base a los resultados expuestos en la tabla podemos notar que la verificación más crítica es el aplastamiento, esto quiere decir que esta sollicitación es la que gobierna el diseño de la placa, dando como resultado una fuerza admisible de 5246.30 kgf.

Además, se revisará la resistencia de los conectores a corte en base a la tabla 87.

Tabla 87*Revisión de conectores a corte.*

REVISIÓN DE CONECTORES A CORTE	
Corte	Simple
P (kgf)	21302
Ap (cm ²)	2.85
Perno	A325N
Fv (kgf/cm ²)	1050
Rv (kgf)	41898.37
CHEQUEO	CUMPLE

Nota. Una vez obtenido el valor de resistencia de la placa es necesario realizar el chequeo de los pernos, en este caso la fuerza que resisten es mayor a la solicitud bajo la cual trabaja por lo tanto cumple. Elaborado por: Las autoras.

Se realiza el mismo procedimiento para chequear la placa ubicada en la viga:

Tabla 88*Características de la placa de la viga.*

VIGA			
Característica	Valor	Unidad	Descripción
L_{ev}	3.90	Cm	Distancia vertical del centroide del perno extremo al extremo de la platina.
L_{eh}	4	Cm	Distancia horizontal del centroide del perno extremo al extremo de la platina.
E	9.53	Mm	Espesor de la placa
N	4.00	-	Número de pernos
Φ_p	3/8	In	Diámetro nominal de los pernos
# f	2	-	Número de filas en los que está distribuidos los pernos.

Nota. Lev y Leh están dados en función de las separaciones mínimas especificadas en la norma NSR (2010). Elaborado por: Las autoras.

Realizando los chequeos en la placa de la viga se obtiene lo siguiente:

Tabla 89

Verificaciones de la placa de la viga bajo distintas solicitaciones.

Corte de la placa en la sección gruesa			
Fórmula	Parámetros		F _{adm} (kgf)
F _{adm} =0.6*F _y *a _g	F _y (kgf/cm ²)	A _g (cm ²)	15630.04
	2531	10.29	
Fractura en el área neta			
F _{adm} = 0.75*F _u *A _e	F _u (kgf/cm ²)	A _e (cm ²)	F _{adm} (kgf)
	4077.81	8.17	14995.68
Aplastamiento			
F _{adm} =0.75*2.4*d*t*F _u	d (cm)	t (cm)	F _{adm} (kgf)
	0.953	0.953	6662.80
Desgarramiento			
F _{adm} =0.75*1.2*l _c *t*F _u	l _c (cm)	t (cm)	F _{adm} (kgf)
	3.42	0.953	11974.68
Bloque de cortante			
f ₁ =0.60*F _u *A _{nv} +U _{bs} *F _u *A _{nt}	A _{nv} (cm ²)	A _{nt} (cm ²)	U _{bs}
	9.97	2.75	1
f ₂ =0,6*F _y *A _{gv} +U _{bs} *F _u *A _{nt}	A _{gv} (cm ²)	A _{nt} (cm ²)	φ
	13.15	2.75	0.75
f ₁	f ₂	Condición	F _{adm} (kgf)
35630.16	31197.83	f ₂ <f ₁	23398.37

Nota. Una vez determinadas todas las verificaciones se deberá tomar el menor valor de todas ellas ya que es el más crítico. Elaborado por: Las autoras,

Realizando las verificaciones pertinentes a los conectores de la placa de la viga se obtiene:

En base a los resultados expuesto en la tabla, la sollicitación que gobierna el diseño de la placa de la viga es el aplastamiento, dando como resultado que la misma tendrá una resistencia de 6662.80 kgf.

Tabla 90

Revisión de conectores a corte.

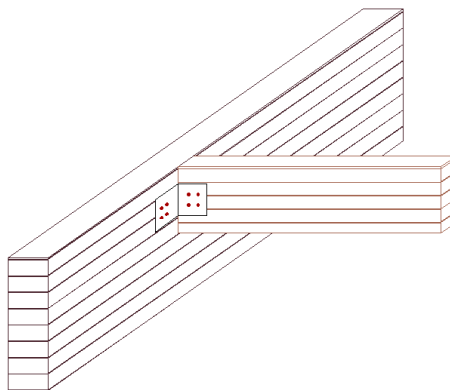
REVISIÓN DE CONECTORES A CORTE	
Corte	Doble
P (kgf)	2791.72
Ap (cm ²)	0.71
Perno	A325N
Fv (kgf/cm ²)	1050
Rv (kgf)	2992.74
CHEQUEO	CUMPLE

Nota. Una vez obtenido el valor de resistencia de la placa es necesario realizar el chequeo de los pernos, en este caso la fuerza que resisten es mayor a la sollicitación bajo la cual trabaja por lo tanto cumple. Elaborado por: Las autoras.

7.5.4.2 Unión viga- vigueta.

Figura 47

Unión viga-vigueta en madera mediante placas.



Nota. La unión de la viga con la vigueta se realizará mediante placas y el diseño se realizará únicamente considerando cargas gravitacionales. Elaborado por: Las autoras.

La unión viga vigueta se realizará mediante placas las cuales estarán diseñadas únicamente para resistir las fuerzas cortantes tanto de la viga como de la vigueta. A continuación, se expone una tabla resumen con las características geométricas y con las verificaciones a las que serán expuestas cada una de las placas según lo que estipula la norma (AISC, 2015) capítulo J.

Tabla 91

Características principales de la placa de unión de la viga.

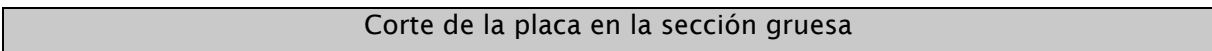
VIGA			
Característica	Valor	Unidad	Descripción
L_{ev}	3.90	cm	Distancia vertical del centroide del perno extremo al extremo de la platina.
L_{eh}	4	cm	Distancia horizontal del centroide del perno extremo al extremo de la platina.
E	9.53	mm	Espesor de la placa
N	4.00	-	Número de pernos
Φp	3/8	in	Diámetro nominal de los pernos
# f	2	-	Número de filas en los que está distribuidos los pernos.

Nota. L_{ev} y L_{eh} están dados en función de las separaciones mínimas especificadas en la norma NSR (2010). Elaborado por: Las autoras.

Realizando los chequeos en la placa de la viga se obtiene lo siguiente:

Tabla 92

Verificaciones de la placa de la viga bajo distintas solicitaciones.



Fórmula	Parámetros		F _{adm} (kgf)
F _{adm} =0.6*F _y *a _g	F _y (kgf/cm ²)	A _g (cm ²)	15630.04
	2531	10.29	
Fractura en el área neta			
F _{adm} = 0.75*F _u *A _e	F _u (kgf/cm ²)	A _e (cm ²)	F _{adm} (kgf)
	4077.81	8.17	14995.68
Aplastamiento			
F _{adm} =0.75*2.4*d*t*F _u	d (cm)	t (cm)	F _{adm} (kgf)
	0.953	0.953	6662.80
Desgarramiento			
Corte	l _c (cm)	t (cm)	F _{adm} (kgf)
	3.42	0.953	11974.68
Bloque de cortante			
3.Aplastamiento	Anv (cm ²)	Ant (cm ²)	U _{bs}
	9.97	2.75	1
4.Desgarramiento	Agv (cm ²)	Ant (cm ²)	φ
	13.15	2.75	0.75
f ₁	f ₂	Condición	F _{adm} (kgf)
35630.16	31197.83	f ₂ <f ₁	23398.37

Nota. Una vez determinadas todas las verificaciones se deberá tomar el menor valor de todas ellas ya que es el más crítico. Elaborado por: Las autoras.

De la tabla, se obtiene que la sollicitación más crítica en el diseño de esta placa es el aplastamiento con una carga admisible de 6662.80 kgf.

Se procede con el chequeo de los conectores a corte:

Tabla 93

Revisión de conectores a corte.

REVISIÓN DE CONECTORES A CORTE	
Corte	Doble
P (kgf)	2791.72
A _p (cm ²)	0.71

Perno	A325N
Fv (kgf/cm ²)	1050
Rv (kgf)	2992.74
CHEQUEO	CUMPLE

Nota. Una vez obtenido el valor de resistencia de la placa es necesario realizar el chequeo de los pernos, en este caso la fuerza que resisten es mayor a la sollicitación bajo la cual trabaja por lo tanto cumple. Elaborado por: Las autoras.

Se realiza el mismo proceso con las placas ubicadas en las viguetas

Tabla 94

Características principales de la placa de unión de la vigueta.

VIGUETA			
Característica	Valor	Unidad	Descripción
L _{ev}	3.90	cm	Distancia vertical del centroide del perno extremo al extremo de la platina.
L _{eh}	4	cm	Distancia horizontal del centroide del perno extremo al extremo de la platina.
E	9.53	mm	Espesor de la placa
N	4.00	-	Número de pernos
Φ _p	3/8	in	Diámetro nominal de los pernos
# f	2	-	Número de filas en los que está distribuidos los pernos.

Nota. Lev y Leh están dados en función de las separaciones mínimas especificadas en la norma NSR (2010). Elaborado por: Las autoras.

Realizando los debidos chequeos se tiene:

Tabla 95

Verificaciones de la placa de la vigueta bajo distintas solicitaciones.

Corte de la placa en la sección gruesa			
Fórmula	Parámetros		F _{adm} (kgf)
F _{adm} =0.6*F _y *a _g	F _y (kgf/cm ²)	A _g (cm ²)	15630.04
	2531	10.29	
Fractura en el área neta			
F _{adm} = 0.75*F _u *A _e	F _u (kgf/cm ²)	A _e (cm ²)	F _{adm} (kgf)
	4077.81	8.17	14995.68
Aplastamiento			
F _{adm} =0.75*2.4*d*t*F _u	d (cm)	t (cm)	F _{adm} (kgf)
	0.9525	0.953	6662.80
Desgarramiento			
F _{adm} =0.75*1.2*l _c *t*F _u	l _c (cm)	t (cm)	F _{adm} (kgf)
	3.42	0.953	16788.16
Bloque de cortante			
f ₁ =0.60*F _u *A _{nv} +U _{bs} *F _u *A _{nt}	A _{nv} (cm ²)	A _{nt} (cm ²)	U _{bs}
	9.97	2.75	1
f ₂ =0,6*F _y *A _{gv} +U _{bs} *F _u *A _{nt}	A _{gv} (cm ²)	A _{nt} (cm ²)	φ
	13.15	2.75	0.75
f ₁	f ₂	Condición	F _{adm} (kgf)
35630.16	31197.83	f ₂ <f ₁	23398.37

Nota. Una vez determinadas todas las verificaciones se deberá tomar el menor valor de todas ellas ya que es el más crítico. Elaborado por: Las autoras.

De la tabla 95, se obtiene que la solicitación más crítica en el diseño de esta placa es el aplastamiento con una carga admisible de 6662.80 kgf.

Se procede con el chequeo de los conectores a corte:

Tabla 96

Revisión de conectores a corte.

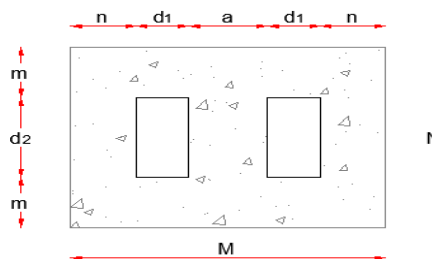
REVISIÓN DE CONECTORES A CORTE	
Corte	Doble
P (kgf)	452.5
Ap (cm ²)	0.71
Perno	A325N
Fv (kgf/cm ²)	1050
Rv (kgf)	2992.74
CHEQUEO	CUMPLE

Nota. Una vez obtenido el valor de resistencia de la placa es necesario realizar el chequeo de los pernos, en este caso la fuerza que resisten es mayor a la sollicitación bajo la cual trabaja por lo tanto cumple. Elaborado por: Las autoras,

7.5.4.3 Unión columna- zapata.

Figura 48

Configuración unión columna -zapata.



Nota. Las dimensiones d_1 , d_2 y a están definidos en el diseño de la columna, las dimensiones N y M contemplan también una distancia libre tomada con respecto al final de la placa base. Elaborado por: Las autoras.

La unión de la columna con la zapata se realizará mediante el uso de placas y tornillos, las cuales cumplirán con los requerimientos especificados en el AISC 360 (2016), entre una

de ellas se puede mencionar que en cada placa se distribuirá un mínimo de 2 pernos y un máximo de 12 pernos.

Tabla 97

Características principales de la placa de unión columna zapata.

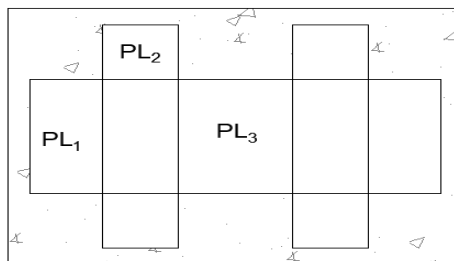
Solicitaciones		
Cortante basal	46490	kgf
Geometría		
N	45	cm
B	60	cm
N	13	cm
M	13	cm
A	15	cm
d ₁	10	cm
d ₂	20	cm
Pernos		
Φ_p	5/8	in
Número de pernos	16	u

Nota. La geometría de la placa varía dependiendo en que dimensión de la columna combinada espaciada esté. Elaborado por: Las autoras.

Las placas se ubicarán a lo largo de las dimensiones d₁ y d₂, como se muestra a continuación los detalles.

Figura 49

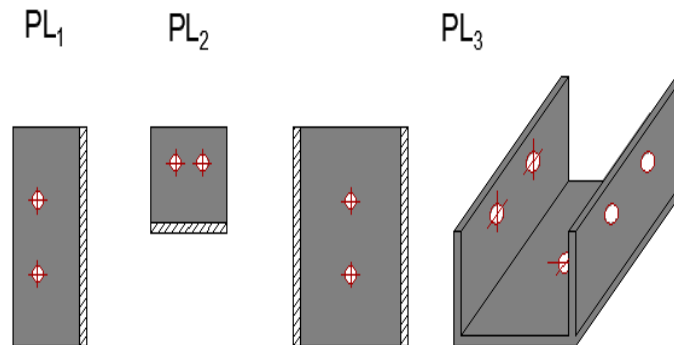
Placas de la unión zapata columna.



Nota. La placa PL_1 está a lo largo de la dimensión d_2 , la placa PL_2 está a lo largo de la distancia d_1 y la placa PL_3 se encuentra en el medio de los dos elementos que conforman la columna espaciada. Elaborado por: Las autoras.

Figura 50

Detalle de las placas.



Nota. Como se puede observar la distribución en cada placa fue de dos pernos. Elaborado por:
Las autoras.

CAPÍTULO VIII

ANÁLISIS COMPARATIVO

8.1 Cargas

Cuando se obtiene el diseño definitivo de los elementos estructurales tanto para el edificio en acero estructural como en madera laminada, se presentan los resultados en cuanto a carga muerta, la misma que contempla mampostería, cielo falso, masillados, acabados de piso e instalaciones. Los resultados de carga viva son los mismos en las dos alternativas, es decir 200 kgf/m^2 para losas accesibles y 70 kgf/m^2 para el tapagrada que es considerado una losa inaccesible.

Tabla 98

Carga muerta de las dos alternativas.

Carga Muerta		
Nivel (m)	Madera (kgf/m^2)	Acero (kgf/m^2)
Nv+11.18	94.95	86
Nv+8.16	197.41	211
Nv+5.62	197.41	311
Nv+3.08	197.41	311

Nota. En la tabla se presenta la carga muerta por nivel en base a las secciones definitivas para las dos alternativas. Elaborado por: Las autoras.

Como se observa en la tabla 98, el peso por metro cuadrado en la madera laminada de cada nivel es inferior al del mismo nivel en acero, exceptuando el último piso que corresponde al tapagradado. Se debe tomar en cuenta que el peso específico de la madera laminada es inferior al del acero estructural, la cual es la causa principal de esta diferencia. En

el último nivel en la alternativa de madera tiene un peso superior debido a la cubierta de vidrio que se asume en el tapagradas el cual tiene un peso de 30kgf/m².

8.2 Secciones

Al finalizar el diseño estructural tanto del edificio en madera laminada como en acero estructural y verificando el comportamiento de las estructuras ante acciones sísmicas las secciones definitivas son las siguientes:

8.2.1 Vigas

En la tabla 99 se presentan las secciones finales de vigas para las dos alternativas diseñadas que varían únicamente en el tapagrada con respecto a todo el edificio.

Tabla 99

Secciones definitivas de vigas empleadas.

Nivel	Secciones de viga	
	Madera laminada	Acero estructural
Nv+3.05-Nv+5.62-Nv+8.16	15cm x 50cm	IPE 240x6.2x120x9.8
Nv+11.18	15cm x 25 cm	IPE200x5.6x100x8.5

Nota. En la tabla se presenta las secciones de las vigas por nivel de las dos alternativas.

Elaborado por: Las autoras.

Las secciones de vigas en acero estructural son más pequeñas que las de la alternativa en madera laminada, esto se debe a que las tensiones admisibles en la madera laminada se redujeron por la aplicación de los factores presentes en las normas NSR-10 en su capítulo G y la NCh 2165, lo cual genera secciones más robustas obteniendo un diseño más conservador, otra razón también es el cambio en los factores de reducción de respuesta sísmica dado que en el caso de acero estructural es de 4.5 y en madera laminada es de 2.5.

8.2.2 Viguetas

En la tabla 100 se presentan las secciones finales de viguetas para las dos alternativas diseñadas que varían únicamente en el tapagradadas con respecto a todo el edificio.

Tabla 100

Secciones de viguetas definitivas.

Secciones de viguetas		
Nivel	Madera laminada	Acero estructural
Nv+3.05-Nv+5.62-Nv+8.16	7cm x 25cm	IPE220x5,9x110x9,2
Nv+11.18	6cm x 25cm	IPE200x5.6x100x8.5

Nota. Las secciones en el tapagrada son menores debido a que la carga es reducida y no se necesita de secciones tan grandes. Elaborado por: Las autoras.

Las secciones de las viguetas al igual que de las vigas en madera laminada son más grandes que en acero estructural, en los dos casos se debe a la reducción de las tensiones admisibles y la diferencia en el factor de reducción de respuesta sísmica como se mencionó anteriormente. Otro aspecto importante es que la separación en las viguetas de madera está tomada como una distancia máxima de 60 cm, por lo cual en esta alternativa tenemos 6 viguetas y en la alternativa de acero estructural las viguetas están dispuestas cada 1.33m, dando un total de 3 viguetas.

8.2.3 Losas y columnas

Las losas en las dos alternativas son sistemas diferentes por lo tanto no es posible realizar una comparación directa como tal, ya que en el edificio de madera laminada se cuenta con entablados, y en el otro se cuenta con losa deck. Por lo tanto, tienen un comportamiento estructural diferente.

Para las columnas se cuenta con secciones diferentes en los dos sistemas, esto se debe al diferente peso de las dos estructuras, el comportamiento ante acciones sísmicas, el método

de diseño de los elementos. También cabe recalcar que la sección en acero estructural es tipo I y en la madera laminada debido a su proceso de fabricación se optó por una sección rectangular de columnas compuestas espaciadas, lo cual provoca un aumento del área de las columnas.

Tabla 101

Secciones definitivas de columnas.

Secciones de columnas		
Nivel	Madera Laminada	Acero Estructural
Nv+3.05-Nv+5.62-Nv+8.16-Nv+11.18	(10cm*20cm) x 2	HEB 260x10x260x17,5

Nota. En la tabla se presenta las secciones de las columnas por nivel de las dos alternativas. Elaborado por: Las autoras.

8.3 Comparación sísmica

8.3.1 Cuadro comparativo de períodos de vibración

Tabla 102

Períodos de vibración de las dos alternativas.

Edificio en acero		Edificio en madera	
Modo	Periodo (s)	Modo	Periodo (s)
1	0.620	1	0.275

Nota. En la tabla se presenta el período fundamental de las dos estructuras. Fuente: SAP2000.

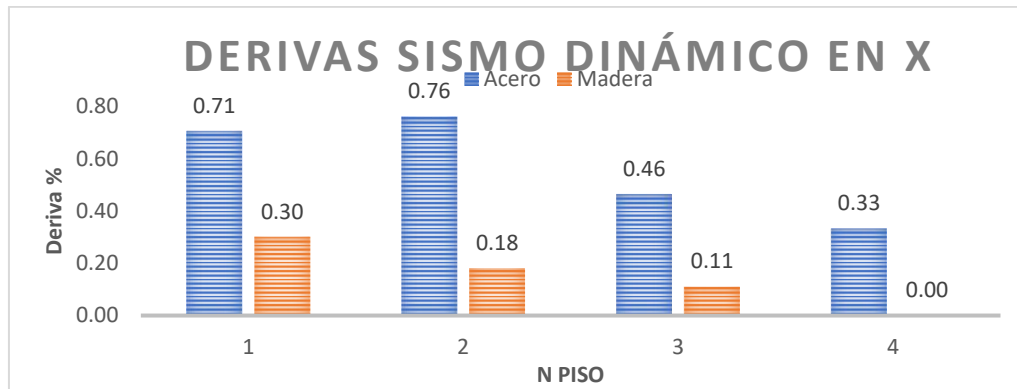
Realizando una comparación del primer modo de vibración de las dos estructuras diseñadas, se cuenta que el edificio de acero estructural tiene un periodo 0,62 segundos, y el edificio diseñado en madera laminada tiene un valor de 0,275 segundos. Esto se debe a que la

estructura diseñada en madera laminada se ha rigidizado lateralmente con arriostramientos y su masa diferente a la obtenida con acero estructural.

8.3.2 Comparación de derivas de piso

Figura 51

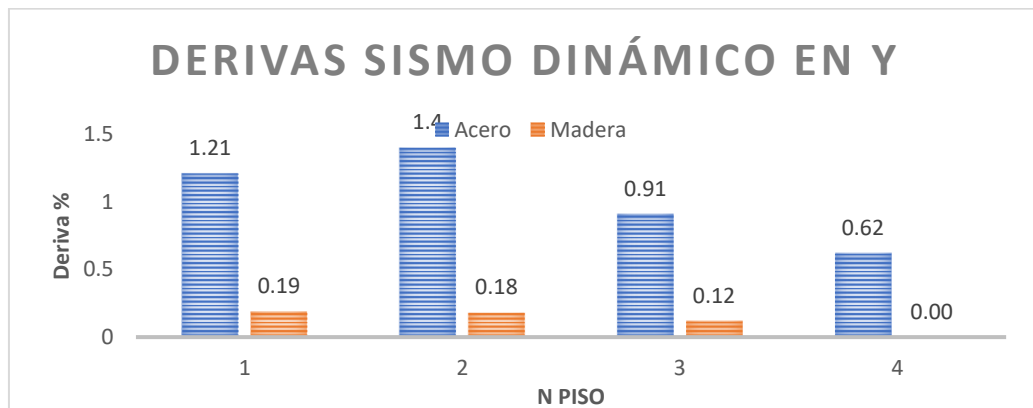
Deriva sismo dinámico en X.



Nota. En la tabla se presenta las derivas empleado el sismo dinámico en X. Elaborado por:
Las autoras.

Figura 52

Deriva sismo dinámico en Y.



Nota. En la tabla se presenta las derivas empleado el sismo dinámico en Y. Elaborado por:
Las autoras.

Las derivas inelásticas de acero estructural son mayores que las del edificio en madera laminada, esto se debe que el edificio en madera es más rígido debido a la incorporación de arriostramiento que el de acero estructural.

8.3.3 Participación modal

Tabla 103

Participación de masa modal de las dos alternativas.

Modelo en Acero Estructural				
Modo	Ux	Uy	Ux (%)	Uy (%)
1	2.63E-12	0.88	0.00	88.00
2	0.875	0.88	87.50	88.00
3	0.875	0.88	87.50	88.00
4	0.9	0.88	90.00	88.00
5	0.9	0.88	90.00	88.00
6	0.9	0.88	90.00	88.00
7	0.9	0.88	90.00	88.00
8	0.911	0.88	91.10	88.00
9	0.911	0.88	91.10	88.00
10	0.911	0.88	91.10	88.00
11	0.911	0.88	91.10	88.00
12	0.911	0.902	91.10	90.20
Modelo en Madera Laminada				
Modo	Ux	Uy	Ux (%)	Uy (%)
1	0.94	0.00	94.43	0.00
2	0.94	0.90	94.43	90.33

Nota. En la tabla se presenta el número de modos necesarios en cada alternativa para ajustar el 90 %. Fuente: SAP2000.

8.4 Cantidades de obra de hormigón armado

Los volúmenes de obra en el edificio de hormigón armado se obtuvieron en base a los planos estructurales originales, en el cual solo se determinó los kg totales de acero a emplear,

así como los m³ de hormigón totales en la construcción con el fin de compararlas con las otras alternativas.

8.4.1 Kilogramos de acero totales

Tabla 104

Peso en kg de acero distribuido por elementos estructurales.

RESUMEN ACEROS COLUMNAS		
Diámetro (mm)	L (m)	Peso (kg)
10	868,48	536
12	1326,40	1178
RESUMEN ACEROS VIGAS		
Diámetro (mm)	L (m)	Peso (kg)
8	4243,2	1680,6001
12	1954,00	1671,16
RESUMEN ACEROS LOSAS		
Diámetro (mm)	L (m)	Peso (kg)
8	436,1	172,26
12	3814,19	3387,00
16	156,6	247,11

Nota. En la tabla se muestra la longitud y el peso de acero clasificado por diámetro y elemento. Elaborado por: Las autoras.

8.4.2 Sumatoria de kilogramos en toda la edificación

Tabla 105

Resumen de acero total en la edificación.

Resumen de materiales							
φ	8	10	12	14	16	18	20
W(Kg/m)	0,395	0,617	0,888	1,208	1,578	2	2,466
peso (kg)	1852,86	536	6236,00		247,11		
W total	8871,830						

Nota. En la tabla se presenta el total de kilogramos de acero de todo el edificio. Elaborado por: Las autoras.

8.4.3 Volumen de hormigón en la edificación

Tabla 106

Volumen de hormigón en columnas.

Columna	b (m)	h (m)	Altura (m)	#	Volumen (m ³)
A1-A2-A3-A4 B1-B4 C1-C4 D1-D2-D3-D4	0,3	0,3	7,56	12	8,16
B2-B3-C2-C3			10,38	4	3,74
				Total (m ³)	11,90

Nota. En la tabla se presenta el volumen total de hormigón en columnas que son de las mismas dimensiones y varían en su longitud. Elaborado por: Las autoras.

Tabla 107

Volumen de hormigón en vigas.

Pórtico	b (m)	h (m)	Longitud (m)	#	Volumen (m ³)
1 (Horizontal, C1-C2-C3-C4)	0,25	0,3	11,1	1	0,8325
2 (Horizontal, C5-C6-C7-C8)	0,25	0,3	11,1	1	0,8325
3 (Horizontal, C9-C10-C11-C12)	0,25	0,3	11,1	1	0,8325
4 (Horizontal, C13-C14-C15-C16)	0,25	0,3	11,1	1	0,8325
5 (Vertical, C1-C5-C9-C13)	0,25	0,3	11,7	1	0,8775
6 (Vertical, C2-C6-C10-C14)	0,25	0,3	12,3	1	0,9225

7 (Vertical, C3-C7-C11-C15)	0,25	0,3	12,3	1	0,9225
8 (Vertical, C4-C8-C12-C16)	0,25	0,3	11,7	1	0,8775
Total (m ³)					6,93
3 pisos (m ³)					20,79

Nota. En la tabla se presenta el volumen total de vigas de las tres plantas clasificadas en los distintos pórticos. Elaborado por: Las autoras.

Tabla 108

Volumen de hormigón en losa.

Área de la losa (m ²)	Volumen losa (m ³)	# Bloques	Área de bloques (m ²)	Volumen de bloques (m ³)
137,14	27,43	1080	86,4	12,96
Volumen Total de losa (m ³)				14,47
Volumen 3 losas (m ³)				43,40

Nota. En la tabla se presenta el total del volumen de hormigón en losa descontando el hueco de la grada las vigas y columnas y el volumen de los bloques de las tres plantas de la edificación. Elaborado por: Las autoras.

8.4.4 Cantidad de malla electrosoldada empleada

Se empleo una malla electrosoldada ARMEX R-196 5 10*10 en todas las losas.

Tabla 109

Cantidad y costo total malla electrosoldada.

MALLA ELECTROSOLDADA	
ÁREA DE LA LOSA 3 PLANTAS (m ²)	384
ÁREA TAPAGRADA (m ²)	16
ÁREA TOTAL (m ²)	400

COSTO UNITARIO	53,08
COSTO TOTAL	1415,47

Nota. El área de una malla electrosoldada es de 15 m². Elaborado por: Las autoras.

8.5 Presupuesto edificio en hormigón armado

Tabla 110

Presupuesto total edificio de hormigón armado.

Descripción Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
Hormigón premezclado f'c=210 kg/cm2	m3	76,10	90	6848,7
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	8871,830	1,9	16856,5
Malla electrosoldada	m2	26,67	53,08	1415,5
Bloque de aliviamiento (20x40x15)	U	1080	0,32	345,6
Total				25466,2

Nota. El presupuesto está contemplado para incluir los rubros estructurales. Elaborado por: Las autoras.

8.6 Cantidades de obra edificio en acero estructural

8.6.1 Perfiles laminados

Tabla 111

Presupuesto de los perfiles de acero estructural.

Elemento	Perfil	Cantidad	Longitud (m)	Peso (kg/m)	Peso (kg)	Costo unitario (\$)	Costo Total (\$)
Vigas hasta el Nv+8.16	IPE 240	72	4	30.7	8841.6	312.5	22500
Viguetas hasta el	IPE 220	48	4	26.2	5030.4	266.70	12801.43

Nv+8.16							
Columnas Nv +8.16	HEB 260	12	8.16	93	9106.56	1016.43	12197.14
Columnas Nv +11.18	HEB 260	4	11.18	93	4158.96	1016.43	4065.71
Vigas y Viguetas Nv+11.18	IPE 200	6	4	22.4	537.6	228.04	1368.21
Riostras	U50*25	150	1.33	2.09	416.96	17.61	669.18
TOTAL					267.39	28092.08	53601.68

Nota. El costo unitario está dado en función de un perfil de 6m. Elaborado por: Las autoras,

8.6.2 Losa colaborante

Tabla 112

Costo de la losa colaborante.

Losa deck e= 75 mm		
Área (m ²)	Costo unitario (\$)	Costo Total (\$)
400	12	4800

Nota. El costo unitario está dado en función de un perfil de 1m². Elaborado por: Las autoras,

8.6.3 Malla electrosoldada

Tabla 113

Costo de la malla electrosoldada.

Malla electrosoldada	
Área de la losa 3 plantas (m ²)	384
Área tapagrada (m ²)	16
Área total (m ²)	400
Costo unitario	53.08
Costo total	1415.47

Nota. El costo unitario está dado en función de un perfil de 1m². Elaborado por: Las autoras,

8.6.4 Hormigón en la losa deck

Tabla 114

Costo de hormigón para la losa deck.

Volumen de hormigón losa deck	
Área de la losa (m ²)	400
Vhm (m ³ /m ²)	0.07491
Vhm(m ³)	29.964
Costo Unitario (\$)	90
Costo Total (\$)	2696.76

Nota. El costo unitario está dado en función de 1m³ de hormigón premezclado. Elaborado por:
Las autoras.

8.7 Presupuesto del edificio en estructura metálica

Tabla 115

Presupuesto general del edificio en estructura metálica.

Descripción Rubro	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
Perfiles laminados	28092.08		53601.68
Losa colaborante	400	12	4800
Malla electrosoldada	400	53.08	1415.47
Hormigón premezclado f' c=210 kg/cm ²	29.964	90	2696.76
Total			62513.91

Nota. En el presupuesto se contempla únicamente los elementos estructurales. Elaborado por:
Las autoras.

8.8 Cantidades de obra de madera laminada

8.8.1 Secciones de madera laminada

Tabla 116*Secciones de madera laminada.*

Elemento	Sección	Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)	Densidad (kgf/m ³)	Cantidad	Peso (kgf)	Costo unitario (\$)	Costo Total (\$)
Columnas Nv+8.16	10 cm *20 cm	0.1	0.2	8.16	500	24	1958.4	234	5616
Columnas Nv+11.18	10 cm *20 cm	0.1	0.2	11.18	500	8	894.4	338	2704
Vigas hasta el Nv+8.16	15 cm *50 cm	0.15	0.5	4	500	72	10800	429	30888
Viguetas hasta el Nv+8.16	7 cm *25 cm	0.07	0.25	4	500	144	5040	91	13104
Vigas Nv+11.18	15 cm *25 cm	0.15	0.25	4	500	4	300	214.5	858
Viguetas Nv+11.18	6 cm *25 cm	0.06	0.25	4	500	6	180	85.8	514.8
Total							19172.80		53684.80

Nota. Según la configuración estructural se tiene 12 columnas que van hasta el Nv+8.16 y 4 que llegan hasta el tapagrada, pero debido a que son secciones compuestas espaciadas se debió duplicar las cantidades. Elaborado por: Las autoras.

8.8.2 Riostras

Tabla 117*Riostras verticales.*

Elemento	Sección	Diámetro (m)	Espesor (m)	Longitud (m)	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo Total (\$)
Riostras	Hss c 127mm*3mm	0.13	0.003	variable	76	31.68	2407.68

Nota. La longitud varía dependiendo de la altura del entrepiso. Elaborado por: Las autoras.

8.8.3 Tablero OSB

Tabla 118*Tablero OSB con espesor de 18.3mm.*

Elemento	Base (m)	Altura (m)	Espesor (mm)	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo Total (\$)
Tablero OSB	1.22	2.44	18.3	268	49	13132

Nota. Para determinar la cantidad de tableros se debe tomar en cuenta que se colocará uno en la parte superior de las viguetas y otro en la inferior. Elaborado por: Las autoras.

Área de un tablero de OSB

$$A_{OSB} = 1.22 \text{ m} * 2.44 \text{ m}$$

$$A_{OSB} = 2.98 \text{ m}^2$$

Área total de las losas de entrepiso y la del tapagrada

$$A_{Total} = 384 \text{ m}^2 + 14\text{m}^2$$

$$A_{Total} = 400\text{m}^2$$

Número de tableros

$$\# = \frac{A_{Total}}{A_{OSB}}$$

$$\# = 134$$

Dado que se ocupan 2 tableros, se determina el número total de tableros de la siguiente manera:

$$\#_{Total} = 134 * 2 = 268 \text{ tableros}$$

8.9 Presupuesto del edificio en madera laminada

Tabla 119

Presupuesto final en madera laminada.

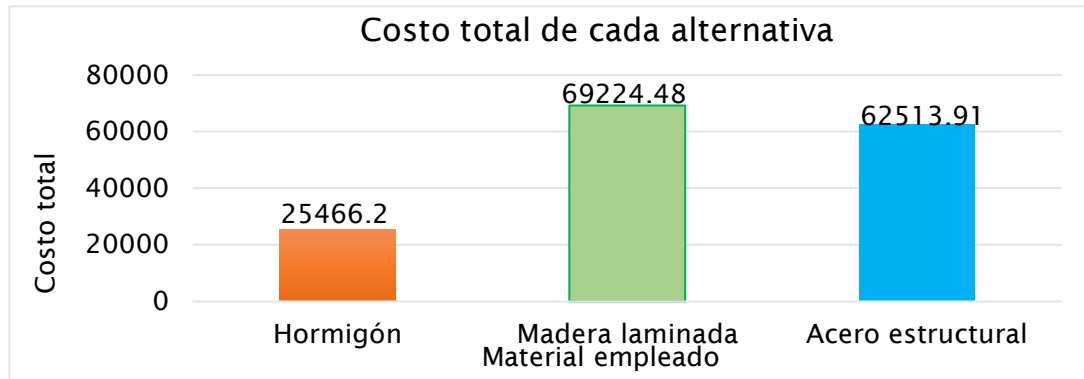
Descripción Rubro	Precio Total
Secciones laminadas	53684.80
Riostras	2407.68
Tablero OSB	13132.00
Total	69224.48

Nota. El presupuesto final en madera laminada solo toma en cuenta los elementos estructurales. Elaborado por: Las autoras.

A continuación, se presenta un cuadro comparativo entre los costos de los materiales estructurales de las tres alternativas con el fin de determinar cuál de las 3 alternativas es la idónea para la estructura planteada.

Figura 53

Comparación de costos.



Nota. El costo total de cada alternativa incluye únicamente los elementos estructurales.

Elaborado por: Las autoras.

Como se observa en la figura 43 la madera laminada es la más costosa de las 3 alternativas esto se debe a que por los distintos factores de modificación empleados en la madera laminada se obtiene un diseño con secciones más robustas lo que conlleva a un incremento en el presupuesto.

8.10 Gráfica costo vs peso

A continuación se presenta la tabla donde se indica el material, el costo total de la estructura y el peso de esta.

Tabla 120

Costo y peso de cada alternativa

Material	Peso (kgf/m ²)	Costo
Madera laminada	197,41	69224,48
Acero estructural	311	62513,91
Hormigón	699,14	25466,2

Nota. Los pesos incluyen únicamente la carga muerta. Elaborado por: Las autoras.

Figura 54

Gráfica costo vs peso



Nota. El peso del hormigón armado se obtuvo en base a los planos estructurales preexistentes.

Elaborado por: Las autoras.

CONCLUSIONES

Al realizar el diseño estructural de cada uno de los elementos fue necesario el uso de las distintas normativas tanto nacionales como extranjeras ya sea para estructura metálica como para la madera laminada. En el caso de diseño en estructura metálica se utilizó la norma AISC 360-16 sometiendo cada elemento a los distintos chequeos que plantea la norma, tal es así que para el caso de columnas se determinaron secciones tipo HEB 260, en el caso de vigas hasta el Nv+8.16 se utilizan secciones IPE 240 y para el tapagrada IPE 200, para las viguetas se utilizó secciones IPE 220 hasta el Nv+8.16 e IPE 200 en el Nv+11.18; en el caso de la madera laminada fue necesario el uso de la norma NCh-2165 y la NSR-10; de dichas normas se obtuvo tensiones básicas, factores de modificación y se realizó un proceso mediante el cual se obtuvo las tensiones de diseño y con ello el diseño final de cada elemento, cuyas secciones quedaron de la siguiente manera: columnas compuestas espaciadas de 10cm*20cm utilizando dos elementos verticales, las vigas hasta el Nv+8.16 quedaron de 15cm*50cm y las del Nv+11.18 quedan de 15cm*25cm; las viguetas quedaron con una sección de 7cm*25cm hasta el Nv+8.16 y de 6cm*25cm en el Nv+11.18.

Una vez verificado que las secciones cumplan con todos los criterios que establecen las normas nacionales y extranjeras se obtiene el peso muerto de la estructura, con el cual podemos notar que hasta el Nv+8.16 la madera laminada es más liviana en un 36.2% en comparación con la estructura metálica; en cambio en el Nv+11.18 el acero estructural disminuye su peso en un 9.43% con respecto a la madera laminada, este cambio se generó como consecuencia de considerar una cubierta de vidrio armado en la estructura de madera la cual incrementa la carga muerta en el tapagradadas. Con la información expuesta anteriormente se puede concluir que la estructura diseñada en madera laminada tiene un menor peso con

respecto a la de acero estructural, esto se debe a que su densidad es más alta que la de la madera laminada.

Mediante el análisis estructural realizado con la ayuda del software SAP2000, se obtuvieron resultados como la participación modal: en el edificio de madera se obtuvo que en el sentido X se llegó al 94% de la masa en el primer modo, en Y se obtuvo el 90% en el segundo modo; en el caso de estructura metálica en el sentido X se logró el 90% en el 4° modo y en Y en el 12° modo; con la ayuda de los datos anteriormente mencionados se puede concluir que la estructura en madera laminada tiene un mejor comportamiento estructural, esto también por la introducción de arriostramientos que toman cargas laterales, lo cual implica que en el caso de la madera se optimiza el análisis debido a que ya cumple con el porcentaje mínimo establecido en la normativa.

Con base en los resultados obtenidos de la comparación sísmica, se puede concluir que al incorporar arriostramientos en el diseño del edificio de madera se redujeron tanto las derivas como el periodo. Dando como resultado la deriva máxima de 0.30% y el período de la estructura de 0.275 s. En cambio, en el edificio de acero estructural se tuvo una deriva máxima de 1.4% y el período de 0.62 s. Es así como, el edificio de madera tiene un menor desplazamiento y por lo tanto un comportamiento más rígido que el de acero estructural.

Tomando en cuenta el análisis económico realizado en base a las cantidades de obra determinadas de los elementos estructurales se determinó que el costo de la madera laminada se eleva en un 9.69% con respecto a la estructura metálica y un 63.21 % con respecto al hormigón armado; a su vez se observa que el costo en estructura metálica se incrementa en un 59.26% con respecto al hormigón armado. Con la ayuda de los datos anteriormente mencionados se concluye que para este tipo de estructura y con los materiales disponibles en

el mercado local la opción más favorable con respecto a costos es el hormigón armado, cabe recalcar que el ahorro tanto en estructura metálica como en madera laminada se puede ver reflejado en los tiempos de ejecución de la obra.

En base a los resultados obtenidos de la figura 53 podemos concluir que a pesar de que el hormigón armado es un material bastante económico presenta un incremento considerable en su peso en comparación con el acero estructural y la madera laminada, la cual resultó ser el material óptimo de los tres, esto se debe principalmente a la variación en sus densidades volumétricas. La reducción del peso involucra un mejor comportamiento de la estructura ante el sismo.

Con respecto a la información detallada en el numeral 2.13, se puede concluir que el uso de materiales naturales como la madera es beneficioso en lo que respecta a la reducción de la contaminación debido a que como se pudo observar en las figuras 4 y 5, la madera genera menos cantidad de CO₂ y es el único material capaz de almacenarlo. Además, podemos destacar que a pesar de que el hormigón y la estructura metálica presentan grandes ventajas, los dos son materiales que influyen en gran medida a la contaminación debido a la alta cantidad de residuos que generan en la construcción.

RECOMENDACIONES

Al momento de realizar el diseño en madera laminada se debe tomar en cuenta que no existen muchos proveedores en el país, por lo tanto, se debe consultar que secciones disponen en el mercado con el fin de trabajar con ellas desde un principio y así evitar retrasos al obtener las secciones definitivas.

Al realizar el diseño en madera laminada se debe tomar en cuenta que la obtención de las tensiones de diseño se realiza mediante un proceso de modificación partiendo de las tensiones básicas y sus respectivos factores detallados en la NCh 2165, una vez obtenidas las tensiones admisibles se procede a factorizar en función de la NSR-10 obteniendo así las tensiones de diseño las cuales son necesarias para obtener el diseño definitivo.

Es recomendable que, al trabajar en estructura metálica con secciones laminadas, se disponga de luces mínimas de 6 m debido a que los perfiles tienen dicha longitud y así evitar el porcentaje de desperdicios de este material.

REFERENCIAS

- Aguir, R. (2013). *Microzonificación Sísmica de Quito*. Centro de Investigaciones Científicas. https://www.researchgate.net/profile/Roberto-Aguir/publication/277305703_Microzonificacion_Sismica_de_Quito/links/556670e108aeab77721cbbf1/Microzonificacion-Sismica-de-Quito.pdf
- Aguirre, C. E., & Figueroa, A. J. (2008). ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO ENTRE PROYECTOS DE CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURA METÁLICA Y HORMIGÓN ARMADO PARA EDIFICIOS. [Tesis de pregrado, Escuela Politécnica Nacional]. <https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/607/1/CD-1570%282008-06-30-03-17-36%29.pdf>
- AISC. (2015). AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. *STEEL CONSTRUCTION MANUAL (15 th ed.)*. <https://doku.pub/documents/aisc-15th-steel-construction-manualpdf-o0m9vmwpjxd>
- AISC 360. (2016). AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. *Specification for Structural Steel Buildings*.
- arquitectura+acero. (2015, 16 de Julio). *Uniones y conexiones*. <http://www.arquitecturaenacero.org/uso-y-aplicaciones-del-acero/soluciones-constructivas/uniones-y-conexiones>
- ASCE 7. (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. <https://drive.google.com/file/d/1fE-VHQGKAUYEm6ExMQPfKhxH91Dgk5kw/view>
- Atapuma, M., Jarrín, C., & Mora, C. (2013). *ESTUDIO TÉCNICO ECONÓMICO COMPARATIVO ENTRE PROYECTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN*

- ARMADO, ACERO Y MADERA PARA VIVIENDAS Y EDIFICIOS*. [Tesis de pregrado, Universidad Central del Ecuador]. <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/740>
- Encuesta Nacional de Edificaciones. (2019). Instituto Nacional de Estadística y censos. https://www.ecuadorencifras.gob.ec/documentos/webinec/Estadisticas_Economicas/Encuesta_Edificaciones/2019/2.%202019_ENED_Principales_resultados.pdf
- Ferros Planes. (2018, 8 de Junio). *Laminado en frío y en caliente: diferencias y ventajas*. <https://ferrosplanes.com/laminado-en-frio-en-caliente-ventajas/>
- finnforest. (2014, 3 de Marzo). *Guía de soluciones técnicas en MADERA LAMINADA*. <https://www.yumpu.com/es/document/view/13750172/guia-de-soluciones-tecnicas-en-madera-laminada-fupicsa>
- Isotatika. (2021, 29 de Abril). *UNIONES METÁLICAS EN ESTRUCTURAS DE MADERA*. <https://isostatika.com/blog/uniones-metalicas-madera/>
- JUNAC. (1984). *Manual de Diseño de Maderas del Grupo Andino*. Junta del acuerdo de Cartagena. <https://www.udocz.com/read/19235/manual-de-dise-o-para-maderas-del-grupo-andino--acuerdo-de-cartagena--pdf>
- maderea. (2017, 30 de marzo). <https://www.maderea.es/diferencias-entre-estructuras-de-madera-acero-y-hormigon/>
- Malvern Panalytical. (s.f). *Aceros de baja aleación*. <https://www.malvernpanalytical.com/es/products/category/calibration-standards/elementalanalysisbyxrayfluorescence/las#cookies>
- Medrano, N. G. (2015). *ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN DE UNA VIGA CELULAR PARA USO COMO VIGA SECUNDARIA EN ENTREPISOS*. [Tesis de

- pregrado, Universidad de San Carlos de Guatemala].
<http://www.repositorio.usac.edu.gt/1059/>
- NCH 2165. (1991). Ministerio de Vivienda y Urbanismo. *Norma chilena tensiones admisibles para madera laminada encolada estructural de pino radiata*.
https://kupdf.net/download/nch-2165-of1991_5b3d97d1e2b6f5c74bf796ed_pdf
- NEC-SE-CG. (2015). Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Cargas (No sísmicas).
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-CG-Cargas-S%C3%ADsmicas.pdf>
- NEC-SE-DS. (2015). Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Peligro sísmico.
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-S%C3%ADsmico-parte-1.pdf>
- NEC-SE-MD. (2015). Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Estructuras de Madera.
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-MD-Estructuras-Madera.pdf>
- NSR-10. (2010). Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. Estructuras de Madera y Estructuras de Guadua.
http://www.uptc.edu.co/export/sites/default/facultades/f_ingenieria/pregrado/civil/documentos/NSR-10_Titulo_G.pdf
- Orradre, G. (2003). Uniones en estructuras de madera laminada. *Revista de Edificación*, 33, 61-70. <https://dadun.unav.edu/handle/10171/17534>
- Pérez, V. (1992). *MANUAL DE MADERA LAMINADA (2 nd ed.)*. CORPORACIÓN DE FOMENTO DE LA PRODUCCIÓN Gerencia de Desarrollo.
<https://bibliotecadigital.infor.cl/handle/20.500.12220/6647>

- Vyhmeister, C. A. (2011). *CONTROL DE DEFORMACIONES EN VIGAS DE MADERA LAMINADA MEDIANTE CABLES DE ACERO DE BAJA RELAJACIÓN POSTENSADOS*. [Tesis de pregrado, Universidad Austral de Chile].
<http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2011/bmfciv996c/doc/bmfciv996c.pdf>
- Zita, A. (2021, 31 de Diciembre). *Toda Materia*. <https://www.todamateria.com/metodos-de-investigacion/>