



**ESPE**

**UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS**  
**INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA**

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA  
CONSTRUCCIÓN**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL  
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA: ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y CONSTRUCTIVO  
DE UNA EDIFICACIÓN DE CUATRO PISOS ENTRE EL SISTEMA STEEL  
FRAMING, EL HORMIGÓN ARMADO Y LA ESTRUCTURA METÁLICA.**

**AUTOR: MOROCHO NARVÁEZ, NICOLÁS SEBASTIÁN**

**DIRECTOR: ING. CAIZA SÁNCHEZ, PABLO ENRIQUE, Ph.D.**

**SANGOLQUÍ**

**2020**



**ESPE**

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS  
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

i

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**CERTIFICACIÓN**

Certifico que el trabajo de titulación, "*ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y CONSTRUCTIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE CUATRO PISOS ENTRE EL SISTEMA STEEL FRAMING, EL HORMIGÓN ARMADO Y LA ESTRUCTURA METÁLICA*" fue realizado por el señor *Morocho Narváez, Nicolás Sebastián*, el mismo que ha sido revisado en su totalidad, analizado por la herramienta de verificación de similitud de contenido; por lo tanto cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 08 de enero de 2020

Firma:

**Ing. Pablo Enrique Caiza Sánchez, Ph.D.**

**C. C 1707597272**



**ESPE**  
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS  
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

ii

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD**

Yo, *Morocho Narváez, Nicolás Sebastián*, declaro que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: ***ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y CONSTRUCTIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE CUATRO PISOS ENTRE EL SISTEMA STEEL FRAMING, EL HORMIGÓN ARMADO Y LA ESTRUCTURA METÁLICA*** es de mi autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Consecuentemente el contenido de la investigación mencionada es veraz.

Sangolquí, 08 de enero de 2020

Firma:

**Sr. Morocho Narváez Nicolás Sebastián**

**C. C 1725214132**



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**AUTORIZACIÓN**

*Yo, **Morocho Narváez, Nicolás Sebastián**, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación: **ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y CONSTRUCTIVO DE UNA EDIFICACIÓN DE CUATRO PISOS ENTRE EL SISTEMA STEEL FRAMING, EL HORMIGÓN ARMADO Y LA ESTRUCTURA METÁLICA** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra responsabilidad.*

Sangolquí, 08 de enero de 2020

Firma:



**Sr. Morocho Narváez Nicolás Sebastián**

**C. C 1725214132**

## **DEDICATORIA**

### **A mis padres, Carlos y Lorena**

En reconocimiento por el amor, la paciencia, la dedicación, el acompañamiento y la enseñanza, lo más valioso que pudieron otorgarme y que me impulsa a cada día querer transformar esta realidad. Por cada noche sin dormir, cada inversión, cada consejo, cada momento incómodo. Amarlos me corresponde y lo expresaré simbólicamente realizando este trabajo en su honor.

### **A mi hermana, Lorena Vanessa**

Por ser mi primera y más importante profesora, siempre orgullosa de tu alumno favorito, estricta y cómplice. En gratitud por entregar todo de ti por tus hermanos, por ser el mejor ejemplo. Amarte es poco.

### **Al pequeño amor de mi vida, Carlos Agustín**

En gratitud por cada sonrisa, juego, beso, abrazo, risa. Por ser mi inspiración, por permitirme disfrutar de la vida y demostrarme las facetas de la vida y el amor. Para que, en su momento, retribuya esa inspiración, porque estás hecho para grandes destinos, como tus hermanos y padres. Te amo hasta el infinito.

### **A mis compañeras, líderes y ejemplos**

Porque lo que uno más disfruta no es el destino, sino el viaje. A Paula y Mishell, por ser tan importantes amigas. A Kerly, Dama y Gaby por disfrutar subir conmigo ese escalón llamado colegio. A Michelle, por tantos momentos universitarios vividos. A Verónica Calderón, por introducirme en el mundo de la dirigencia, apoyarme en el GGL y enseñarme a ser líder. A Josselyne y Wendy, por enseñarme de valentía, complicidad, construcción y compañerismo, en honor a la FESPE y a UNION, su promotor. A Daniela, por tomar la posta de EERI-ESPE y cuidar

de él, para que nunca olvides la importancia del sucesor. A Eugenia y Andrea, por caminar juntos en PED y BM, por enseñarme de divergencias y trabajo conjunto, y que los grandes proyectos saben mejor en amistad.

**A mis ejemplares docentes, mis familiares, mis sinceras amistades y a la educación pública.**

## AGRADECIMIENTOS

A continuación, quiero extender un agradecimiento a todo aquel que aportó, directa o indirectamente, al desarrollo de esta investigación:

A mi familia por su total amor y apoyo. Sin ustedes esto no sería tangible.

A Pablo Caiza, por su guía, confianza y apoyo, y por su compilación de innovadoras ideas que me inspiran a seguir en la investigación.

A Anita Haro, por comprender el potencial de los estudiantes, y por su gran aporte dentro del desarrollo de la presente disertación.

A Jorge Zúñiga, por enseñarme el camino de la enseñanza, y demostrar la valiosa aptitud de transmitir valores, conocimientos y experiencia.

A Roberto Aguiar, por sus siempre oportunas palabras de aliento y por mostrarme los retos del aprendizaje.

A Nelly Santamaría, por complementar mi formación a la par de esta investigación, siempre confiando en la calidad de los estudiantes.

A la universidad pública, y a mi querida ESPE, por acogerme y otorgarme la educación, y por mostrarme que siempre se puede ser mejor reconociendo que todavía queda mucho por trabajar.

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

<b>CERTIFICACIÓN</b> .....	<b>i</b>
<b>AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD</b> .....	<b>ii</b>
<b>AUTORIZACIÓN</b> .....	<b>iii</b>
<b>DEDICATORIA</b> .....	<b>iv</b>
<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	<b>vi</b>
<b>ÍNDICE DE CONTENIDOS</b> .....	<b>vii</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b> .....	<b>xv</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	<b>xviii</b>
<b>RESUMEN</b> .....	<b>xxi</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>xxii</b>
<b>CAPÍTULO I</b>	
<b>GENERALIDADES</b>	
1.1. Planteamiento del problema.....	1
1.1.1. Macro .....	2
1.1.2. Meso.....	3



1.1.3. Micro.....	4
12. Antecedentes .....	6
13. Área de influencia .....	8
14. Justificación e Importancia .....	9
15. Objetivos.....	11
1.5.1. Objetivo General.....	11
1.5.2. Objetivos Específicos.....	11

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

21. Antecedentes investigativos.....	12
22. Fundamentación teórica.....	13
2.2.1. Sistemas constructivos.....	13
2.2.2. Optimización de recursos en la construcción .....	15
2.2.3. Light Gauge Steel Frame .....	16
2.2.4. Perfilería conformada en frío .....	21
23. Hipótesis .....	22
24. Variables de la investigación .....	22

2.4.1. Variables independientes .....	22
2.4.2. Variables dependientes .....	23
25. Normativa relacionada .....	23
26. Metodología de desarrollo del proyecto .....	23

### **CAPÍTULO III**

#### **ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN STEEL FRAMING**

31. Introducción .....	25
32. Descripción arquitectónica .....	25
33. Análisis geométrico .....	26
3.3.1. Geometría general .....	26
3.3.2. Materiales .....	32
34. Análisis de cargas .....	32
3.4.1. Cargas verticales .....	32
3.4.1.1. Carga viva .....	32
3.4.1.2. Carga no estructural .....	33
3.4.2. Presión de viento .....	34
35. Modelamiento computacional .....	34

36. Análisis y diseño estructural .....	37
3.6.1. Combinaciones de carga .....	37
3.6.2. Diseño estructural .....	37
3.6.2.1. Secciones efectivas .....	38
3.6.2.2. Viguetas de entrepiso.....	44
3.6.2.3. Vigas tipo solera .....	47
3.6.2.4. Montantes.....	48
3.6.2.5. Arriostramientos .....	51
3.6.2.6. Cimentación .....	52
3.6.2.7. Anclaje a cimentación.....	54
3.6.3. Análisis estático equivalente.....	55
37. Análisis constructivo.....	57
3.7.1. Presupuesto referencial .....	57
3.7.2. Tiempos de construcción .....	58

## **CAPÍTULO IV**

### **ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO**

4.1. Introducción .....	59
-------------------------	----

4.2. Descripción arquitectónica .....	60
4.3. Análisis geométrico .....	62
4.3.1. Geometría general .....	62
4.3.2. Materiales .....	64
4.4. Análisis de cargas .....	64
4.4.1. Cargas verticales .....	64
4.4.1.1. Carga viva .....	65
4.4.1.2. Carga no estructural .....	65
4.5. Modelamiento computacional .....	66
4.6. Análisis y diseño estructural .....	72
4.6.1. Combinaciones de carga .....	72
4.6.2. Diseño estructural .....	72
4.6.2.1. Predimensionamiento de losa .....	72
4.6.2.2. Determinación de pesos propios .....	73
4.6.2.3. Distribución de cargas .....	74
4.6.2.4. Dimensiones mínimas para vigas .....	79
4.6.2.5. Áreas cooperantes .....	81

4.6.2.6. Dimensiones mínimas para columnas.....	81
4.6.2.7. Inercias agrietadas.....	82
4.6.3. Análisis estático equivalente.....	82
4.7. Análisis constructivo.....	85
4.7.1. Presupuesto referencial .....	85
4.7.2. Tiempos de construcción .....	86

## **CAPÍTULO V**

### **ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO**

5.1. Introducción.....	87
5.2. Configuración arquitectónica.....	88
5.3. Análisis geométrico .....	89
5.3.1. Geometría general.....	89
5.3.2. Materiales.....	91
5.4. Análisis de cargas .....	92
5.4.1. Cargas verticales .....	92
5.4.1.1. Carga viva .....	92
5.4.1.2. Carga no estructural .....	92

5.5. Modelamiento computacional.....	93
5.6. Análisis y diseño estructural .....	97
5.6.1. Combinaciones de carga .....	97
5.6.2. Diseño estructural .....	97
5.6.2.1. Predimensionamiento de losa .....	97
5.6.2.2. Determinación de pesos propios .....	99
5.6.2.3. Optimización de vigas por ductilidad .....	99
5.6.3. Análisis estático equivalente.....	101
5.7. Análisis constructivo.....	104
5.7.1. Presupuesto referencial .....	104
5.7.2. Tiempos de construcción .....	105

## **CAPÍTULO VI**

### **ANÁLISIS COMPARATIVO**

6.1. Área útil de habitaciones.....	106
6.2. Peso de la estructura .....	107
6.3. Relación entre carga viva y muerta.....	108
6.4. Cortante Basal.....	109

6.5. Derivas de piso.....	110
6.6. Condición crítica de diseño.....	112
6.7. Costos de construcción .....	113
6.8. Tiempos de construcción .....	113

## **CAPÍTULO VII**

### **ESTUDIOS FUTUROS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

71. Resumen.....	115
72. Estudios futuros .....	116
73. Conclusiones .....	116
74. Aporte de la investigación .....	117
75. Recomendaciones .....	118
76. Referencias bibliográficas.....	119

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b> Tabla comparativa de aspectos técnicos entre hormigón armado, acero estructural y steel Framing.....	19
<b>Tabla 2.</b> Tabla comparativa de aspectos constructivos entre hormigón armado, acero estructural y steel framing.. ..	20
<b>Tabla 3.</b> Matriz de metodología del desarrollo del proyecto.....	24
<b>Tabla 4.</b> Tabla resumen de dimensiones de elementos en Steel Framing, piso 1 .....	35
<b>Tabla 5.</b> Tabla resumen de dimensiones de elementos en Steel Framing, piso 2 .....	35
<b>Tabla 6.</b> Tabla resumen de dimensiones de elementos en Steel Framing, piso 3 .....	36
<b>Tabla 7.</b> Tabla resumen de dimensiones de elementos en Steel Framing, piso 4 .....	36
<b>Tabla 8.</b> Tabla sobre el refuerzo para labio rigidizador simple.....	40
<b>Tabla 9.</b> Tabla de presupuesto referencial en steel framing. ....	57
<b>Tabla 10.</b> Tabla de tiempos de construcción en steel framing. ....	58
<b>Tabla 11.</b> Tabla Hipótesis de diseño para adecuación a hormigón armado. ....	59
<b>Tabla 12.</b> Tabla de pesos de paredes y acabados. ....	65
<b>Tabla 13.</b> Tabla resumen de secciones de vigas para hormigón armado. ....	70
<b>Tabla 14.</b> Tabla resumen de secciones de columnas y losas. ....	71
<b>Tabla 15.</b> Tabla resumen de secciones y armado de zapatas.....	71
<b>Tabla 16.</b> Tabla de equivalencia entre losa bidireccional maciza y alivianada.....	73
<b>Tabla 17.</b> Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas. ....	76
<b>Tabla 18.</b> Tabla de momentos, ejes 1 y 4. ....	77
<b>Tabla 19.</b> Tabla de momentos, ejes 2 y 3. ....	77
<b>Tabla 20.</b> Tabla de momentos, ejes A y J.....	78



<b>Tabla 21.</b> Tabla de momentos, ejes B, D, G e I.....	78
<b>Tabla 22.</b> Tabla de momentos, ejes C y H.....	79
<b>Tabla 23.</b> Tabla de momentos, ejes E y F. ....	79
<b>Tabla 24.</b> Tabla de secciones mínimas de vigas en hormigón armado. ....	80
<b>Tabla 25.</b> Tabla de secciones mínimas de columnas en hormigón armado. ....	82
<b>Tabla 26.</b> Cálculo de fuerzas laterales por piso.....	84
<b>Tabla 27.</b> Cálculo de fuerzas laterales por pórtico. ....	84
<b>Tabla 28.</b> Tabla de presupuesto referencial en hormigón armado. ....	85
<b>Tabla 29.</b> Tabla de tiempos de construcción en hormigón armado.....	86
<b>Tabla 30.</b> Tabla Hipótesis de diseño para adecuación a hormigón armado. ....	87
<b>Tabla 31.</b> Tabla de pesos de paredes y acabados. ....	93
<b>Tabla 32.</b> Tabla resumen de elementos para estructura metálica. ....	96
<b>Tabla 33.</b> Tabla resumen de las zapatas cuadradas para estructura metálica. ....	96
<b>Tabla 34.</b> Cuadro de capacidades de carga Novalosa. ....	98
<b>Tabla 35.</b> Cuadro de capacidades de carga Novalosa. ....	98
<b>Tabla 36.</b> Tabla de longitudes admisibles por ductilidad según AISC para perfiles IPE.....	100
<b>Tabla 37.</b> Tabla de longitudes admisibles por ductilidad según AISC para perfiles HEB.....	101
<b>Tabla 38.</b> Cálculo de fuerzas laterales por piso.....	103
<b>Tabla 39.</b> Cálculo de fuerzas laterales por pórtico. ....	103
<b>Tabla 40.</b> Tabla de presupuesto referencial en estructura metálica.....	104
<b>Tabla 41.</b> Tabla de tiempos de construcción en estructura metálica. ....	105
<b>Tabla 42.</b> Tabla comparativa de peso de la estructura. ....	108
<b>Tabla 43.</b> Tabla de relación entre carga viva y muerta de la estructura. ....	108
<b>Tabla 44.</b> Tabla comparativa de cortante basal. ....	109

<b>Tabla 45.</b> Derivas de piso en sentido X para steel framing.....	112
<b>Tabla 46.</b> Derivas de piso en sentido Y para steel framing.....	112
<b>Tabla 47.</b> Tabla comparativa de costo de obra negra.....	113
<b>Tabla 47.</b> Tabla comparativa de tiempo de construcción.....	114

## ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.</i> Mapas promedio de peligrosidad sísmica.....	9
<i>Figura 2.</i> Detalle ideal de un muro construido en el sistema steel framing, .....	17
<i>Figura 3.</i> Vivienda de dos pisos construida en el sistema steel framing.....	18
<i>Figura 4.</i> Tipos de perfiles conformados en frío .....	22
<i>Figura 5.</i> Configuración arquitectónica.....	26
<i>Figura 6.</i> Vista en 3D para Steel Framing.....	27
<i>Figura 7.</i> Vista en elevación para Steel Framing, eje longitudinal exterior .....	27
<i>Figura 8.</i> Vista en elevación para Steel Framing, eje longitudinal exterior. ....	29
<i>Figura 9.</i> Vista en elevación para Steel Framing, eje longitudinal exterior. ....	29
<i>Figura 10.</i> Vista en planta para Steel Framing, explicación de concentración de cargas en cercha longitudinal. ....	30
<i>Figura 11.</i> Vista en elevación para Steel Framing, eje transversal. ....	31
<i>Figura 12.</i> Nomenclatura de sección de perfiles de acero conformado en frío.....	38
<i>Figura 13.</i> Detalle de viguetas de entrepiso .....	44
<i>Figura 14.</i> Detalle de conexión estructural de piso con muro.....	44
<i>Figura 15.</i> Detalle de bloqueo de viguetas con cinta de acero .....	45
<i>Figura 16.</i> Detalle de montantes y arriostramientos.....	48
<i>Figura 17.</i> Detalle de riostra de montante. ....	49
<i>Figura 18.</i> Detalle de montantes y arriostramientos.....	55
<i>Figura 19.</i> Configuración arquitectónica definitiva para hormigón armado .....	60
<i>Figura 20.</i> Configuración arquitectónica simplificada para hormigón armado .....	61
<i>Figura 21.</i> Vista en 3D para hormigón armado.....	62
<i>Figura 22.</i> Vista en planta para hormigón armado.....	63

<b>Figura 23.</b> Vista en elevación de pórtico en sentido Y para hormigón armado .....	63
<b>Figura 24.</b> Vista en elevación de pórtico en sentido X para hormigón armado .....	64
<b>Figura 25.</b> Vista de secciones en planta pisos 1 y 2, para hormigón armado.....	66
<b>Figura 26.</b> Vista de secciones en planta pisos 3 y 4, para hormigón armado.....	66
<b>Figura 27.</b> Vista de secciones en elevación pórticos A y J, para hormigón armado .....	67
<b>Figura 28.</b> Vista de secciones en elevación pórticos B e I, para hormigón armado.....	67
<b>Figura 29.</b> Vista de secciones en elevación pórticos C e H, para hormigón armado .....	68
<b>Figura 30.</b> Vista de secciones en elevación pórticos D y G, para hormigón armado.....	68
<b>Figura 31.</b> Vista de secciones en elevación pórticos E y F, para hormigón armado.....	69
<b>Figura 32.</b> Vista 3D de secciones, para hormigón armado .....	69
<b>Figura 33.</b> Diagrama de distribución de cargas.....	74
<b>Figura 34.</b> Casos de distribución de cargas .....	75
<b>Figura 35.</b> Áreas cooperantes para sistema en hormigón armado.....	81
<b>Figura 36.</b> Configuración arquitectónica definitiva para hormigón armado .....	88
<b>Figura 37.</b> Vista en 3D para estructura metálica .....	89
<b>Figura 38.</b> Vista en planta para estructura metálica .....	90
<b>Figura 39.</b> Vista en elevación de pórticos en sentido Y para estructura metálica.....	90
<b>Figura 40.</b> Vista en elevación de pórticos en sentido Y para estructura metálica.....	91
<b>Figura 41.</b> Vista en planta de elementos para estructura metálica. ....	93
<b>Figura 42.</b> Vista en elevación de elementos en voladizo para estructura metálica. ....	94
<b>Figura 43.</b> Vista en elevación de elementos en pórtico interno longitudinal para estructura metálica. ....	94
<b>Figura 44.</b> Vista en elevación de elementos en pórtico externo transversal para estructura metálica. ....	95

<b>Figura 45.</b> Vista en elevación de elementos en pórtico interno transversal para estructura metálica. ....	95
<b>Figura 46.</b> Medidas interiores de dormitorio con paredes livianas en el sistema steel framing .....	106
<b>Figura 47.</b> Medidas interiores de dormitorio con paredes de bloque en el sistema de hormigón armado .....	107
<b>Figura 48.</b> Derivas de piso en sentido X para hormigón armado.....	110
<b>Figura 49.</b> Derivas de piso en sentido Y para hormigón armado.....	110
<b>Figura 50.</b> Derivas de piso en sentido x para acero estructural.....	111
<b>Figura 51.</b> Derivas de piso en sentido Y para acero estructural.....	111

## RESUMEN

Dentro de la industria de la construcción ecuatoriana, es un reto introducir sistemas constructivos poco conocidos o experimentados, sobre todo por la falta de personal capacitado, tanto ingenieros como técnicos de obra, y debido a la normativa poco desarrollada respecto a procesos innovadores de construcción. Es así que la tecnología Steel Framing, a pesar de ser muy desarrollada en muchos países de Latinoamérica y el mundo, encuentra un obstáculo normativo y práctico al ingresar en Ecuador, donde la Norma Ecuatoriana de la Construcción del año 2015, NEC-15, limita su uso a estructuras de hasta dos pisos. La presente investigación busca corroborar los beneficios teóricos de la aplicación del Steel Framing determinando su factibilidad, contribuyendo a una normativa pública a nivel nacional que sustente su aplicación y, divulgando información respecto a su diseño y construcción. Se constituye del modelo óptimo de la estructura para una edificación de cuatro pisos en steel framing, considerando los criterios de: sencillez, simetría, resistencia, control de esfuerzos y deformaciones, cumpliendo rigurosamente las regulaciones de la NEC-15. Luego se comparan con los modelos en los sistemas tradicionales de hormigón armado y acero estructural observando que el peso de la estructura, y por tanto la carga sísmica, sea menor usando el sistema Steel Framing, lo que permite grados de seguridad altos, aún en el caso de la edificación de cuatro pisos.

### **PALABRAS CLAVE**

- **ESTRUCTURAS**
- **STEEL FRAMING**
- **HORMIGÓN ARMADO**
- **ACERO**
- **SISTEMAS CONSTRUCTIVOS.**

## **ABSTRACT**

Within the Ecuadorian construction industry, it's a challenge to introduce little known construction systems, especially because of the lack of trained personnel, both engineers and construction technicians, and due to the underdeveloped regulations regarding innovative construction processes. Thus, Steel Framing technology, despite being highly developed in many Latin American countries and the world, finds a normative and practical obstacle when entering Ecuador, where the Ecuadorian Construction Norm of 2015, NEC-15, limits its use to structures of up to two floors. The present investigation seeks to corroborate the theoretical benefits of the application of Steel Framing by determining its feasibility, contributing to a national public regulation that supports its application and disseminating information regarding its design and construction. It's constituted of an optimal model of the structures for a four-story building in steel framing, considering the criteria of: simplicity, symmetry, resistance, control of stresses and deformations, strictly complying with the regulations of NEC-15. They're then compared with the reinforced concrete and steel models, observing that the weight of the structure, and therefore the seismic load, will be less using the Steel Framing system, which allows for high safety levels, even in the case of four-story building.

## **KEYWORDS**

- **STRUCTURES**
- **STEEL FRAMING**
- **REINFORCED CONCRETE**
- **STEEL**
- **CONSTRUCTION SYSTEMS.**

# CAPÍTULO I

## GENERALIDADES

### 1.1. Planteamiento del problema

Los principales aspectos técnicos que conllevan a la introducción y aplicación de un nuevo sistema constructivo son: las debilidades técnicas de las metodologías predominantes de construcción: el hormigón armado y la estructura metálica; y las necesidades de expansión por crecimiento poblacional, siendo indispensable analizar el crecimiento demográfico de la región, considerar sus proyecciones poblacionales y las zonas de alta vulnerabilidad sísmica.

Mattheib (1980) detalla que entre las desventajas técnicas del hormigón armado tenemos: débil comportamiento frente a cambios de temperatura o diferencias en la retracción, aislamiento térmico deficiente, peso muerto elevado en relación con la sobrecarga de uso y, debido a la relación entre el peso muerto de la estructura y su respuesta sísmica, las edificaciones suelen verse afectadas ante eventos sísmicos. Teóricamente, como lo establece Cruz (2015), el sistema constructivo steel framing resuelve estos problemas presentados en el hormigón armado pues al constituirse de perfilería de menor peso las cargas que se transmiten a la cimentación resultan inferiores, teniendo una mejor respuesta ante eventos sísmicos, además genera menos residuos o pérdidas de material, permite también obtener un alto aislamiento térmico con espesores de muros reducidos. Se destaca, adicionalmente, su gran rapidez de montaje.

McCormac & Csernak (2016) mencionan entre las desventajas de la estructura metálica su susceptibilidad al pandeo debida a la exposición de largos elementos estructurales a cargas altas, la fatiga resultante de someter al elemento a un alto número de inversiones del sentido del esfuerzo, y la fractura frágil, que es la fractura por pérdida de ductilidad en lugares de concentración de



esfuerzos. En contraste, Dannemann (2008) menciona que en el sistema steel framing es menos probable que se presenten problemas de pandeo debido a su configuración en montantes de muros y tabiques, además la distribución de la carga en varios perfiles minimiza el efecto de concentración de esfuerzos, evitando la fractura frágil y la fatiga en los elementos estructurales. A ello se suma que el steel framing tiene una incidencia menor de la mano de obra.

Cabe resaltar que las mencionadas desventajas presentes en el hormigón armado y la estructura metálica deben considerarse bajo el actual modelo de expansión que rige las grandes ciudades a nivel mundial, consecuencia de altas tasas de crecimiento poblacional.

### **1.1.1. Macro**

Tal como establecen las Naciones Unidas (2017), habiendo reportado 7.530 millones de habitantes en 2017, se prevé que para el año 2030 la población mundial aumente a 8.500 millones de habitantes, cifra que alcanzaría los 9.700 millones para el año 2050 y los 11.200 millones para el año 2100, es decir en poco más de un siglo la población a nivel global podría duplicarse. Las Naciones Unidas (2017) también establecen que en 2015 cerca del 54% de la población mundial reside en el área urbana, y que esta cifra aumentará al menos hasta el 60% para el año 2030. Vivir en la zona urbana se ha convertido en el estilo de vida predominante a nivel global, por el acceso a una mejor calidad de vida, mayor número de plazas de empleo y de oportunidades.

A los conflictos demográficos presentados, se le adiciona el comportamiento sísmico a nivel global puesto que, como mencionan Alemán & Naranjo (2011), el diseño de estructuras debe fundamentarse bajo la filosofía de desempeño sísmico, resistiendo sin daños a sismos de baja intensidad y con daños reparables para sismos de intensidad mayor.

Delgado (2017) destaca la actividad sísmica presente en la geografía mundial, en especial en la Falla de San Andrés y el Cinturón de Fuego del Pacífico, afectando a países como Indonesia,

Japón, Estados Unidos, México, Guatemala y los países de la Cordillera de los Andes, entre otros.

Entre las ventajas exclusivas del sistema steel framing para zonas de alta peligrosidad sísmica, Dannemann (2014) menciona los menores pesos de las estructuras, la resistencia de los arriostramientos, los anclajes a las fundaciones y la menor incidencia de energía sísmica en la estructura debido a las menores dimensiones de los elementos. De acuerdo al autor, el mencionado sistema estructural steel framing es óptimo para regiones de alta sismicidad en el mundo.

### **1.1.2. Meso**

“El proceso de urbanización que se ha producido en las ciudades de América Latina ha incrementado la pobreza y la exclusión, y por tanto, la fragmentación de las ciudades, que son hoy mayoritariamente informales” (González, 2015, p. 138).

La capacidad inmobiliaria de las grandes ciudades en Latinoamérica está colapsando. El arribo de personas trasladadas desde las zonas rurales, atraídas por las oportunidades que ofrece vivir en la urbe, obliga a la industria a expandirse. Sin embargo, la expansión horizontal trae consigo un alto consumo energético para las ciudades y un costo para el medioambiente, al ocupar el territorio que circunda para fines constructivos. Además, el incremento de las construcciones informales ha sido evidente en las últimas décadas. Según Clichevsky (2017), este fenómeno tenderá a aumentar y no se debe incurrir en los clásicos problemas de la construcción tradicional como lo son la elevada cantidad de desperdicios, daños medioambientales y falta de supervisión técnica.

Nótese que Latinoamérica se caracteriza por predominar la construcción artesanal, como lo aseveran Freitas & de Crasto (2006). Las construcciones que no cumplen con los estándares técnicos son un riesgo, pues el desempeño sísmico de las estructuras depende de la ejecución técnica de los detalles estructurales.

Como se mencionó anteriormente, el sistema constructivo steel framing es idóneo en la reducción de desperdicios, tiempos, impactos medioambientales. Adicionalmente, sus consideraciones técnicas le proporcionan un carácter sísmo resistente. Para comprobación de las ventajas sísmicas del sistema, Dannemann (2014) plantea el caso del terremoto de grado 8.8 de la escala Richter suscitado en Chile en febrero del 2010, donde construcciones en steel framing resistieron sin recibir daño estructural muy a pesar del poco tiempo que tenía la implementación del sistema en edificaciones de cuatro pisos a nivel nacional.

### **1.1.3. Micro**

El Instituto Nacional de Estadísticas y Censos INEC (2018) determinó que el Ecuador ha superado los 17 millones de habitantes en octubre del año 2018, en contraste con los 16,62 millones de habitantes presentados en el año 2017. Según sus proyecciones, la cifra de 2,5 millones de habitantes en la provincia de Pichincha presentada en octubre de 2018 aumentaría hasta 3,1 millones para inicios del año 2019, aumentando de forma similar en la provincia de Guayas de 3,6 a 4 millones de habitantes. INEC (2012) también ha reportado un déficit de vivienda por hacinamiento en un 17,5% respecto a la población total del país, además indica una necesidad de 656.285 construcciones, entre viviendas de reposición y nuevas.

Alvarado, Correa, & Tituaña (2017) describen a la urbanización en el Ecuador como un proceso acelerado en las últimas décadas, siendo una de sus principales causas la migración interna, derivando en un aumento en la población urbana y una disminución poblacional en el área rural.

La accesibilidad a una vivienda es uno de los problemas que más ha afectado a las familias ecuatorianas, además aún existe un amplio margen de viviendas que no cuentan con los servicios básicos. Es así que, como lo menciona López (2017), son usuales los asentamientos

humanos irregulares, que generalmente se establecen en terrenos inestables, propensos a deslizamientos de tierra e inundaciones y realizados con materiales de mala calidad, sin supervisión técnica, en condiciones de permanente riesgo.

El terremoto de magnitud 7,8 suscitado el 16 de abril del 2016 en la provincia de Manabí exhibió la precariedad con que se construyó la mayoría de edificaciones en la costa ecuatoriana, en su mayoría viviendas familiares que no cumplían con la Norma Ecuatoriana de la Construcción, razón por la que no resistieron al evento sísmico de tal magnitud.

Como mencionan Aguiar, et al. (2016), durante el terremoto las paredes construidas por bloques o ladrillos sufrieron deformaciones dentro y fuera del plano que las llevaron al colapso, un peligroso comportamiento que no fue visible en paredes hechas con materiales livianos como el Gypsum. Es esta la importancia de implementar sistemas constructivos más livianos como el steel framing que recurre al uso de paredes de Gypsum, cuyo comportamiento sea el adecuado ante eventos sísmicos.

Caiza & Viera (2017) reafirman lo expuesto en referencia a los fuertes daños presentados principalmente en las mamposterías de las edificaciones de la zona costera del país, denominándolo “el sismo de las mamposterías”, aseverando la importancia de presentar alternativas de construcción distintas a las tradicionalmente aceptadas a nivel nacional, siempre que tengan una fundamentación técnica que ratifiquen la viabilidad de su aplicación.

La tecnología de construcción steel framing se encuentra contemplada en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, como lo menciona Ortiz (2017), además de ser avalada y exigida en países con alta peligrosidad sísmica, pues la principal característica de este sistema es su sismo resistencia.

Sin embargo, el uso del steel framing en el Ecuador está condicionado, pues la Norma

Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS establecida por el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda MIDUVI (2015a) estipula “Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos” (pg. 68). Mientras que en países como Perú y Argentina su uso se extiende hasta en seis pisos. Esto se debe al relativo desconocimiento de este sistema entre los actores de la industria de la construcción ecuatoriana, y allí radica el fundamento de la presente investigación en una estructura de cuatro pisos, que permita demostrar que la construcción de edificios en steel framing es viable.

## **12 Antecedentes**

La necesidad social de expandir ciudades en función del constante aumento de sus pobladores induce a la introducción de innovaciones en la industria de la construcción que se ajusten a este patrón demográfico, enfatizando los sistemas constructivos eficientes que solventan las deficiencias de tiempo y desperdicio de recursos que tienen los procesos constructivos predominantes, mientras satisfacen la demanda implementando los conceptos de optimización y sostenibilidad en la construcción.

Freitas & de Crasto (2006) afirman que la metodología clásica de construcción civil en la región latinoamericana es artesanal, lo que conlleva un gran volumen de desperdicios y baja productividad. En cambio, varios países en el mundo se han comprometido a erradicar estas deficiencias, para lo cual han introducido sistemas constructivos como el steel framing, mismo que tal como lo mencionan Martínez & Cueto (2012) “forma parte de los sistemas tradicionales en lugares como EEUU y Europa” (p. 15).

Cruz (2015) menciona que el primer prototipo de un sistema LGSF (Light Gauge Steel Frame) fue presentado en la feria de Chicago en 1933, es desde entonces que destacan sus beneficios de alta productividad, reducción de desperdicios y disminución de tiempos de

ejecución, mismos que han permitido su extensión hasta considerarse un método constructivo predominante en países como Canadá, Gran Bretaña, Nueva Zelanda y Estados Unidos, siendo necesaria una investigación a profundidad para su aplicación en países como el Ecuador.

Dentro de los objetivos de desarrollo sostenible establecidos en la agenda 2030 por las Naciones Unidas (2018) el objetivo 9 “Industria, innovación e infraestructura” precisa que el ritmo de crecimiento y urbanización recae en la necesidad de invertir en infraestructuras sostenibles para que las ciudades se vuelvan más resistentes al cambio climático, impulsando la estabilidad social y el crecimiento económico, y establece metas enfocadas en reconvertir las industrias para volverlas sostenibles y aumentar la investigación fomentando la innovación de los sectores industriales. Este planteamiento es indispensable puesto que existe un compromiso mundial de innovar en la industria y en la construcción.

En respuesta a las mencionadas necesidades, el sector de la construcción tiene dos opciones: optimizar los procesos constructivos ya existentes o implementar nuevos sistemas constructivos que se adapten a los requerimientos de la sociedad actual. Para ello es importante conocer las características, condicionantes y debilidades de los sistemas constructivos predominantes en el país: la estructura metálica y el hormigón armado.

El elevado uso del hormigón armado como material de construcción resulta de nueve milenios de perfeccionamiento desde los primeros indicios del concreto. Díaz (2012) nos detalla que las primeras mezclas cementantes datan de los años 7000 y 6000 a.C., y han sido utilizadas y mejoradas por varias civilizaciones a nivel mundial, llegando a Latinoamérica con las civilizaciones olmeca, inca, azteca y maya. En Ecuador la tendencia a usar el hormigón armado se ha extendido hasta considerarse la tecnología preferente de construcción en viviendas y actualmente se lo incorpora como material principal entre los programas de vivienda de interés

social, según afirma Muenala (2015).

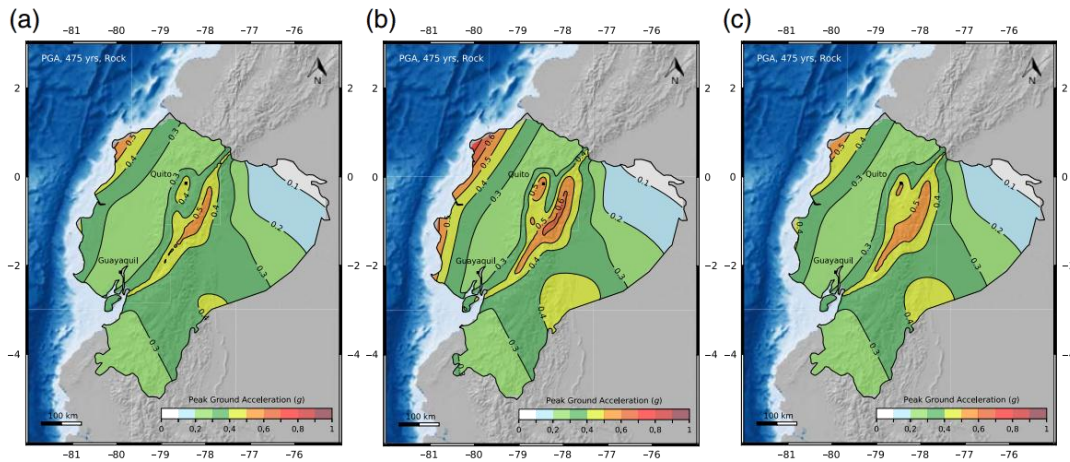
Con respecto a las estructuras metálicas, como explica Prieto (1962), la industria del acero se desarrolla en Latinoamérica tras la segunda guerra mundial y el auge de importaciones de los países iberoamericanos que contribuyó a crear las condiciones precisas para impulsar la siderurgia con fines constructivos. En Ecuador en cambio, menciona Pavón (2011), la fabricación de la palanquilla revoluciona la industria nacional del acero en el año 2008, a pesar de que la importación de láminas de acero tiene lugar desde hace décadas.

Diferenciando las características del hormigón armado y del acero estructural, Rojas & Arenas (2008) determinan que las estructuras metálicas tienen una mayor tolerancia a la acción sísmica que las estructuras de hormigón armado debido a la flexibilidad del acero y a la rigidez del concreto. Además, el acero estructural permite una mayor rapidez de ejecución que el hormigón armado, genera menos residuos, tiene menor sensibilidad ante asentamientos diferenciales y permite utilizar perfiles normalizados. Sin embargo, un inadecuado control de esbeltez en los elementos, mano de obra no especializada y uniones mal realizadas se consideran condicionantes en el mejor uso del acero estructural en la construcción. La implementación en el país de un nuevo sistema constructivo deberá solventar estas condicionantes de especialización y normalización, mientras conserva los beneficios de una construcción metálica. Estas consideraciones se resuelven aplicando sistemas constructivos innovadores como el steel framing.

### **13. Área de influencia**

Como muestra la Figura 1, el estudio realizado en 2018 por Beauval et al. (2018), determina que las zonas más vulnerables ante eventos sísmicos en el Ecuador son la costa norte y sierra centro, en especial las ciudades de Quito y Esmeraldas; por lo cual la presente disertación enfatizará como

áreas de influencia las zonas anteriormente mencionadas. Además, la estructura a analizar será calculada para un suelo de baja capacidad portante, de forma que el diseño estructural pueda ser utilizado para la mayoría de condiciones de suelo a nivel nacional.



**Figura 1.** Mapas promedio de peligrosidad sísmica.

Fuente: (Beauval et al., 2018)

#### 14. Justificación e Importancia

El terremoto de magnitud 7.8 en la escala de Richter acontecido en la provincia de Manabí el 16 de Abril del 2016 evidenció la susceptibilidad de las construcciones en la costa ecuatoriana frente a eventos sísmicos, corroborando la importancia de realizar investigaciones sobre la aplicación y viabilidad técnica de nuevas tecnologías que solventen los problemas presentados por la construcción convencional, diversificando la industria de la construcción y brindando confiabilidad a ingenieros y empresas.

La propuesta busca socializar información de utilidad para comunicar a los ingenieros civiles ecuatorianos sobre el procedimiento de diseño de una estructura en steel framing, peculiaridades técnicas, software de uso, y que refleje estadísticamente su competitividad en el mercado de la construcción resaltando los beneficios técnicos que ofrece en relación a: peso de la



edificación, cortante basal, desplazamientos, derivas, torsión en planta, dimensionamiento de elementos estructurales, fuerzas y esfuerzos en los elementos; y los beneficios constructivos respecto a los costos de construcción .

La investigación está encaminada a beneficiar a la industria de la construcción ecuatoriana, en especial a la ciudad de Quito y la región costa norte del país; misma que fue las más afectadas a nivel nacional por el terremoto de abril del 2016, y que serán las más vulnerables ante eventos sísmicos de gran magnitud.

Asimismo, el estudio de la tecnología steel framing de la disertación presentada pretende fomentar el desarrollo de disciplinas científicas y académicas nuevas en el país, pues se muestra un sistema constructivo comprendido y aplicado en muchos países a nivel mundial, pero poco conocido entre los estudiantes partícipes de la academia ecuatoriana al no contemplarse en la malla curricular de la mayoría de Institutos de Educación Superior que ofertan carreras afines a la ingeniería estructural en el Ecuador. Mientras tanto, países como Estados Unidos han incluido desde el 2011 preguntas relacionadas con las construcciones livianas con perfilera de acero conformado en frío en el examen de Estructuras para la acreditación profesional de los ingenieros estipulado por el Consejo Nacional de Examinadores de Ingeniería de Estados Unidos NCEES (AISI, 2009).

Los puntos que diferencian a la presente disertación de los proyectos relacionados son: la comparativa que contempla los tres sistemas constructivos mencionados anteriormente; se enfatiza en las zonas ecuatorianas de alta vulnerabilidad ante eventos sísmicos; considera parámetros tanto técnicos como constructivos de la obra; y, se desarrolla en una estructura de cuatro pisos en contraposición a la NEC-15, comprobando su viabilidad.

## **15. Objetivos**

### **1.5.1. Objetivo General**

Realizar el diseño estructural y análisis constructivo de la edificación planteada en los sistemas constructivos steel framing, hormigón armado y estructura metálica, para comparar los parámetros técnicos y constructivos obtenidos que determinen cuál sistema presenta un mejor comportamiento ante sismos, mayor rapidez de construcción y menores costos, con el propósito de fomentar el uso del sistema steel framing como una alternativa viable y sismo resistente para los actores de la industria de la construcción ecuatoriana.

### **1.5.2. Objetivos Específicos**

- Realizar el diseño estructural de la edificación para cada sistema constructivo utilizando un software especializado, obteniendo tres diseños estructurales para diferir los beneficios cada método de construcción.
- Comparar los parámetros técnicos y constructivos obtenidos estableciendo una base informativa para contrastar el comportamiento de los tres sistemas estructurales ante eventos sísmicos.
- Determinar la factibilidad de construir edificaciones de más de dos pisos utilizando la tecnología steel framing para incentivar a la aplicación de este sistema constructivo en la implantación y reforzamiento de estructuras ecuatorianas.

## CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO

#### **2.1. Antecedentes investigativos**

La innovación forma parte indispensable del desarrollo del sector de la construcción a nivel mundial, fundamentada en la investigación y la experimentación. Es así que cada sistema constructivo se ha visto mejorado en el transcurso de los años, mejorando sus técnicas y materiales, transformando los sentidos de cálculo. Esta transformación permitió concebir sistemas estructurales con distintas metodologías de cálculo, un claro ejemplo es el Steel Framing, una alternativa distinta a las construcciones tradicionales en hormigón armado y acero, que tienen cientos de años de aplicación y perfeccionamiento.

El concreto armado nace como una técnica constructiva que adhiere el refuerzo con mallas o varillas de acero al hormigón, inventado en 1848 por Joseph-Louis Lambot en Francia, desde entonces su aplicación se ha extendido y ha predominado a lo largo del mundo (Harmsen, 2005).

El acero estructural, en cambio, ha sido usado desde la invención del proceso Bessemer en 1870 que permitió su producción en grandes cantidades para pequeñas construcciones. El primer gran edificio construido en estructura metálica se dio en Inglaterra en 1779, desde entonces su fabricación a precios competitivos a permitido su desarrollo y aplicación en el sector de la construcción de cada país en el mundo (McCormac & Csernak, 2016).

Frente a la popularidad de estos dos sistemas constructivos surgen procesos innovadores de construcción. Es así que en países de Latinoamérica se pueden encontrar innovaciones tales como: paneles sólidos con materiales plásticos, madera, PVC y constituidos de granito y mármol que, según Duque (2016), son caracterizados por su resistencia, peso liviano y durabilidad.

Por concerniente, es importante la investigación de nuevos sistemas constructivos adecuados a las condiciones de su país de implementación, así como los análisis comparativos que permitan contrastar los sistemas constructivos antiguos de los recientes e innovadores.

## **22 Fundamentación teórica**

### **2.2.1. Sistemas constructivos**

La Real Academia Española tiene dos definiciones para “sistema”:

1. “Conjunto de reglas o principios sobre una materia racionalmente enlazados entre sí”.
2. “Conjunto de cosas que relacionadas entre sí ordenadamente contribuyen a determinado objeto”.

Para el presente estudio, tal como establece Monjo (2005), se entiende por “sistema constructivo” al “conjunto de elementos y unidades de un edificio que forman una organización funcional con una misión constructiva común, sea ésta de sostén (estructura) de definición y protección de espacios habitables (cerramientos) de obtención de confort (acondicionamiento) o de expresión de imagen y aspecto (decoración)”.

El uso del concepto de “sistema constructivo” toma fuerza a partir de la concepción de la “industrialización de la construcción”, en auge desde finales de la segunda guerra mundial tras la marcada evidencia de necesidades sociales posterior a la destrucción de sus ciudades. La industrialización de la construcción consiste en la transformación de las tecnologías de la

construcción sustituyendo cantidad por calidad, mediante el empleo de materiales sofisticados y compuestos, utilizando componentes constructivos más ligeros (Fonseca, 2006).

La primera generación tecnológica acontecida entre 1950 y 1970 surge tras la necesidad de industrialización de la construcción, y se vio limitada por la aplicación de patentes de elementos individuales, la incompatibilidad de los elementos para patentes distintas, la inflexibilidad de las tipologías edificatorias, los altos costos de transporte y el condicionamiento del diseño en base a la tecnología constructiva vigente. En cambio, la segunda generación tecnológica, desde 1970 hasta 1980, se caracterizó por el aumento de las posibilidades de diseño, una colaboración entre fabricantes de material, el énfasis en el confort acústico y térmico, la normalización de los procesos constructivos y la diversificación de países productores. Se enfocó en el incremento de la productividad, aplicación de avances tecnológicos en la industria y el uso de elementos funcionales de una calidad superior (Ballester, 2012).

La denominada crisis energética, que data desde 1980 hasta la actualidad, exige una solución para la alta demanda energética que, según menciona Sohr (2012), tenderá a duplicarse en los próximos dos años, requiere de la adición de soluciones tecnológicas, productos innovadores y componentes industrializados, soluciones que se adapten a una construcción óptima y sustentable.

Como establece la Agenda 2030, consensuada por las Naciones Unidas (2018), la necesidad de construcciones sostenibles que se adapten al ritmo de crecimiento y urbanización involucra la transformación de la industria, implementando sostenibilidad en el sector constructivo y la urbe

Por lo tanto, se requiere socializar e implementar el concepto de “construcción sostenible” en el sector constructivo. Ramírez (2002) define a la construcción sostenible como “aquella que teniendo especial respeto y compromiso con el medio ambiente, implica el uso eficiente de la

energía y del agua, los recursos y materiales no perjudiciales para el medioambiente, resulta más saludable y se dirige hacia una reducción de los impactos ambientales” (p. 30). A su vez se habla implícitamente de la introducción del concepto de “optimización” en los procesos constructivos, que significa generar eficiencia en términos de tiempo, costos y uso de recursos.

Paralelamente, surge la noción de “urbanismo sostenible”. Según Sachs (2015), las consecuencias futuras del modelo de crecimiento adoptado a partir de la Revolución Industrial son evitables si se toman a tiempo decisiones políticas que sugieran una transición hacia un modelo de ciudad orientado a la sostenibilidad, haciendo énfasis en la importancia de adoptar un modelo estratégico de planificación urbana. La sociedad actual requiere de una gestión de proyectos de construcción comprometida con los aspectos del urbanismo sostenible: sostenibilidad medioambiental, económica y social.

### **2.2.2. Optimización de recursos en la construcción**

El sector de la construcción es considerado un indicador del crecimiento económico nacional por las plazas de empleo que genera y debido a que la cantidad de metros cuadrados de construcción está relacionada de forma directa con la inversión en un país. Si bien es considerado uno de los sectores más dinámicos, se enfrenta a un hecho a futuro que lo condiciona: la escasez de recursos.

Es por ello que el sector de la construcción actualmente se enfoca en reducir el impacto negativo que genera, siendo el efecto más evidente el desperdicio o mal uso de los recursos tanto de mano de obra como de materiales constructivos, que resulta en el aumento de los tiempos de ejecución y costos de obra. La optimización de recursos en la construcción comprende la gestión de materiales y el incremento de la productividad (Grettel & Hernández, 2018).

### 2.2.3. Light Gauge Steel Frame

Light Gauge Steel Frame (LGSF), aparece por primera vez en la feria de Chicago en el año 1933 como una tecnología inspirada en el conocido sistema Balloon Framing que obtenía construcciones más ligeras y fáciles de construir mediante el reemplazo de las columnas y vigas de madera por una estructura conformada por numerosos listones de pequeña sección (Lienhard, 2008).

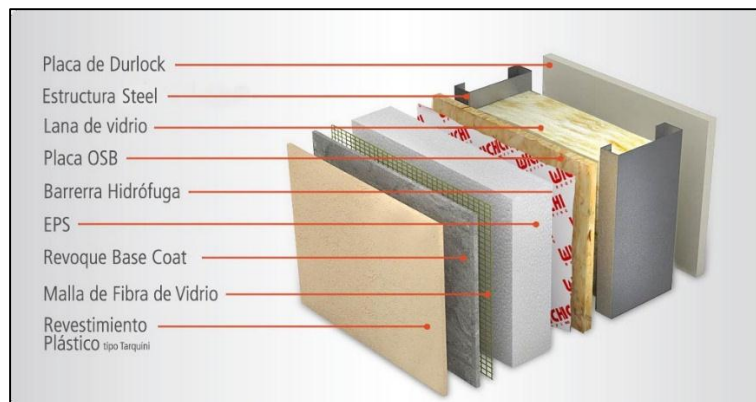
Posterior a la segunda guerra mundial, el uso de este sistema tuvo su auge en Japón, tras los bombardeos urgía la reconstrucción de 4'000.000 de viviendas y la utilización de madera significaba un agravante para incendios y una amenaza medioambiental de forestación, es entonces que la industria del acero en el país populariza el método de construcción con perfilería liviana de acero denominado steel framing (Babic, 2014).

De entre los beneficios que ofrece el sistema constructivo se puede destacar que ya no comprende un tiempo de fraguado como lo hace el hormigón, la cimentación tiene menores dimensiones consecuencia del peso reducido, lo que idealiza al sistema para su uso en localidades de alta vulnerabilidad sísmica, tiene una resistencia mecánica alta, la galvanización del acero aporta seguridad estructural al volver a la estructura resistente al impacto y al fuego, tiene excelente aislamiento acústico y térmico, y es muy eficiente en términos ecológicos pues los materiales que se implementan pueden ser reciclados (Chang, 2014).

Por lo antes mencionado, el sistema es aplicado en sitios de alta vulnerabilidad sísmica a nivel mundial, extendiéndose y desarrollándose plenamente en países como Canadá, Gran Bretaña, Nueva Zelanda y Estados Unidos. Mientras en países como Turquía y China, el steel framing ha sido implementado tras las consecuencias de los eventos sísmicos de la última década (Cruz, 2015).

A continuación, la Figura 2 ilustra el tipo de estructuración compleja de la pared liviana

implementada en el sistema steel framing, cuya función integral es proveer de estabilización, aislamiento acústica y térmica entre habitaciones de la edificación. La placa de Durlock otorga de resistencia al fuego y a la humedad, evitando la penetración de agua, por lo que es propicia para la instalación de tuberías; la lana de vidrio es una fibra mineral conformada por filamentos de vidrio que otorga aislamiento térmico a la pared; las placas OSB son tableros conformados por capas de viruta prensadas sucesivamente que otorgan resistencia mecánica y estabilidad al muro; la barrera hidrófuga es una membrana que aísla de la humedad para otorgar confort térmico a las habitaciones de la edificación; EPS se refiere al Poliestireno Expandido, un material plástico esponjoso cuyas funciones son la aislación térmica y la amortiguación de impactos; la malla de fibra de vidrio refuerza la capa de material en la terminación de paneles de material aislante otorgando capacidad para resistir contracciones y evitar fisuras; BASE COAT es un revestimiento cementicio de alta flexibilidad que utilizado como adhesivo para aislación térmica exterior y para el acabado final; la pared culmina con el revestimiento plástico cuyas funciones son la decoración e impermeabilización de la pared.



**Figura 2.** Detalle ideal de un muro construido en el sistema steel framing,

Fuente: (AJS Construcciones, 2018)



En la Figura 3 presentada a continuación se muestra la estructuración estructural clásica de un edificio de dos pisos conformado en steel framing, se puede visualizar la estructuración basada en el uso de cerchas y en la continuidad de elementos de sección reducida.



**Figura 3.** Vivienda de dos pisos construida en el sistema steel framing

Fuente: (Magnone, 2018)

Las tablas 1 y 2 presentadas a continuación, muestran los aspectos técnicos y constructivos que diferencian a las edificaciones en hormigón armado, estructura metálica y steel framing. Donde se observan las características que tienen en común los sistemas basados en el acero: steel framing y acero estructural. Así como las características en común de los sistemas tradicionales: hormigón armado y acero estructural.

**Tabla 1**

*Tabla comparativa de aspectos técnicos entre Hormigón Armado, Acero Estructural y steel framing.*

<b>Hormigón Armado</b>	<b>Acero Estructural</b>	<b>Steel Framing</b>
Material monolítico producido con material de cantera.	Material producido industrialmente bajo explotación en minas.	
Se fabrica en obra.	Se obtienen perfiles normalizados.	
Control de calidad se hace en obra, depende de la calidad del material y la habilidad de los operarios, se certifica mediante ensayos.	Control de calidad se hace en taller, depende de calidad de la materia prima, la certificación de origen satisface los requerimientos del constructor. Las uniones en obra requieren de una rigurosa supervisión.	Control de calidad se hace en taller, depende de calidad de la materia prima, la certificación de origen satisface los requerimientos de los elementos estructurales y las uniones mayoritariamente realizadas en taller.
El resultado es una construcción maciza. La simulación de la acción estructural es casi incierta.	El resultado es una construcción empernada o soldada. La acción estructural se aproxima a las idealizaciones lineales.	El resultado es una construcción normalizada a modo de esqueleto estructural. La simulación es más realista.
Las piezas son rígidas.	Las piezas son esbeltas.	
No hay limitaciones en cuanto a formas y tamaños de elementos.	Formas y tamaños se limitan a la facilidad de transporte	
Al aumentar la exigencia se aumenta el tamaño o la calidad de los materiales.	Al aumentar la exigencia se puede controlar la respuesta mediante variación en la proporción general.	Al aumentar la exigencia se puede controlar la respuesta mediante la implementación de elementos adicionales.
Los asentamientos diferenciales son perjudiciales.	Es menos sensible a los asentamientos diferenciales.	Los asentamientos diferenciales son imperceptibles debido a la cantidad de montantes.
La acción sísmica es de cuidado debido a su rigidez.	Tolera la acción sísmica debido a su flexibilidad.	Tiene un mejor desempeño ante sismos debido a su flexibilidad y menor peso.
Una falla de estabilidad puede llevar al colapso.	Una falla de estabilidad puede llevar a deformaciones permanentes en elementos indispensables.	Una falla de estabilidad puede llevar a deformaciones permanentes en elementos que se pueden intervenir.
La disponibilidad generalizada de materia prima lo hace fácil de usar en cualquier lugar.	El uso de algunos elementos puede ser condicionado en ciertos lugares, por carencia de mano de obra calificada.	El uso de algunos elementos puede ser condicionado en ciertos lugares, por desconocimiento normativo y carencia de mano de obra calificada.
La conducta deficiente frente a tracción lo hace dependiente del refuerzo.	La capacidad bruta en todos los estados de tensión es equivalente. Debe controlarse la esbeltez para la compresión.	La capacidad de los elementos sometidos a tensión es buena, además soportan menos carga axial. El control de esbeltez no es tan riguroso debido a la cantidad de montantes, separaciones y arriostramientos.
El ajuste de la estructura en condición de falla es impredecible.	La estructura es propicia a redistribuir cargas en condición de falla.	
No influye por separado la resistencia en las uniones.	La resistencia de las uniones afecta a la capacidad general de la estructura.	La resistencia de la mayoría de uniones está certificada desde el taller.
La reducción de capacidad por esbeltez es moderada.	La reducción de capacidad por esbeltez es apreciable.	La reducción de capacidad por esbeltez es controlada.

Fuente: (Rojas & Arenas, 2008).

**Tabla 2**

*Tabla comparativa de aspectos constructivos entre Hormigón Armado, Acero Estructural y steel framing.*

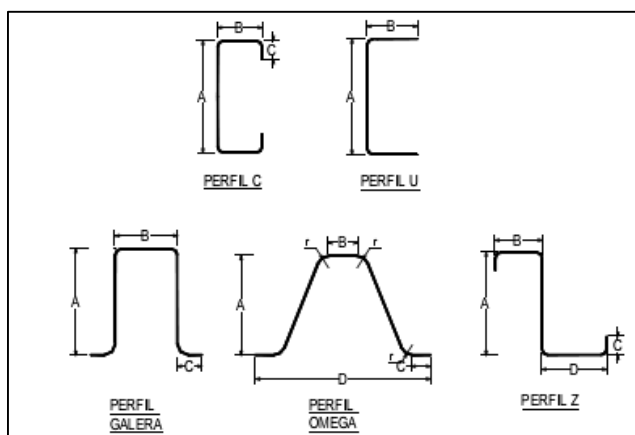
<b>Hormigón Armado</b>	<b>Acero Estructural</b>	<b>Steel Framing</b>
El costo en la mano de obra no está relacionado con especialización, es decir, la mano de obra no es calificada.	El costo asociado con mano de obra está relacionado con la especialización, es decir, debe ser personal formado de forma técnica.	
La mano de obra es accequible en el mercado laboral.	Es necesario buscar mano de obra especializada.	Se requiere de menos mano de obra especializada
Con relación al efecto del ambiente es casi invulnerable, solamente lo afectan algunos medios ácidos.	El material utilizado es muy susceptible al efecto del ambiente.	El acero de los perfiles es galvanizado, garantiza una larga durabilidad.
El costo del material utilizado es el resultado de la interacción de insumos ofrecidos en el mercado en abundancia.	El costo del material es producto del mercado externo controlado por oferta y demanda ajena.	
El costo del transporte es negociable por ser de libre oferta.	Es necesario transporte especializado por su carácter técnico de diseño.	
La calidad del material impone relaciones altas entre longitudes de elementos y su sección transversal.	La mejor calidad permite obtener menores relaciones entre longitud y sección.	La mejor calidad permite reducir el número de elementos.
El tiempo es más largo en la construcción pro ser fruto de varias etapas.	El tiempo es menor por su facilidad de aplicación en la obra.	Los tiempos de ejecución se reducen al máximo por la estructuración previa en taller de elementos y uniones, a modo de prefabricación.
Aumenta costos en mano de obra por requerir más tiempo.	Los costos en mano de obra con relación al tiempo son menores.	Los costos se reducen significativamente por la reducción de tiempos y el requerimiento de menos mano de obra.
Las paredes son de mampostería y tienen una deficiente aislación térmica y acústica.		Las paredes poseen una excelente aislación térmica y acustica.
El porcentaje de desperdicios es considerable debido a las técnicas in situ y a la dependencia al bloque o ladrillo para las paredes.		El porcentaje de desperdicios es reducido debido a la ensamblado previo, al evitar el uso de bloques o ladrillos y al cálculo de todos los materiales de obra.
Los problemas para la distribución de las instalaciones son frecuentes.		Las paredes permiten la disposición de las instalaciones sin dificultad.
El uso de mampostería de bloque o ladrillo conlleva paredes gruesas y pesadas.		Las paredes construidas con steel framing son más angostas y permiten una mayor superficie útil.

Fuente: (Rojas & Arenas, 2008)

Los aspectos técnicos y constructivos mostrados que diferencian a las edificaciones en hormigón armado, en estructura metálica y en steel framing, contemplan una alta cantidad de parámetros, donde es necesario hacer hincapié en las bondades que el sistema steel framing comparte y conserva del acero, pero al determinarlo una construcción en seco tiene características que lo diferencian de las denominadas construcciones húmedas reconocidas por su alto uso de hormigón y paredes de mampostería. Las consideraciones más relevantes que diferencian a los tres sistemas estructurales, contemplados dentro de las tablas 1 y 2, son: peso de la estructura, costos y tiempos de construcción. Dentro de los costos de construcción destacan las diferencias de costos de mano de obra, material y transporte, mientras que dentro de los tiempos de construcción destacan los tiempos que dependen de la mano de obra.

#### **2.2.4. Perfilera conformada en frío**

Los perfiles de acero laminado en frío son producidos por medio del rolado, estirado o extruido a una temperatura baja en referencia a la recristalización del metal. Este proceso es comúnmente dado a temperatura ambiente, pero por efecto del propio proceso el metal puede alcanzar una temperatura máxima de 200 °C. El trabajo en frío del metal produce fragmentaciones en el grano, desplazamiento de átomos y distorsión de malla, produciendo una distorsión en el grano y reducción de tamaño, esta peculiaridad diferencia este proceso del laminado en caliente, que refina la composición del grano, en consecuencia, para la conformación en frío se requiere mayor presión que para la conformación en caliente (Mantilla, Mejía, Rodríguez, & Vaca, 2011).



**Figura 4.** Tipos de perfiles conformados en frío

Fuente: (ConsulSteel, 2013)

La Figura 4 detalla los tipos de perfiles que se utilizan en el sistema steel framing, destaca el uso del perfil tipo U (PGU) como canal de contención, no tiene función estructural y sirve para vincular los perfiles tipo C conformando las vigas o dinteles; en cambio, los perfiles tipo C (PGC) estructuran los montantes verticales, generalmente con entre 40 y 60 cm de separación, materializando los muros, entrepisos, vigas y techos, cuya función estructural es transmitir las cargas puntuales distribuidas de forma uniforme.

### 23. Hipótesis

Las edificaciones construidas empleando el sistema constructivo steel framing resultan menos costosas, más rápidas de construir y presentan un mejor comportamiento estructural frente a eventos sísmicos suscitados en el país que las edificaciones construidas utilizando los sistemas constructivos tradicionales en el Ecuador: el hormigón armado y la estructura metálica.

### 24. Variables de la investigación

#### 2.4.1. Variables independientes

Sistemas constructivos: steel framing, hormigón armado y estructura metálica.

### **2.4.2. Variables dependientes**

Comportamiento estructural de la edificación planteada frente a eventos suscitados en la ciudad de Quito.

## **25. Normativa relacionada**

NEC-SE-VIVIENDA, capítulo 5.4: Acero formado en frío, establece que cuando se use esta perfilería en viviendas, los pórticos de acero conformado en frío que resistan a momento tienen que diseñarse en base a la normativa internacional AISI (MIDUVI, 2015b).

AISI 2007: La especificación AISI 2007 para el diseño con miembros estructurales de perfiles de acero de bajo espesor (Specifications for the design of light gage steel structural member), constituida por el American Iron and Steel Institute, ofrece un marco normativo internacional para la construcción en el sistema steel framing (AISI, 2007).

## **26. Metodología de desarrollo del proyecto**

El método de aproximación de la presente investigación es el “top-down” (Crilly & Tamaro, 2013), denominando como paso inicial a las generalidades y el marco teórico, obtenido mediante el método deductivo de la categoría cualitativa, metodología documental, cuya técnica es la revisión bibliográfica y el análisis documental, y como estrategia recurriendo a libros, artículos científicos, tesis relacionadas, entre otras; el segundo paso es la modelación computacional y análisis estructural, obtenido mediante el método sintético de la categoría cuantitativa, metodología de evaluación, cuya técnica es el análisis matemático, programación y modelación de elementos estructurales, y como estrategia utilizando dos programas computacionales; el último paso es el análisis comparativo de resultados, obtenido mediante un método comparativo de la categoría cuantitativa, metodología analítica, cuya técnica es la estadística y como estrategia recurre a la herramienta Excel, gráficas de tendencia estadística, matrices y diagramas.

**Tabla 3**

Matriz de metodología del desarrollo del proyecto

Método de aproximación de investigación	Pasos de la investigación	Método	Categoría	Metodología	Técnica	Estrategia
Top-down	Generalidades y Marco Teórico	Deductivo	Cualitativo	Documental	Revisión bibliográfica y análisis documental	Libros, artículos científicos, tesis relacionadas, entre otros
	Modelación computacional y análisis estructural	Sintético	Cuantitativo	Evaluación	Análisis matemático, programación y modelación de elementos estructurales	SAP2000, CYPECAD
	Análisis comparativo de resultados	Comparativo	Cuantitativo	Analítico	Estadística	Excel, Gráficas de tendencia estadística, matrices y diagramas

## CAPÍTULO III

### ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN STEEL FRAMING

#### 3.1. Introducción

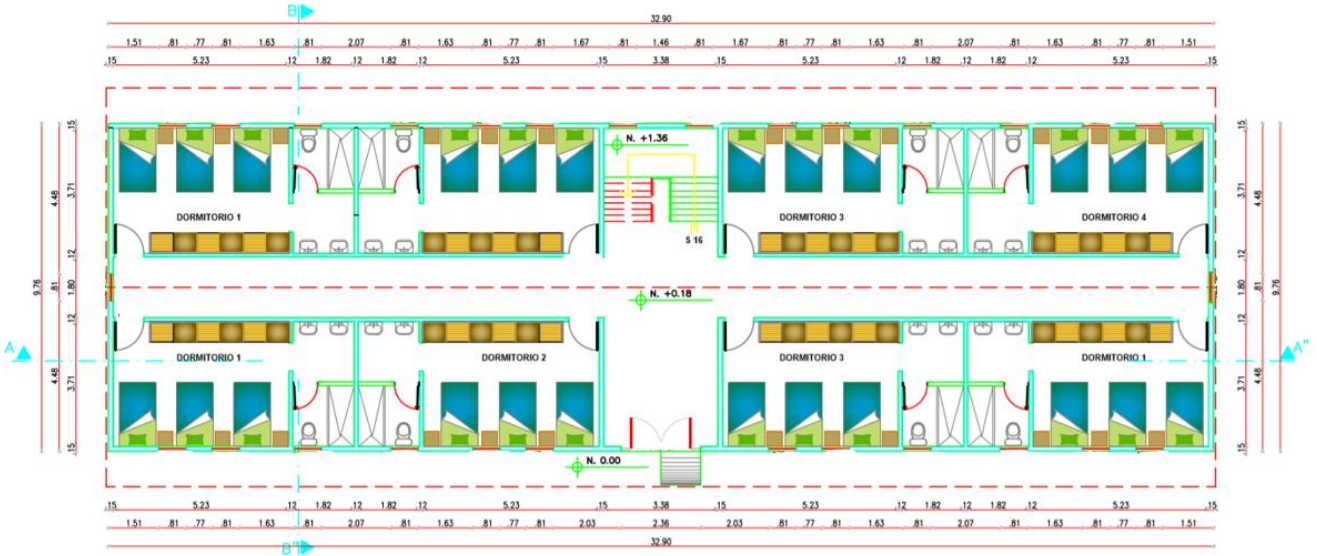
Para la realización de la presente investigación, se partirá del diseño arquitectónico de un campamento de dos pisos del Cuerpo de Ingenieros del Ejército ubicado en la ciudad de Latacunga, diseñado y construido en Steel Framing. Sin embargo, debido a la importancia de corroborar la viabilidad de edificaciones de más de dos pisos diseñadas en este sistema constructivo, a continuación, utilizaremos la planta arquitectónica para diseñar el campamento en cuatro pisos. Para obtener los diseños arquitectónicos en hormigón armado y acero, se plantearán hipótesis de diseño arquitectónico, que se presentarán en posteriores capítulos, partiendo de consideraciones empíricas de las construcciones en hormigón armado y estructura metálica. El diseño de la estructura en Steel Framing contemplará lo considerado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, donde se referencia que el diseño deberá regirse a la norma AISI S200-07 o el Manual de Ingeniería de Steel Framing del Instituto Latinoamericano del Fierro y Acero ILAFA.

#### 3.2. Descripción arquitectónica

La figura 5 presentada a continuación muestra la distribución arquitectónica en planta del cual parte el diseño estructural en Steel Framing. La configuración arquitectónica en planta es la misma para cada uno de los pisos de la estructura, y contempla:

- Simetría respecto a los ejes horizontal y vertical.
- Ocho dormitorios con baño, con capacidad para tres personas cada uno.
- Área de 321 m<sup>2</sup>.





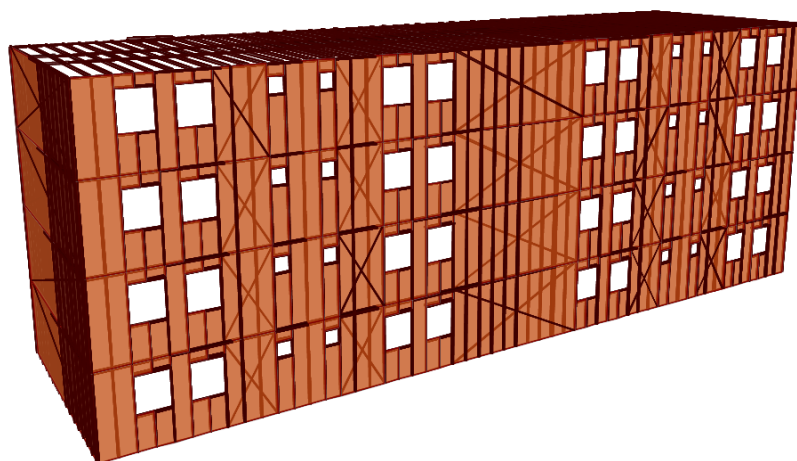
**Figura 5.** Configuración arquitectónica

Fuente: (Cuerpo de Ingenieros del Ejército, 2016)

### 3.3. Análisis geométrico

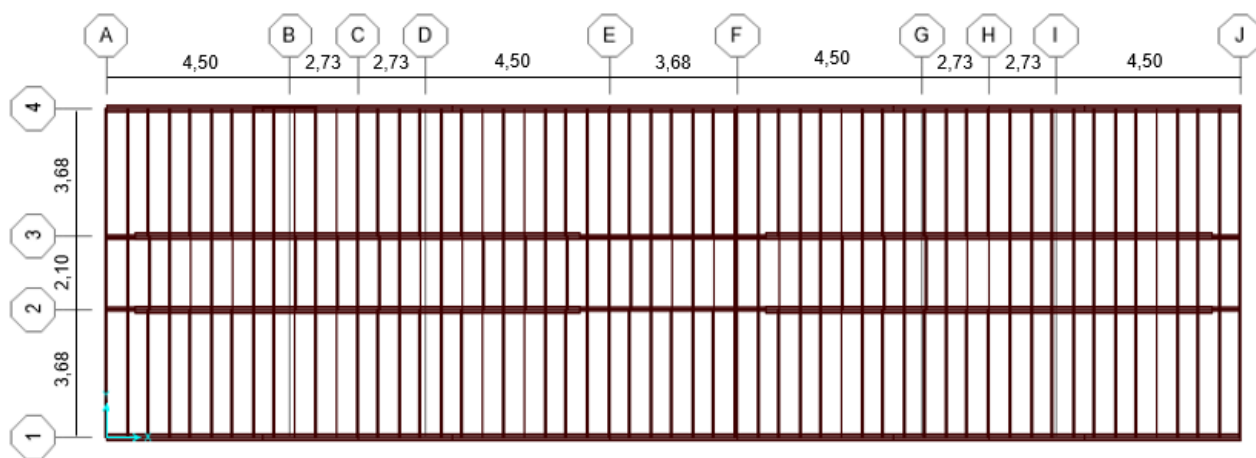
#### 3.3.1. Geometría general

A continuación, se presenta la modelación de la estructura y las especificaciones realizadas durante el análisis estructural que modificaron la geometría en planta o elevación, y el motivo de las mismas. En la figura 6 la vista en 3D del diseño estructural en Steel Framing, donde se visualiza el modelamiento considerando las adecuaciones para las ventanas, así como los arriostramientos.



**Figura 6.** Vista en 3D para Steel Framing

La figura 7 presentada a continuación muestra la configuración en planta de la estructura, se pueden visualizar las vigas y viguetas dispuestas a una distancia de 0.60 m., cada vigueta coincide con la posición de los montantes, de forma que las vigas distribuyan directamente las cargas y no sufran efectos de corte.



**Figura 7.** Vista en elevación para Steel Framing, eje longitudinal exterior

De igual forma, se contemplan los ejes longitudinales del 1 al 4 y transversales de la A a la J, sin embargo, dentro de la configuración del Steel Framing la asignación de ejes es intrascendente debido a que no cuenta con columnas. A pesar de ello, se recomienda colocar

como ejes donde se dispongan paredes continuas, para el caso de estudio en función de lo mencionado anteriormente fue indispensable colocar los ejes longitudinales 2 y 3, los ejes transversales A y J, y a pesar de la no completa continuidad de sus muros también fueron colocados los ejes C, E, F y H para facilitar la modelación de los muros.

También es importante diferenciar la colocación de vigas y de viguetas, debido a que el funcionamiento de la estructura depende mucho de la colocación adecuada de las mismas. Para lo cual, se deben considerar las medidas en planta de la estructura.

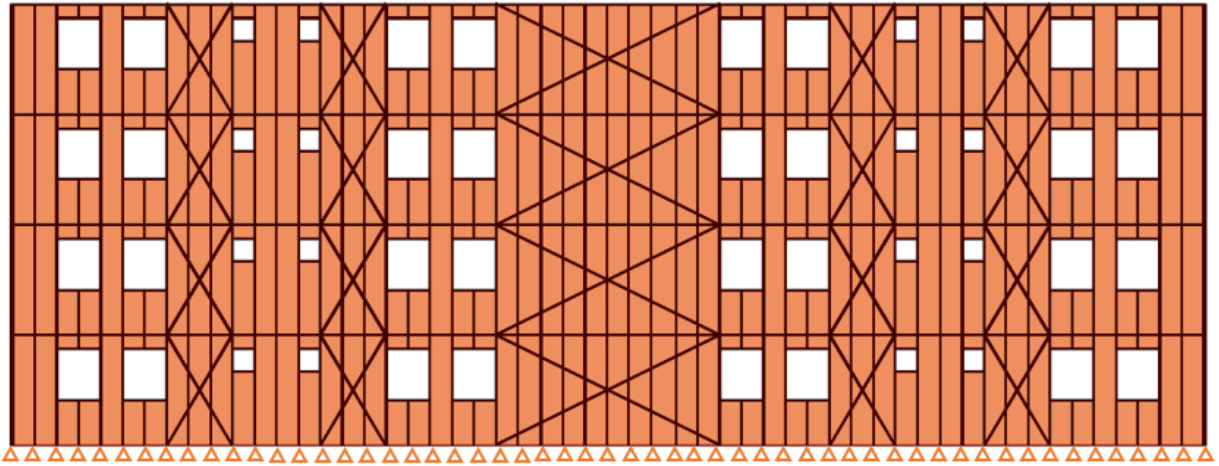
Para la correcta distribución de vigas y viguetas, se recomienda seguir con los siguientes pasos:

1. Separar en espacios rectangulares, considerando la disposición de los cuartos.
2. Establecer la relación entre los lados, donde se encuentre el lado mayor será más conveniente que se disponga la viga, mientras que al lado menor le corresponde la vigueta.
3. Modelar a las viguetas en posición vertical, gravitacionalmente formando la C, y a las vigas modelarlas de forma recostada, gravitacionalmente formando la U.

La sugerencia se justifica debido a que el funcionamiento de las viguetas será como el de vigas simplemente apoyadas, por lo que mientras menor sea su longitud menor será el momento que recaiga sobre la misma y menor será la dimensión requerida.

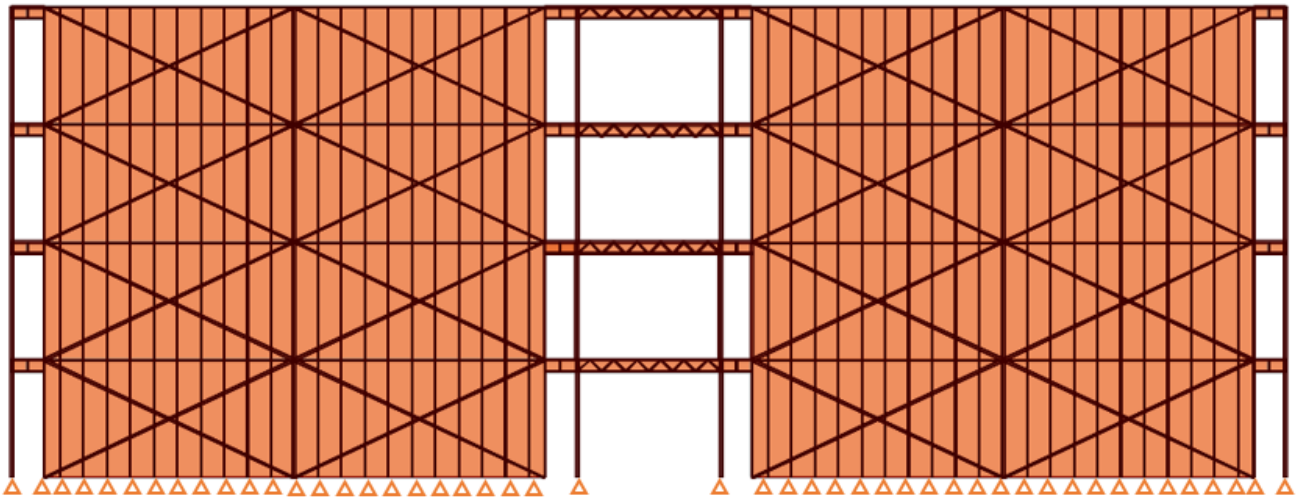
Es importante chequear que las vigas se encuentren modeladas en la dirección correcta, de lo contrario el análisis estructural podría no ser adecuado.

Las figuras 8, 9 y 10 muestran las vistas en elevación de la estructura, para los ejes horizontal y vertical.



**Figura 8.** Vista en elevación para Steel Framing, eje longitudinal exterior.

La figura 8 muestra la vista en planta de los ejes longitudinales exteriores: ejes 1 y 4. Se puede visualizar la modelación considerando los espacios de las ventanas, cuya viga dintel es una viga doble, denominada “viga tubo”. Además, se pueden ver los arriostramientos adecuados a los espacios sin ventanas, dispuestos de forma diagonal.

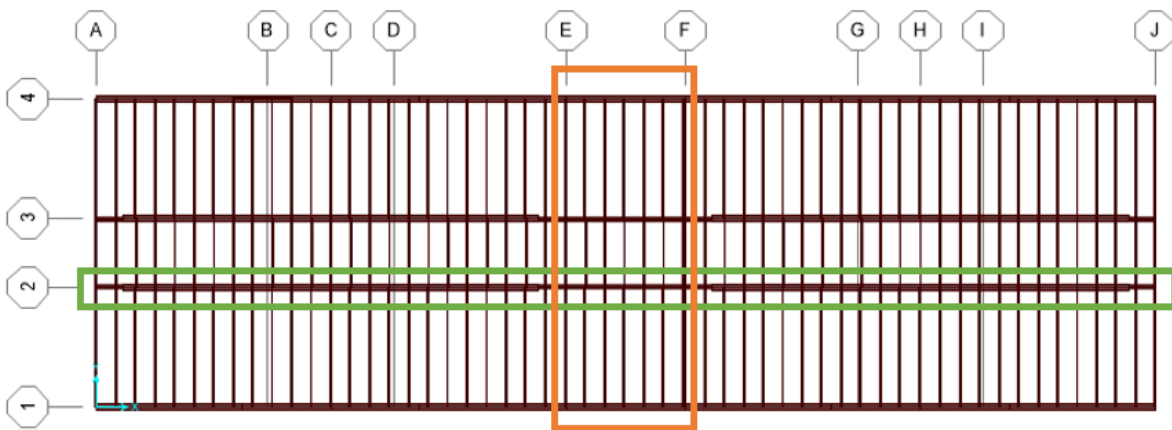


**Figura 9.** Vista en elevación para Steel Framing, eje longitudinal exterior.

La figura 9 muestra la vista en planta de los ejes longitudinales interiores: ejes 2 y 3. Se puede visualizar la moderación considerando los espacios de las puertas, cuyos dinteles también están conformados por vigas tipo tubo.

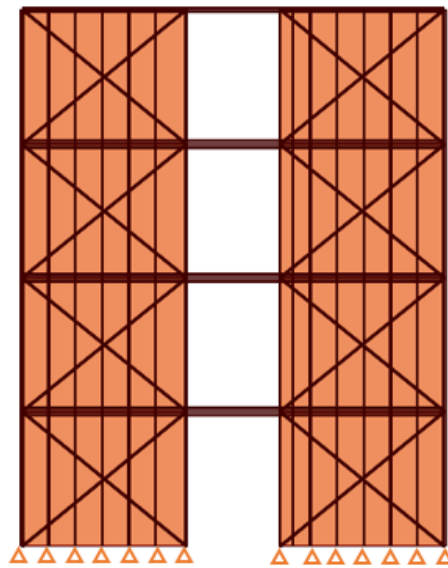
Las vigas del centro del eje soportan una gran cantidad de peso proveniente de las viguetas transversales, como se muestra en la figura 10, sin contar con montantes que transmitan dicho peso hacia las vigas inferiores, lo que requirió de acudir al diseño de una cercha que soporte dichas especificaciones de carga. Los cordones superior e inferior de la cercha tienen una longitud de 3.40, con doce diagonales dispuestas a un ángulo de  $47.3^\circ$  y con longitud de 41.8 cm. La cercha se encuentra presente en los ejes 2 y 3 de forma simétrica.

La adhesión de cerchas dentro del diseño es armónica con el sistema estructural, en especial porque el Steel Framing considera al diseño de la estructura como un sistema articulado al igual que las celosías.



**Figura 10.** Vista en planta para Steel Framing, explicación de concentración de cargas en cercha longitudinal.

En la figura 10, el recuadro verde contiene la vista en elevación presentada en la figura 9, y el recuadro naranja muestra la cantidad de viguetas que reposan sobre las cerchas mostradas anteriormente. Como se puede evidenciar, la carga transmitida por siete viguetas recae sobre la cercha sin que pueda transmitirla gravitacionalmente mediante montantes, a diferencia de las demás viguetas cuya posición converge con la posición de los montantes.



**Figura 11.** Vista en elevación para Steel Framing, eje transversal.

La figura 11 muestra la configuración estructural en elevación para los ejes transversales, donde se muestra la disposición de los flejes de arriostramiento en forma de X. A diferencia de la configuración longitudinal, los elementos que se muestran en la figura son viguetas mas no vigas, por lo que no es necesaria la colocación de cerchas.

### 3.3.2. Materiales

Acero tipo: ASTM A653 grado 37.

Límite de fluencia: 2549 kg/cm<sup>2</sup> (250 Mpa)

Resistencia mínima a la tracción: 3365 kg/cm<sup>2</sup> (330 Mpa)

Losa de entepiso con hormigón de 210 kg/cm<sup>2</sup>

## 34. Análisis de cargas

### 3.4.1. Cargas verticales

Para la determinación de las cargas verticales que se aplicarán a la estructura, diferenciaremos las cargas por peso propio (elementos estructurales) de las cargas aplicadas:

Cargas por peso propio:

- Montantes.
- Paredes de placa OSB.
- Vigas.
- Viguetas.

Cargas aplicadas:

- Carga viva.
- Carga no estructural.

#### 3.4.1.1. Carga viva

En virtud de lo establecido en la NEC (MIDUVI, 2015a), las cargas vivas a considerar son:

- 200 kg/m<sup>2</sup> para losas de entepiso.
- 70 kg/m<sup>2</sup> para la cubierta.

### 3.4.1.2. Carga no estructural

Para la carga no estructural, se ha escogido la mayor entre tres opciones:

- Configuración tradicional: loseta de 5cm con placa de fibrocemento de 14mm.
- Configuración conservadora: loseta con el espesor mínimo de 9cm.
- Configuración recomendada: entrepiso según Manual de apoyo (Barbieri, 2015).

Configuración tradicional:

El peso para la configuración tradicional es de 141 kg/m<sup>2</sup>, conformado de la siguiente forma:

- Loseta de 5 cm de espesor: 120 kg/m<sup>2</sup>.
- Placa de fibrocemento de 14 mm: 21 kg/m<sup>2</sup>.

Configuración conservadora:

Se refiere al peso de la loseta con el espesor mínimo permisible para la estructura clásica de hormigón armado, un espesor de 9 cm, cuyo peso es de 220 kg/m<sup>2</sup>

Configuración recomendada:

El peso recomendado por el Manual de apoyo para Steel Framing (Barbieri, 2015), hace referencia al peso del entrepiso húmedo, con un valor de 198.7 kg/m<sup>2</sup>, conformado de los siguientes pesos:

- Cerámica de tipo baldosa: 28 kg/m<sup>2</sup>.
- Capa nivelante: 28.5 kg/m<sup>2</sup>.
- Hormigón simple: 120.4 kg/m<sup>2</sup>.
- Malla electrosoldada: 3.1 kg/m<sup>2</sup>.
- Placa colaborante: 7 kg/m<sup>2</sup>.
- Perfil laminado en frío: 2.5 kg/m<sup>2</sup>.



- Aislante termoacústico: 1.6 kg/m<sup>2</sup>.
- Perfil tipo omega: 0.6 kg/m<sup>2</sup>.
- Panel de yeso de 1cm: 7 kg/m<sup>2</sup>

Realizando la comparación de los pesos, es evidente que el mayor peso es el de 220 kg/m<sup>2</sup>, por lo que se utilizará dicho peso para el análisis estructural.

### **3.4.2. Presión de viento**

La presión de viento a ser considerada tiene un valor de 65 kg/m<sup>2</sup>, a ser distribuido en los nudos de la estructura de forma perpendicular a las paredes exteriores. El valor utilizado es mayor a la presión del viento resultante según la Norma Ecuatoriana de la Construcción, que es contemplada mediante la siguiente fórmula:

$$P = \frac{1}{2} \rho V b^2 C_e C_f$$

## **35. Modelamiento computacional**

Para el procesamiento del diseño estructural del caso de estudio se utiliza el software SAP2000, donde está ingresada la normativa AISI (American Iron and Steel Institute), y bajo la metodología de diseño LRFD (diseño por factores de carga y resistencia).

A continuación, las tablas 4, 5, 6 y 7 muestran las dimensiones de los elementos obtenidos mediante el análisis estructural para cada uno de los pisos.

**Tabla 4***Tabla resumen de dimensiones de elementos en Steel Framing, piso 1*

Piso	Elemento	Sección (mm2)	Cantidad	Longitud total (m)
1	Montantes	PGC 100X1.64	316	882.88
	Vigas dintel	PGC 200X2.00	36	32.12
	Vigas alfeizar	PGU 100X1.24	32	28.8
	Vigas solera	PGU 200X2.00	36	119.78
	Viguetas	PGC 200X1.24	168	529.76
	Riostra	40x8.9	44	312.04
	Viga superior de cercha	tipo tubo 2XPGC 150X1.28	2	10.62
	Viga inferior de cercha	PGC 200X2.00	2	10.62

**Tabla 5***Tabla resumen de dimensiones de elementos en Steel Framing, piso 2*

Piso	Elemento	Sección (mm2)	Cantidad	Longitud total (m)
2	Montantes	PGC 100X1.64	316	882.88
	Vigas dintel	PGC 200X2.00	36	32.12
	Vigas alfeizar	PGU 100X1.24	32	28.8
	Vigas solera	PGU 200X2.00	36	119.78
	Viguetas	PGC 200X1.24	168	529.76
	Riostra	40x8.9	44	312.04
	Viga superior de cercha	tipo tubo 2XPGC 150X1.28	2	10.62
	Viga inferior de cercha	PGC 200X2.00	2	10.62

**Tabla 6***Tabla resumen de dimensiones de elementos en Steel Framing, piso 3*

Piso	Elemento	Sección (mm2)	Cantidad	Longitud total (m)
3	Montantes	PGC 100X0.93	316	882.88
	Vigas dintel	PGC 200X2.00	36	32.12
	Vigas alfeizar	PGU 100X1.24	32	28.8
	Vigas solera	PGU 200X2.00	36	119.78
	Viguetas	PGC 200X1.24	168	529.76
	Riostra	40x8.9	44	312.04
	Viga superior de cercha	tipo tubo 2XPGC 150X1.28	2	10.62
	Viga inferior de cercha	PGC 200X2.00	2	10.62

**Tabla 7***Tabla resumen de dimensiones de elementos en Steel Framing, piso 4*

Piso	Elemento	Sección (mm2)	Cantidad	Longitud total (m)
4	Montantes	PGC 100X0.93	316	882.88
	Vigas dintel	PGC 200X2.00	36	32.12
	Vigas alfeizar	PGU 100X1.24	32	28.8
	Vigas solera	PGU 200X2.00	36	119.78
	Viguetas	PGC 100X1.28	168	529.76
	Riostra	40x8.9	44	312.04
	Viga superior de cercha	tipo tubo 2XPGC 150X1.28	2	10.62
	Viga inferior de cercha	PGC 200X2.00	2	10.62

Como se puede observar en las tablas 4, 5, 6 y 7, los elementos estructurales que cambian en cada uno de los pisos son las montantes y viguetas, mismos que resultan de la optimización de los elementos mediante iteración según las solicitaciones de carga.

### **3.6. Análisis y diseño estructural**

#### **3.6.1. Combinaciones de carga**

Se contemplaron las combinaciones de carga establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (MIDUVI, 2015b):

- $1,4 D$ .
- $1,2 D + 1,6 L + 0,5 \max (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$ .
- $1,2 D + 1,6 \max (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + \max (L \text{ o } 0,5 W)$ .
- $1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 \max (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$ .
- $1,2 D + 1,0 E + L + 0,2 S$ .
- $0,9 D + 1,0 W$ .
- $0,9 D + 1,0 E$ .

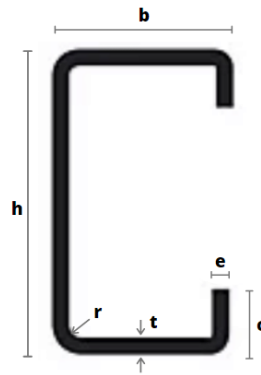
#### **3.6.2. Diseño estructural**

Como se menciona en el marco teórico, el funcionamiento de la estructura es como una armadura, por lo que el ingreso de los elementos para efectos del análisis computacional debe ser mediante la opción “pinned” o empernado, aseverando la no transmisión de momentos en las uniones. Bajo este principio es indispensable tomar en cuenta las consideraciones para cada uno de los elementos estructurales.

A continuación, se explica el diseño estructural que se realiza computacionalmente durante la modelación, y se presentan recomendaciones y consideraciones basadas en la naturaleza del sistema constructivo.

### 3.6.2.1. Secciones efectivas

Las secciones ingresadas en la modelación, deben cumplir con la normativa establecida por American Iron and Steel Institute (AISI, 2007), las formulas que se presentaran posteriormente se basan en la nomenclatura presentada en la figura 12.



**Figura 12.** Nomenclatura de sección de perfiles de acero conformado en frío

- Labios de sección

Para los respectivos cálculos de los labios de sección, consideraremos a  $w$  como:

$$w = c - (r + t)$$

- Relación de esbeltez:

$$\frac{w}{t} < 60$$

- Sesión efectiva de labio a compresión:

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} < 0,673$$

Considerando a  $F_y$  como  $f$ , con un valor de 3400 kg/cm<sup>2</sup>, y calculando  $F_{cr}$  mediante la siguiente fórmula:

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{w}\right)^2$$

Teniendo  $\mu$  y  $k$  los valores de:

$$\mu = 0,3$$

$$k = \frac{0,578}{\psi + 0,34}$$

$$\psi = \frac{f_2}{f_1}$$

A  $f_2$  y a  $f_1$  se los calcula mediante regla de tres:

$$f_1 = \frac{f_y}{\square} (h - t - r)$$

$$f_2 = \frac{f_y}{\square} (h - c)$$

Ambos esfuerzos parten de la gradiente de esfuerzos a la que se sujeta el labio a compresión, siendo  $f_1$  el esfuerzo en el inicio del labio y  $f_2$  el esfuerzo en el extremo del labio de la sección.

Habiendo cumplido con la condición, se considera a la sección como efectiva, donde  $c=w$ .

- Sesión efectiva de labio a tensión:

Para los elementos a tensión se considera a toda la sección del perfil como efectiva, por lo tanto:  $c=w$ .

- Alas

Para los respectivos cálculos de las alas de la sección, consideraremos a  $w$  como:

$$w = b - 2(r + t)$$

- Relación de esbeltez de las alas:

$$\frac{w}{t} < 60$$

- Sección efectiva del ala a compresión:

Para calcular la sección efectiva del ala, se calculará el ancho efectivo b.

$$\frac{w}{t} < 0,328 S$$

$$S = 1,28 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$b1 = \frac{b}{2} (R1)$$

$$b2 = b - b1$$

Para calcular el valor del ancho efectivo b, es necesario primero verificar que el valor de k cumpla con las condiciones establecidas, para obtener k se utiliza la siguiente tabla:

**Tabla 8**

*Tabla sobre el refuerzo para labio rigidizador simple*

Refuerzo de labio simple ( $140^\circ \geq \theta \geq 40^\circ$ )	
$D/w \leq 0.25$	$0.25 < D/w \leq 0.8$
$3.57(R_I)^n + 0.43 \leq 4$	$(4.82 - 5D/w)(R_I)^n + 0.43 \leq 4$

Fuente: (AISI, 2007)

La fila inferior corresponde al valor de k, donde:

$$R1 = \frac{I_s}{I_a} \leq 1$$

$$I_s = \frac{tc^3}{12}$$

$$I_a = 399t^4 \left( \frac{w}{t} - 0,329 \right)^3 \leq t^4 \left( 115 \frac{w}{t} + 5 \right)$$

$$n = \left( 0,582 - \frac{w}{4t} \right) \geq 0,33$$

Se procede a comprobar la siguiente condición para el valor de k:

$$k \leq 4$$

Siendo correcta dicha afirmación, se procede con el cálculo:

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} < 0,673$$

Considerando a  $F_y$  como  $f$ , con un valor de 3400 kg/cm<sup>2</sup>, y calculando  $F_{cr}$  mediante la siguiente fórmula:

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left( \frac{t}{w} \right)^2$$

Utilizando el valor de k calculado anteriormente, y considerando a  $\mu$  como:

$$\mu = 0,3$$

Habiendo comprobado:

$$\lambda < 0,673$$

Se considera:

$$b = w$$

Por lo tanto:

$$b_1 = \frac{b}{2} (R1)$$



$$b_2 = b - b_1$$

- Labio a compresión modificado

Se utiliza la fórmula:

$$ds = d's(R1)$$

Considerando:

$$d's = c$$

- Sesión efectiva del ala a tensión:

Para los elementos a tensión se considera a toda la sección del perfil como efectiva, por lo que se considera al ancho efectivo:  $b=w$ .

- Alma

Para los respectivos cálculos del alma de la sección, consideraremos a  $w$  como:

$$w = h - 2(r + t)$$

- Relación de esbeltez de las alas:

$$\frac{w}{t} < 200$$

- Sección efectiva del alma a compresión

$$\frac{h_0}{b_0} \leq 4$$

$$b_1 = \frac{bc}{3 + \psi}$$

$$b_2 = \frac{bc}{2}$$

Para el cálculo de  $f_1$  y  $f_2$  respecto al alma, se considera que ambos corresponden al valor de  $f$ , por lo que son los valores calculados en los extremos del alma, por lo tanto:

$$\psi = \frac{f_1}{f_2} = 1$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}}$$

Considerando a  $F_y$  como  $f$ , con un valor de 3400 kg/cm<sup>2</sup>, y calculando  $F_{cr}$  mediante la siguiente fórmula:

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{w}\right)^2$$

Teniendo  $\mu$  y  $k$  los valores de:

$$\mu = 0,3$$

$$k = 4 + 2(1 + \psi)^3 + 2(1 + \psi)$$

Y se comprueba:  $\lambda < 0,673$

Por último, se comprueba la siguiente condición con los datos calculados anteriormente:

$$b_1 + b_2 \leq bc$$

- Análisis posterior

Las condiciones expresadas anteriormente permiten comprobar el correcto funcionamiento de los perfiles de acero conformado en frío en concordancia con la normativa internacional. Se considera que los perfiles comerciales con medidas preestablecidas cumplen con estas condiciones, es así que las secciones ingresadas para la modelación cumplen con la normativa, y el programa calcula el eje neutro, momentos de inercia, módulo de sección, momento de diseño y otras especificaciones técnicas para cada sección.

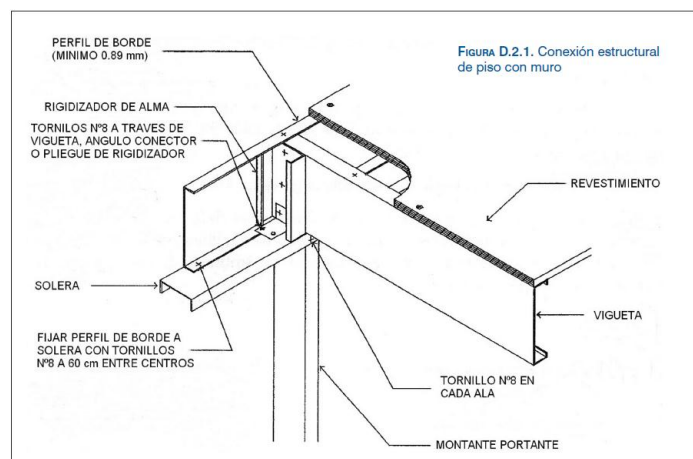
### 3.6.2.2. Viguetas de entrepiso

La no transmisión de momentos asegura que las viguetas de entrepiso funcionen como vigas simplemente apoyadas sujetas a una carga distribuida, y al estar todas las viguetas separadas a una distancia máxima que puede ser entre 40 y 60 cm, todas las vigas estarán sujetas a la misma carga. Para el presente caso de estudio se utilizará la separación de 60 cm.



**Figura 13.** Detalle de viguetas de entrepiso

En la figura 12 se puede observar el modelamiento de las viguetas de entrepiso, dispuestas de forma vertical en forma de C, en concordancia con lo establecido en el Manual de Ingeniería de Steel Framing (Dannemann, 2008), como se muestra en la figura 13.

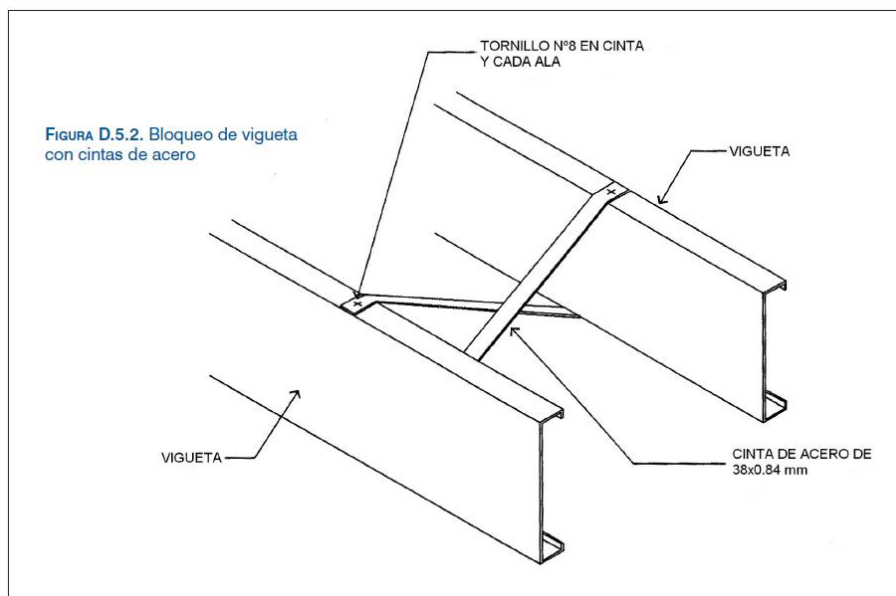


**Figura 14.** Detalle de conexión estructural de piso con muro

Tomado de: (Dannemann, 2008)

El revestimiento presentado en la imagen corresponde al entrepiso utilizado, añade rigidez a las viguetas y permite que la longitud máxima de arriostramiento no sea crítica, asegurando que la selección de las dimensiones de los perfiles de las viguetas de entrepiso sea dominada por la flexión y el corte.

Para asegurar la rigidez de las viguetas de entrepiso, también se suelen colocar cintas continuas de acero o bloqueadores sólidos, como se muestra en la figura 14, aseguran el funcionamiento en conjunto de las viguetas y el entrepiso.



**Figura 15.** Detalle de bloqueo de viguetas con cinta de acero

Fuente: (Dannemann, 2008)

- Diseño por cortante

Las vigas de entrepiso deben cumplir con el diseño a corte establecido en la normativa, para lo cual, debe cumplir con:

$$V_n = A_w \times F_v$$

Siendo  $A_w$  el área de la sección transversal del perfil, y debiendo cumplir con:

$$\frac{h}{t} > 1,51 \sqrt{\frac{E k_v}{f_y}}$$

$$k_v = 5,34$$

Se procede a calcular:

$$F_v = 0,904 E \frac{k_v}{\left(\frac{h}{t}\right)^2}$$

Habiendo obtenido el valor del cortante, se calcula la cortante última:

$$V_u = \Phi_v X V_n$$

$$\Phi_v = 0,95$$

Para que el diseño de las vigas soporte el cortante último, el programa comprueba que los valores arrojados del corte en la modelación sean menores que el valor del cortante ultimo del perfil.

- Diseño por momento flector

Las vigas de entrepiso deben cumplir también con el diseño a momentos, partiendo por el cálculo realizado por el programa del módulo de sección:

$$S_e = \frac{I_x}{Y_{cg}}$$

Siendo  $I_x$  la inercia respecto al eje x, y  $Y_{cg}$  la distancia vertical al eje neutro, ambos parámetros dependen de la geometría de la sección. Se obtiene el momento nominal:

$$M_n = S_e X F_y$$

Y se obtiene el momento último de diseño:

$$M_u = \Phi_b X M_n$$

$$\phi b = 0,95$$

Para que el diseño de las vigas soporte el momento último, el programa comprueba que los valores arrojados de los momentos en la modelación sean menores que el valor del momento último del perfil.

- Flechas admisibles

El programa también realiza el cálculo de las flechas admisibles, cuya fórmula es:

$$f_{max} = \frac{L}{300}$$

Donde L es la longitud de la viga en centímetros.

### 3.6.2.3. Vigas tipo solera

Las reacciones en el modelo de viga simplemente apoyada de las vigas de entrepiso se transmiten hacia las vigas tipo solera, como cargas puntuales dispuestas cada 60 cm. Sin embargo, como se muestra en la figura 6, la posición de las viguetas se alinea con la posición de los montantes, lo que reduce la influencia del corte en las vigas tipo solera.

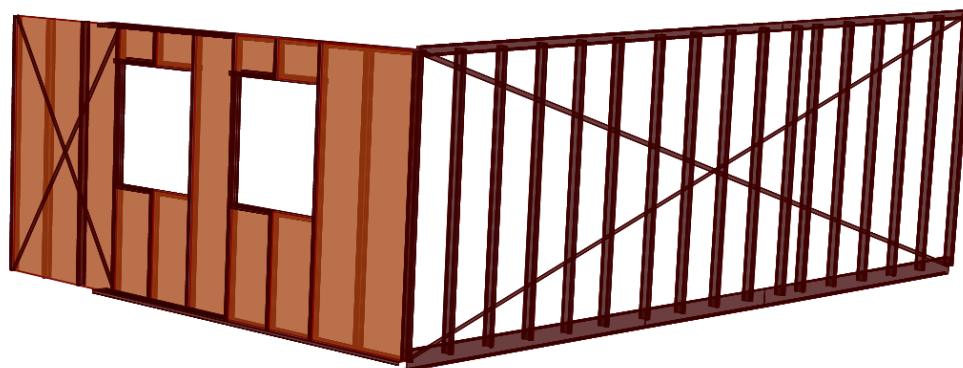
La principal función de estas vigas es otorgar estabilidad al conjunto de elementos estructurales y transmitir las cargas hacia los montantes. El posicionamiento de las vigas tipo solera para efectos del modelado es perpendicular a las viguetas de entrepiso, y la posición de los perfiles será en forma de U invertida.

En el modelado se omite el uso de perfiles de borde, contemplado en la figura 13 anteriormente mostrada, asignándole la función única de amarrar a las viguetas, por lo que se asume el uso del mismo perfil que las viguetas de entrepiso sin una función estructural.

Las vigas tipo solera se someten a las comprobaciones de cortante, momento y flechas que se estipulan en las vigas de entrepiso.

#### 3.6.2.4. Montantes

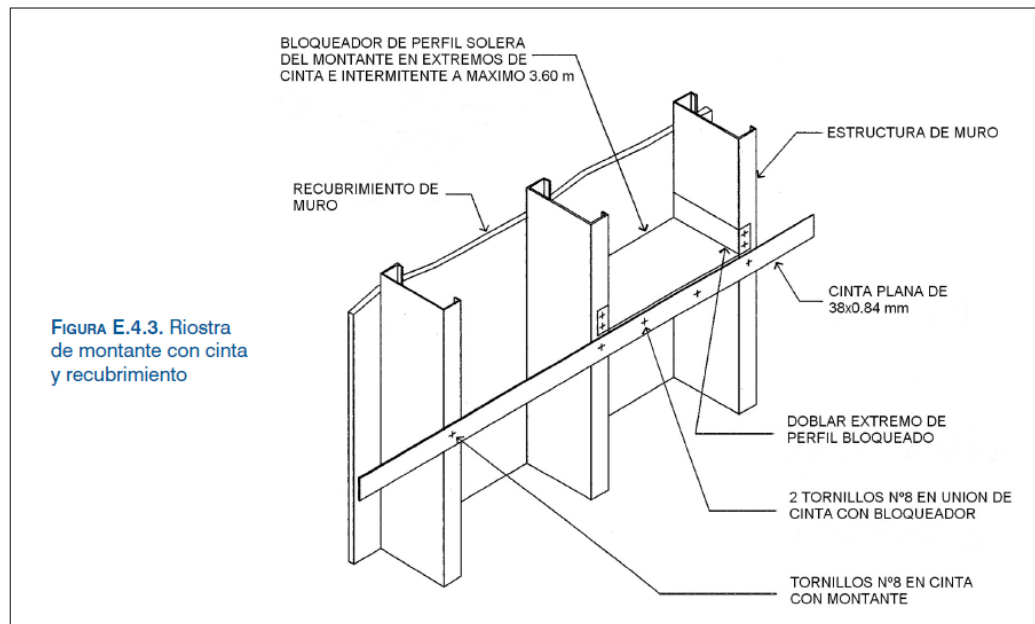
Los montantes reciben la carga del entrepiso y la transmiten a pisos inferiores. De igual forma, pueden disponerse entre 40 y 60 cm. Sin embargo, lo recomendable es mantener la separación que las viguetas de entrepiso y colocarlas alineadas a las mismas, de forma que las cargas sean transmitidas de mejor forma.



*Figura 16.* Detalle de montantes y arriostramientos

La figura 16 muestra la disposición de los montantes, considerando la adecuación de los montantes para las aberturas como puertas o ventanas, donde los elementos estructurales se ven interrumpidos.

En contraste con los elementos estructurales metálicos, la perfilería utilizada en el sistema steel framing puede disponer de cintas de acero denominadas riostras para reducir la longitud del montante para efectos de la esbeltez, esto debido a que las cintas se encubrirían por el revestimiento de las paredes. Para el presente caso de estudio se utilizó una longitud de 60 cm, lo que significa que por cada piso se colocarías cuatro riostras de acero. El detalle de las riostras se puede ver a continuación, en la figura 17.



**Figura 17.** Detalle de riostra de montante.

Fuente: (Dannemann, 2008)

- Diseño por pandeo a flexión

Los montantes deben resistir el pandeo consecuencia de la flexocompresión del perfil respecto a su eje débil, mismo que se calcula con las siguientes fórmulas:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2}$$

$$k = 1$$

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

Dependiendo los valores A e  $I_y$  de la geometría de la sección. Y considerando que el valor de L puede acortarse mediante la implementación de riostras como se mencionó anteriormente.



$$\lambda c = \sqrt{\frac{Fy}{Fe}}$$

$$Fn = \left(\frac{0,877}{\lambda c^2}\right) Fy$$

Se procede con el cálculo de las secciones efectivas de la misma forma que en la comprobación inicial, pero considerando que:

$$f = Fn$$

Por lo tanto, se verifica que las dos ecuaciones siguientes se cumplan:

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{Fcr}} < 0,673$$

$$Fcr = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{w}\right)^2$$

Considerando como valores de  $k$  y  $\mu$ , para el cálculo de los labios:

$$\mu = 0,3$$

$$k = 0,43$$

Y manteniendo el valor de  $u$  para los cálculos de alma y alas, con sus respectivas fórmulas para  $k$ .

Se considera para el cálculo del área efectiva del alma los agujeros que permiten el paso de instalaciones eléctricas e hidrosanitarias.

- Diseño por compresión

Con los datos obtenidos anteriormente, se calcula la carga nominal que resiste el perfil en cuestión, mediante la siguiente fórmula:

$$Pn = Ae X Fn$$

Se calcula la carga última que resistirá el perfil:

$$P_u = \Phi_c \times P_n$$

$$\Phi_c = 0,85$$

La modelación computacional compara esta carga última con la soportada por cada perfil, para comprobar su resistencia.

### 3.6.2.5. Arriostramientos

Los arriostramientos, en las estructuras diseñadas en steel framing, tiene la importante función de soportar las cargas sísmicas y transmitir las a los cimientos. Usualmente los arriostramientos se disponen en forma de X, como se aprecia en la figura 16.

Las dimensiones sugeridas para las riostras son 2X0,89 cm. Sin embargo, para el presente cálculo y debido a las fuerzas laterales de la estructura fue necesario disponer de riostras con las dimensiones de 4X0,89 cm tal como se muestra posteriormente.

- Resistencia de riostras

$$T_u = \Phi_c \times T_n$$

$$\Phi_c = 0,95$$

$$T_n = A_n \times f_y$$

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

Se calcula el área nominal de la riostra, para las riostras calculadas:

$$A_n = A \times B$$

$$A_n = 0,089 \times 4 = 0,356$$

$$T_n = 0,356 \times 2500 = 890 \text{ kg}$$

$$T_u = 0,95 \times 890$$

$$T_u = 845,5 \text{ kg}$$

Por lo tanto, la fuerza máxima que puede soportar la riostra es de 845,5 kg. Dado que el análisis computacional arroja que la fuerza máxima a la que se encuentran sujetas las riostras es de 808,9 kg, se considera que la dimensión es adecuada.

### 3.6.2.6. Cimentación

En el sistema constructivo steel framing, es clásico el uso de losas de cimentación, debido a la cantidad de perfiles continuos que transmiten las cargas hacia la cimentación.

- Materiales

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$q \text{ adm} = 10 \text{ t/m}^2$$

- Cálculo del espesor de la losa de cimentación

El análisis computacional arroja los siguientes datos como centroides de las cargas:

$$X = 16,45 \text{ m}$$

$$Y = 4,88 \text{ m}$$

Esto debido a la simetría de la estructura respecto a los ejes vertical y horizontal. También es necesario calcular el peso de la estructura, que es la suma del peso por la carga muerta, la carga viva y el peso propio de la cimentación, que se iniciará calculando con un espesor de 15 cm, tal como se muestra a continuación:

$$P = 247,34 + 227,42 + 32,9 \times 9,76 \times 0,15 \times 2,4 \text{ T/m}^3$$

$$P = 590,36 \text{ T}$$

Para obtener el cálculo del espesor de la losa de cimentación, se utiliza la siguiente fórmula:

$$qs = \frac{P}{A} + \frac{Myy \ X}{Iyy} + \frac{Mxx \ Y}{Ixx}$$

Donde:

$$M_{yy} = P X e_x$$

$$M_{xx} = P X e_y$$

Sin embargo, debido a la simetría de la estructura, el centroide de las fuerzas transmitidas por la estructura coincide con el centroide de la losa de cimentación, por lo que las excentricidades son iguales a cero. En consecuencia, la fórmula de cálculo es la siguiente:

$$q_s = \frac{P}{A}$$

$$q_s = \frac{590,36}{32,9 \times 9,76} = 1,84 \frac{T}{m^2}$$

$$q_s < q_{adm}$$

- Momento último de diseño

Se obtiene calculando la carga última distribuida, y obteniendo el valor del momento último para un metro de ancho.

$$P_u = 1,2 P_m + 1,6 P_v$$

$$P_u = 1,2 (247,34 + 115,6) + 1,6(227,42)$$

$$P_u = 799,4 T$$

$$q_u = \frac{799,4}{32,9 \times 9,76} = 2,49 \frac{T}{m^2}$$

$$M_u = \frac{1,5 \times 2,49 \times 1^2}{8}$$

$$M = 0,467 T - m$$

- Acero mínimo de refuerzo

$$A_{smin} = 0,0018 \times b \times h$$

$$A_{smin} = 0,0018 \times 100 \times 15 = 2,7 \text{ cm}^2$$

- Acero por flexión

$$A_s = k \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\phi k d f_y}} \right)$$

$$k = \frac{0,85 X f'c X b X d}{f_y}$$

$$k = \frac{0,85 X 210 X 100 X 11}{4200} = 46,75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 46,75 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 X 46700}{0,9 X 46,75 X 11 X 4200}} \right) = 1,13 \text{ cm}^2$$

- Acero a utilizar

$$A_s = 2,7 \text{ cm}^2$$

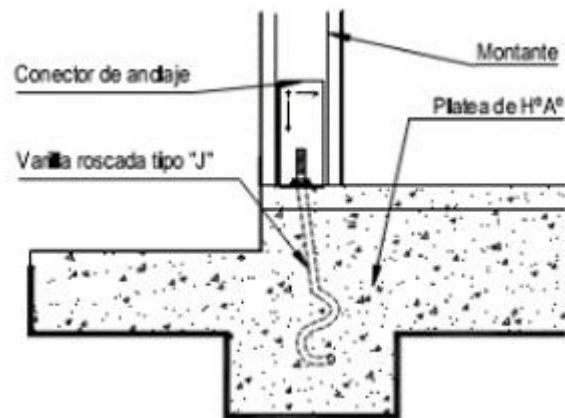
Se utilizará:

$$A_s = 4 \phi 10 \text{ mm/m} = 1 \phi 10 \text{ mm}/25\text{cm}$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### 3.6.2.7. Anclaje a cimentación

El anclaje de la estructura a la cimentación se realiza a través de los montantes, dispuestas de forma continua sobre la superficie de la losa de cimentación. La figura 18 muestra el detalle de anclaje a la cimentación, donde previo al colado del hormigón se utiliza una varilla roscada fija mediante resina epóxica, adicionada a un conector de anclaje que vincula la conexión con los montantes. Debido a la disposición continua de montantes sobre la losa de cimentación, y al teórico bajo peso de la estructura, el uso del anclase suele estandarizarse para cada montante de la estructura y la cortante que recibe no resulta considerable.



**Figura 18.** Detalle de montantes y arriostramientos.

Fuente: (Dannemann, 2008)

### 3.6.3. Análisis estático equivalente

Aplicando las fórmulas establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (MIDUVI, 2015a) y colocando los valores referentes a la ciudad de Quito con un suelo tipo C, se obtiene lo siguiente:

$$T_a = C_t * h_n^\alpha$$

$$C_t = 0,055, \quad h_n = 12, \quad \alpha = 0,9$$

$$T_a = 0,055 (12)^{0,9} = 0,51$$

$$T_o = 01 F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$F_s = 1,28$$

$$F_d = 1,19$$

$$F_a = 1,2$$

$$T_o = (01) * (1,28) * \left(\frac{1,19}{1,2}\right) = 0,127$$

$$T_c = 0,55 F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0,55 (1,28) * \left(\frac{1,19}{1,2}\right) = 0,698$$

$$T_o < T_a < T_c$$

$$0,127 < 0,51 < 0,698$$

$$S_a = n z F_a$$

$$n = 2,48, \quad z = 0,4, \quad F_a = 1,2$$

$$S_a = 2,48 * 0,4 * 1,2 = 1,19$$

Por lo tanto, para calcular las cargas sísmicas equivalentes, aplicando los datos anteriormente obtenidos en la fórmula de la cortante basal, se obtiene:

$$V = \frac{I * S_a (T_a)}{R * \phi_p * \phi_\varepsilon} * W$$

$$V = \frac{(1)(1,19)}{(3)(1)(1)} * W$$

$$V = 0,397 W$$

Es decir, la cortante basal se compone del 39,7% de la carga muerta de la estructura.

$$w = 247,34 T$$

$$V = 0,397 (247,34 T) = 98,19 T$$

Habiendo obtenido el valor total de la cortante basal, se obtiene la asignación de la cortante por piso y para cada pórtico.

Debido a que el sistema constructivo Steel Framing no contempla pórticos preestablecidos, no se calcula la distribución de la cortante basal por pórticos.

### 3.7. Análisis constructivo

Para el análisis constructivo de la estructura, se procederá a realizar los análisis de precios unitarios, mismos que se basan en los rubros de construcción. Con los análisis de precios unitarios se pueden obtener tanto el presupuesto referencial como el tiempo de construcción para la obra negra.

#### 3.7.1. Presupuesto referencial

A continuación, en la tabla 9, se visualiza el presupuesto referencial para la obra negra basado en los análisis de precios unitarios.

**Tabla 9**

*Tabla de presupuesto referencial en steel framing*

No.	Rubro / Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio global
<b>CAP.1 TRABAJOS PRELIMINARES</b>					
1.1	Limpieza y desbroce	m <sup>2</sup>	318,18	1,31	416,82
1.2	Replanteo y nivelación	m <sup>2</sup>	318,18	1,68	534,54
<b>CAP.2 MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>					
2.1	Excavación con maquinaria	m <sup>3</sup>	47,73	3,70	176,60
2.2	Desalojo	m <sup>3</sup>	47,73	10,63	507,37
2.3	Tendido y compactado	m <sup>2</sup>	318,18	18,77	5.972,24
<b>CAP.3 HORMIGONES</b>					
3.1	Replanteo	m <sup>3</sup>	15,91	105,92	1.685,19
3.2	Hormigón para losetas	m <sup>3</sup>	114,55	160,04	18.332,58
3.3	Hormigón losa cimentación f'c 210	m <sup>3</sup>	47,73	118,66	5.663,64
<b>CAP.4 ELEMENTOS ESTRUCTURALES</b>					
4.1	Anclaje de conector y varilla roscada	u	50,00	1,89	94,50
4.2	Acero conformado en frío	kg	13.592,00	2,89	39.280,88
4.3	Placa colaborante	u	163,00	58,37	9.514,31
<b>CAP.5 ACERO DE REFUERZO</b>					
5.1	Acero de refuerzo	kg	1.146,66	1,54	1.765,86
5.2	Malla electrosoldada 15x15x8	m <sup>2</sup>	318,18	13,64	4.339,98
<b>TOTAL:</b>					<b>88.284,51</b>



Adicionalmente, se calcula el costo por metro cuadrado:

$$\frac{P}{m^2} = \frac{88284,51 \text{ USD}}{1272,7 \text{ m}^2} = 69,37 \text{ USD/m}^2$$

### 3.7.2. Tiempos de construcción

Para establecer el tiempo referencial de construcción, fundamentándose en los rubros anteriormente calculados se usan los rendimientos por rubro, para calcular el tiempo que toma el efectuar cada actividad. La tabla 10 contiene los tiempos estimados para cada actividad.

**Tabla 10**

*Tabla de tiempos de construcción en steel framing*

No.	Rubro / Descripción	Unidad	Cantidad	Rendimiento	Duración en días
<b>CAP.1 TRABAJOS PRELIMINARES</b>					
1.1	Limpieza y desbroce	m <sup>2</sup>	318,18	0,0025	0,80
1.2	Replanteo y nivelación	m <sup>2</sup>	318,18	0,0100	3,18
<b>CAP.2 MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>					
2.1	Excavación con maquinaria	m <sup>3</sup>	47,73	0,1000	4,77
2.2	Desalojo	m <sup>3</sup>	47,73	0,0100	0,48
2.3	Tendido y compactado	m <sup>2</sup>	318,18	0,0025	0,80
<b>CAP.3 HORMIGONES</b>					
3.1	Replanteo	m <sup>3</sup>	15,91	0,0250	0,40
3.2	Hormigón para losetas	m <sup>3</sup>	17,18	0,3300	5,67
3.3	Hormigón losa cimentación f'c 210	m <sup>3</sup>	47,73	0,3300	15,75
<b>CAP.4 ELEMENTOS ESTRUCTURALES</b>					
4.1	Anclaje de conector y varilla roscada	u	50,00	0,0200	1,00
4.2	Acero conformado en frío	kg	27.592,00	0,0020	55,18
4.3	Placa colaborante	u	163,29	0,0200	3,27
<b>CAP.5 ACERO DE REFUERZO</b>					
5.1	Acero de refuerzo	kg	1.146,66	0,0020	2,29
5.2	Malla electrosoldada 15x15x8	m <sup>2</sup>	47,73	0,0120	0,57
<b>TOTAL:</b>					<b>94,16</b>

Por lo tanto, se estiman 94 días, 1 hora y 30 minutos para realizar la obra negra de la estructura.

## CAPÍTULO IV

### ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO

#### 4.1. Introducción

Para el presente capítulo se parte de un diseño arquitectónico adecuado del obtenido para steel framing, para la adecuación del mismo se plantearán seis hipótesis de diseño como se muestra en la tabla 11.

**Tabla 11**

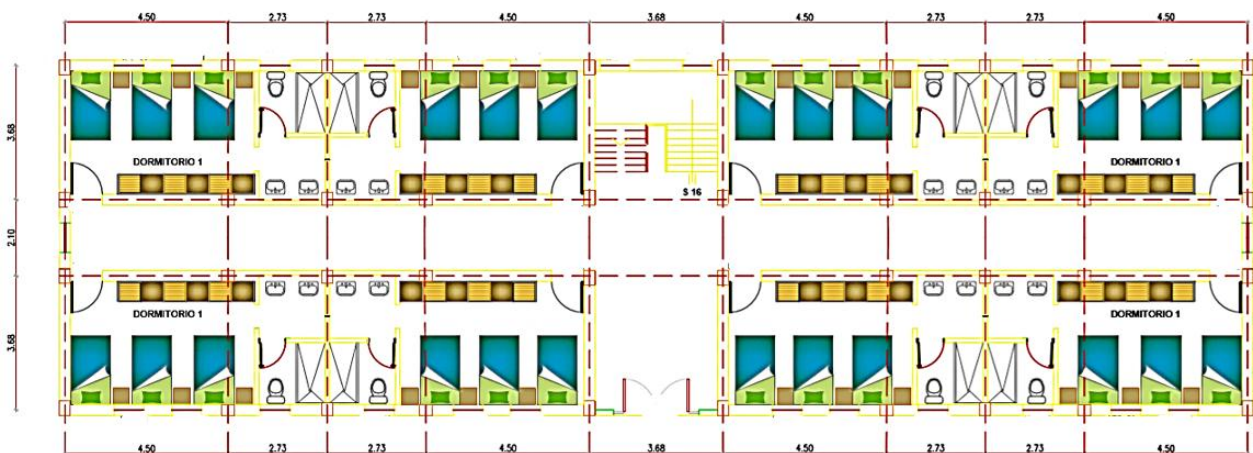
*Tabla Hipótesis de diseño para adecuación a hormigón armado*

HIPÓTESIS DE DISEÑO PARA ADECUACIÓN A HORMIGÓN ARMADO		
1.- Luces de menor dimensión	2.- Cantidad alta de columnas	3.- Mayor número de ejes
Luz máxima: 4.50 m.	Cantidad de columnas: 40	Ejes en sentido vertical: 10 Ejes en sentido horizontal: 4
4.- Diseño optimizado	5.- Losa alivianada bidireccional	6.- Paredes de mampostería
Vigas y columnas con secciones optimizadas	Altura calculada: 20cm	Paredes de uso tradicional.

El planteamiento de las seis hipótesis de diseño corresponde al conocimiento empírico de las estructuras de hormigón armado. En las estructuras diseñadas con este sistema constructivo es natural que las luces tengan menos dimensión que en las estructuras diseñadas con acero estructural, esto conlleva a la existencia de una mayor cantidad de columnas y una mayor cantidad de ejes. También se propone que el diseño de optimice a través de la optimización de las secciones de columnas y vigas, y se establece el uso de una losa alivianada bidireccional y paredes de mampostería, frecuentemente utilizados en los diseños en hormigón armado.

## 4.2. Descripción arquitectónica

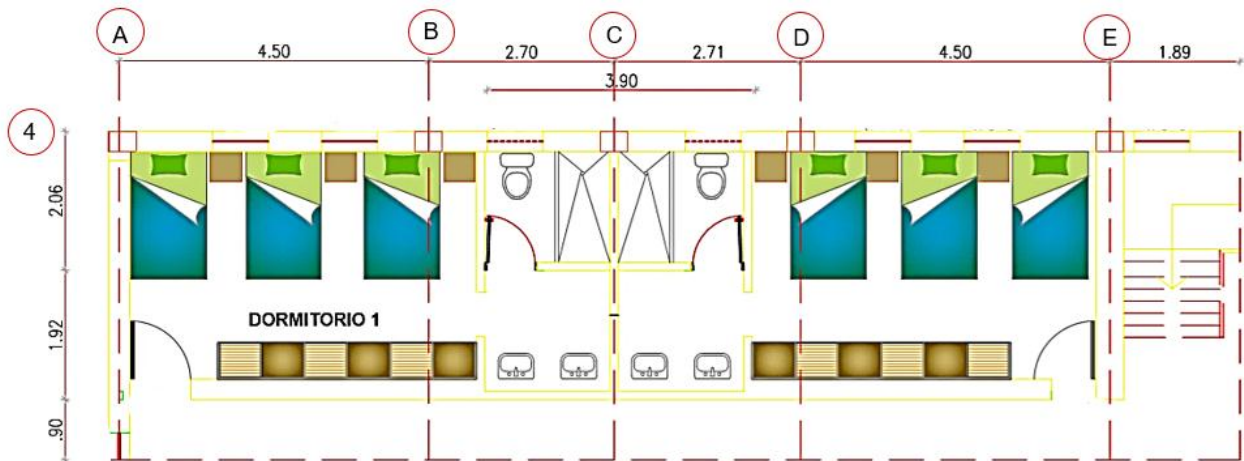
Para el diseño en hormigón armado de la estructura propuesta, habiendo realizado las adecuaciones en el plano arquitectónico para steel framing, mediante el análisis estructural y la optimización de la estructura se pudo concluir en una planta arquitectónica definitiva, conservando las características fundamentales de simetría en los ejes horizontal y vertical, y manteniendo la planta arquitectónica en cada uno de los pisos de la estructura.



**Figura 19.** Configuración arquitectónica definitiva para hormigón armado

La configuración presentada en la figura 19 permite observar la principal característica del edificio a diseñar: simetría en ejes vertical y horizontal. Esta simetría facilita el diseño estructural puesto que, tras los resultados de la modelación estructural, se tendrá una menor cantidad de elementos a diseñar por la repetición de elementos con las mismas solicitaciones y la misma geometría.

En virtud de la simetría, se contempla en la figura 20 la configuración arquitectónica simplificada para hormigón armado.



**Figura 20.** Configuración arquitectónica simplificada para hormigón armado

Las características del diseño arquitectónico mostrado, en base a las hipótesis de adecuación, son:

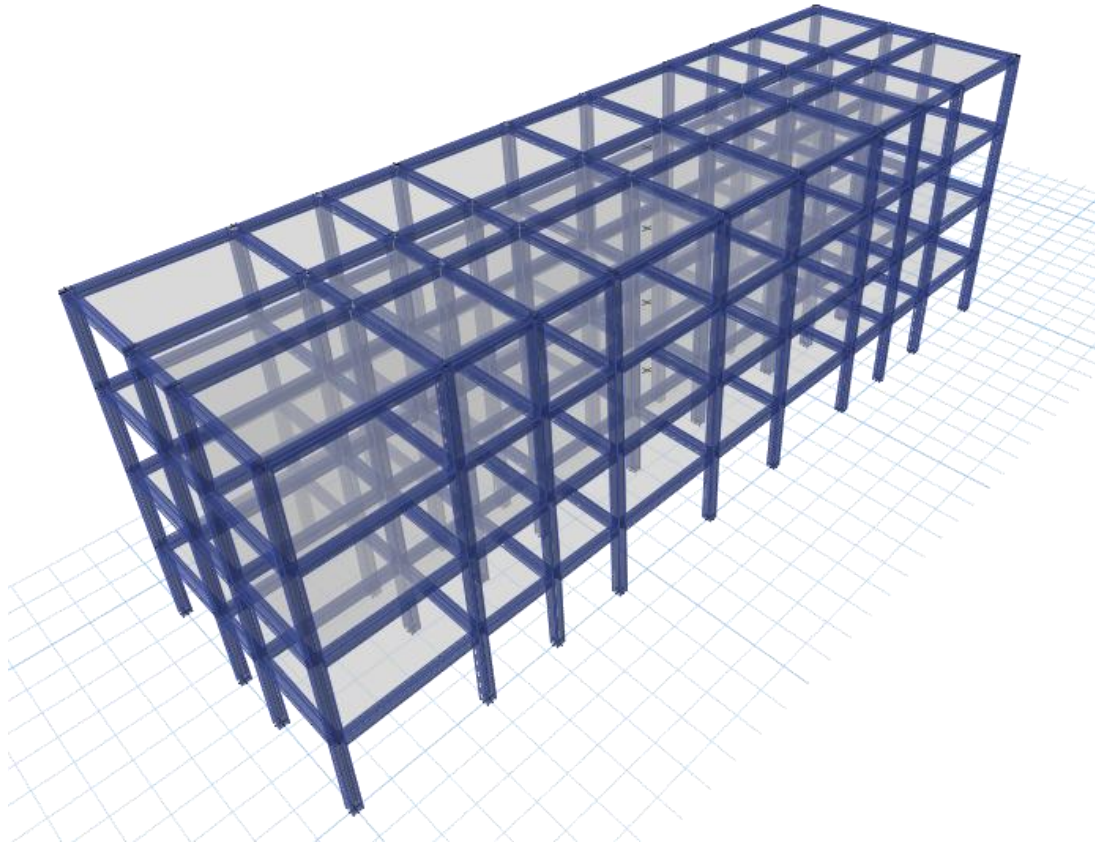
- Luces no mayores de 4.50 metros.
- Diez ejes en sentido vertical y cuatro ejes en sentido horizontal.
- Cuarenta columnas continuas en los cuatro pisos.

Además, mientras en el Steel framing no se utiliza la tradicional mampostería de bloque, en el hormigón armado y la estructura metálica todavía se mantiene una predominancia de este proceso constructivo, que resulta menos conveniente debido al aumento del peso de las paredes y a la reducción de espacios.

Para el presente caso de estudio, se determinó que el área de un dormitorio considerando el grosor de paredes de mampostería es de 17,17 m<sup>2</sup>, mientras que considerando el grosor de paredes livianas típicas del sistema steel framing el área resultante es de 19,4 m<sup>2</sup>. Esto significa que el área útil por dormitorio es mayor mediante el uso de paredes livianas que mediante el uso de la pared tradicional.

### 4.3. Análisis geométrico

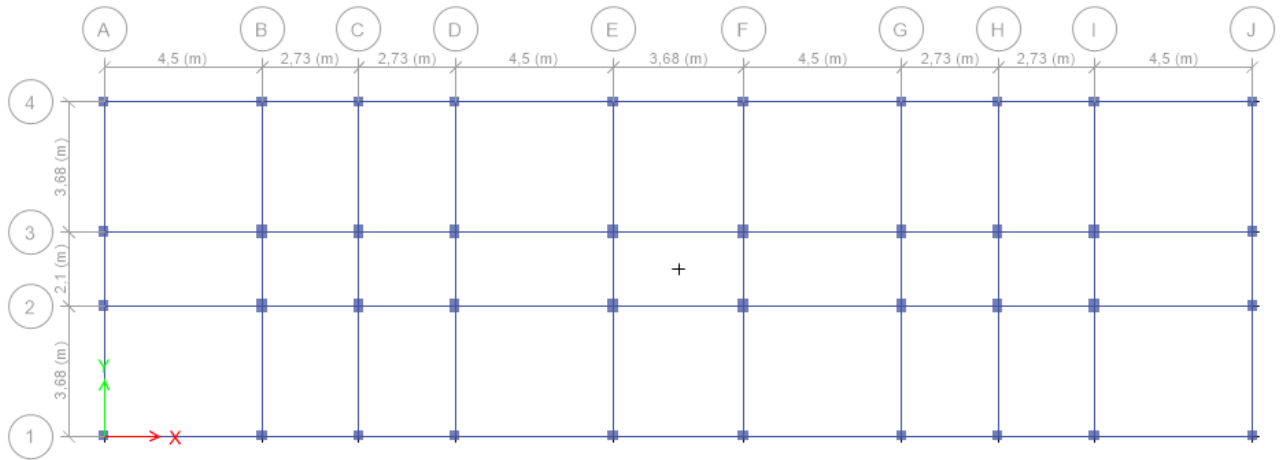
#### 4.3.1. Geometría general



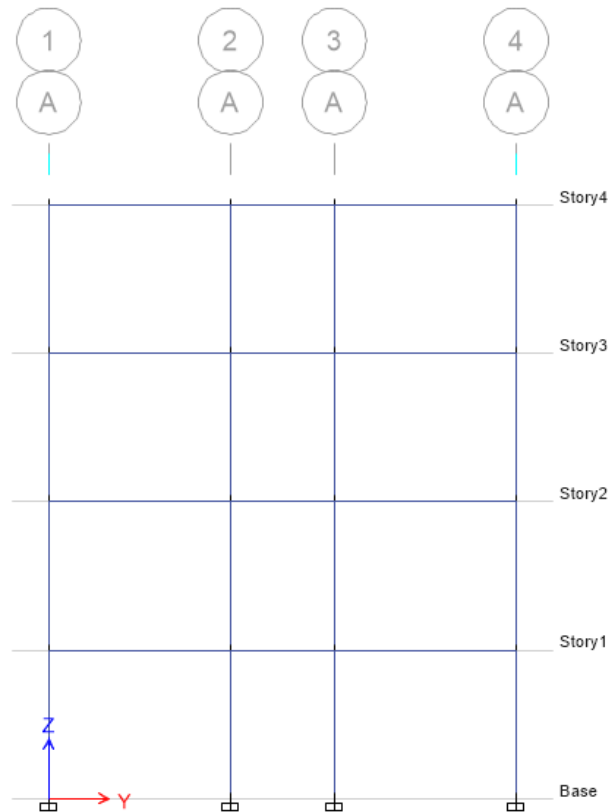
**Figura 21.** Vista en 3D para hormigón armado

La figura 21 muestra la vista en 3D del diseño resultante para hormigón armado mediante el análisis computacional, mismo que contempla las consideraciones anteriormente mencionadas. En la vista en 3D se puede observar la disposición de las vigas para los ejes transversal y longitudinal, así como se corrobora la cantidad de columnas del sistema.

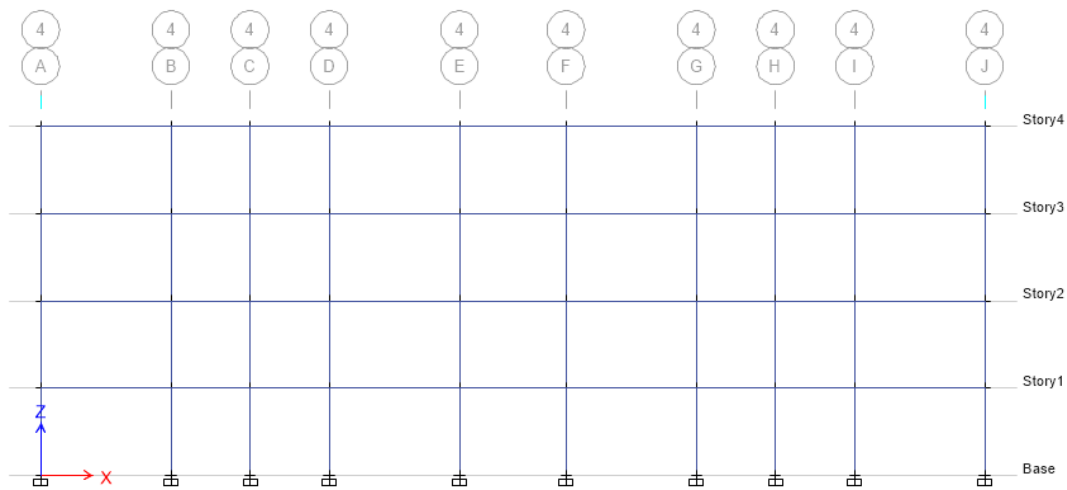
Las figuras 22, 23 y 24 muestran las vistas en planta y en elevación de la estructura adecuada en hormigón armado, donde se muestran las separaciones entre vigas y columnas, así como se visualiza la altura de entrepiso de 3 metros.



**Figura 22.** Vista en planta para hormigón armado



**Figura 23.** Vista en elevación de pórtico en sentido Y para hormigón armado



**Figura 24.** Vista en elevación de pórtico en sentido X para hormigón armado

#### 4.3.2. Materiales

Resistencia a la compresión del hormigón:  $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$

Límite de fluencia del acero:  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad del hormigón:  $E=2486000 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo del suelo  $\sigma_s= 10 \text{ t/m}^2$

Losa bidireccional alivianada

#### 4.4. Análisis de cargas

##### 4.4.1. Cargas verticales

Para la determinación de las cargas verticales que se aplicarán a la estructura, diferenciaremos las cargas por peso propio (elementos estructurales) de las cargas aplicadas:

Cargas por peso propio:

- Columnas.
- Vigas.
- Losa alivianada bidireccional.

Cargas aplicadas:

- Carga viva.
- Carga no estructural.

#### 4.4.1.1.Carga viva

En virtud de lo establecido en la NEC (MIDUVI, 2015a), las cargas vivas a considerar son:

- 200 kg/m<sup>2</sup> para losas de entrepiso.
- 70 kg/m<sup>2</sup> para la cubierta.

#### 4.4.1.2.Carga no estructural

Se entenderá como carga no estructural a la carga proveniente de paredes y acabados, utilizando el valor de 210 kg/m<sup>2</sup>, en base a las recomendaciones de Páez (2014) que sugieren al uso de la carga para paredes y acabados según la tabla 12 presentada a continuación.

**Tabla 12**

*Tabla de pesos de paredes y acabados*

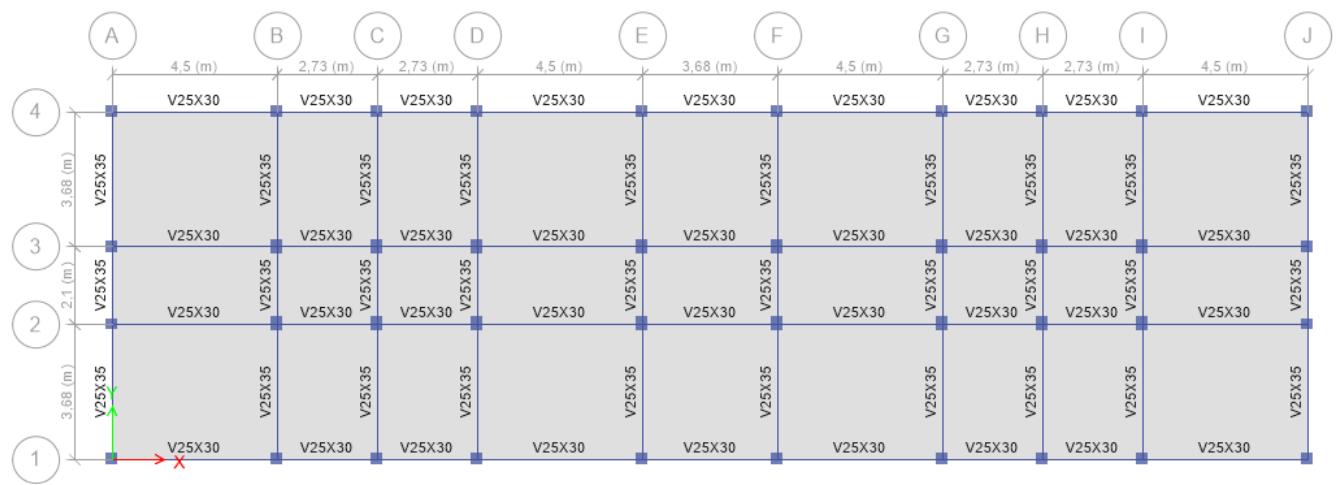
<b>Tabiques y paredes de mampostería</b>			
	<b>Espesor (cm)</b>	<b>Peso por m<sup>2</sup> kg/m<sup>2</sup> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	
		<b>Sin enlucido</b>	<b>Con enlucido</b>
<b>Bloques de hormigón</b>	10	150 (1,5)	210 (2,1)
	15	210 (2,1)	270 (2,7)
	20	270 (2,7)	330 (3,3)

Fuente: (COVENIN, 2002)



#### 4.5. Modelamiento computacional

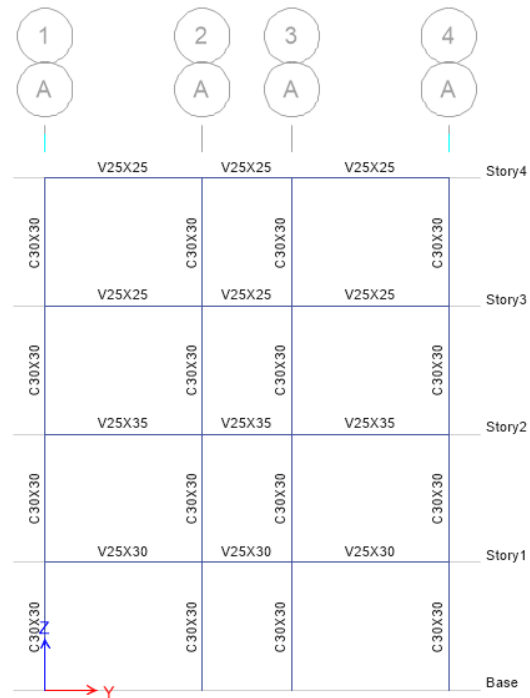
Para realizar el diseño de la estructura en hormigón armado se establece la modelación computacional en el programa ETABS para obtener el modelo estructural más óptimo que cumpla con los parámetros de diseño, obteniendo como resultado las secciones mostradas en las vistas presentadas en las figuras 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31 y 32.



**Figura 25.** Vista de secciones en planta pisos 1 y 2, para hormigón armado



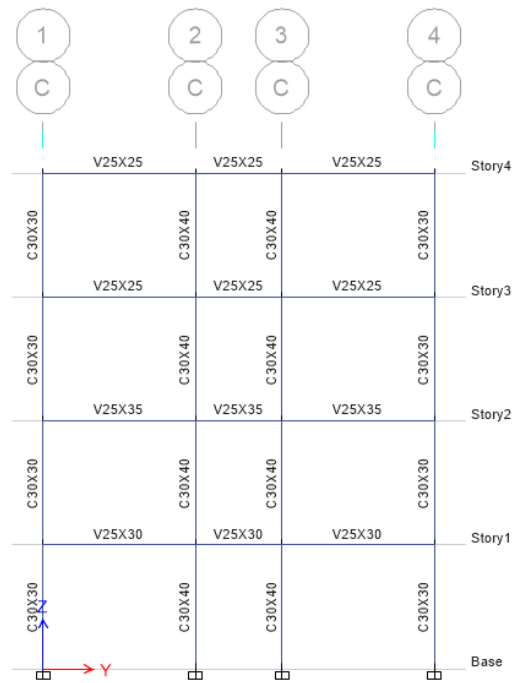
**Figura 26.** Vista de secciones en planta pisos 3 y 4, para hormigón armado



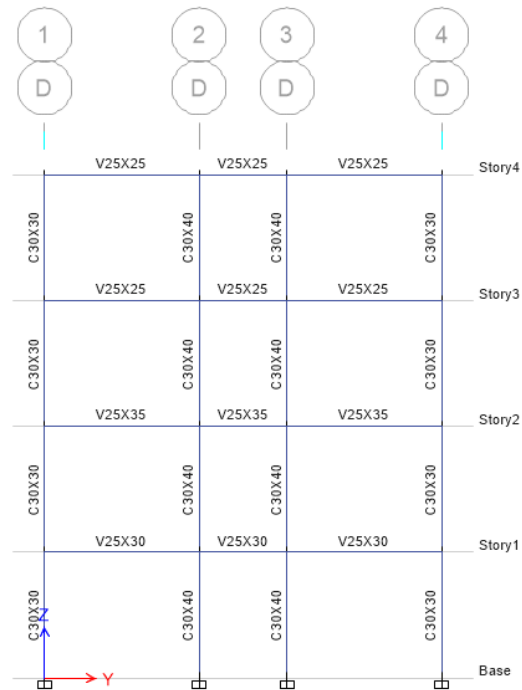
**Figura 27.** Vista de secciones en elevación pórticos A y J, para hormigón armado



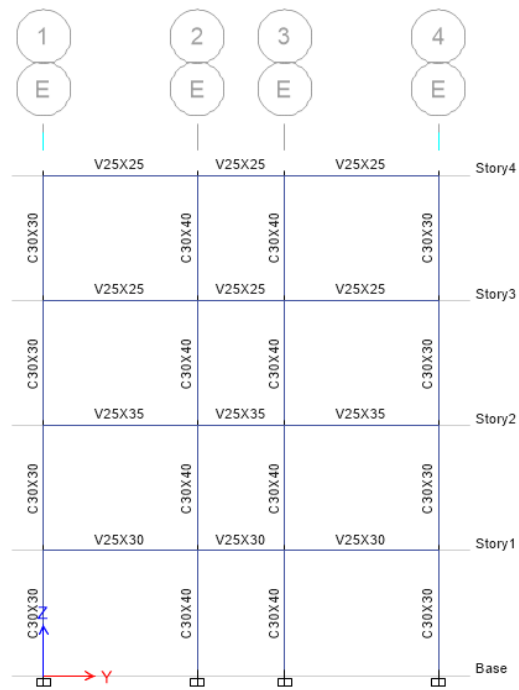
**Figura 28.** Vista de secciones en elevación pórticos B e I, para hormigón armado



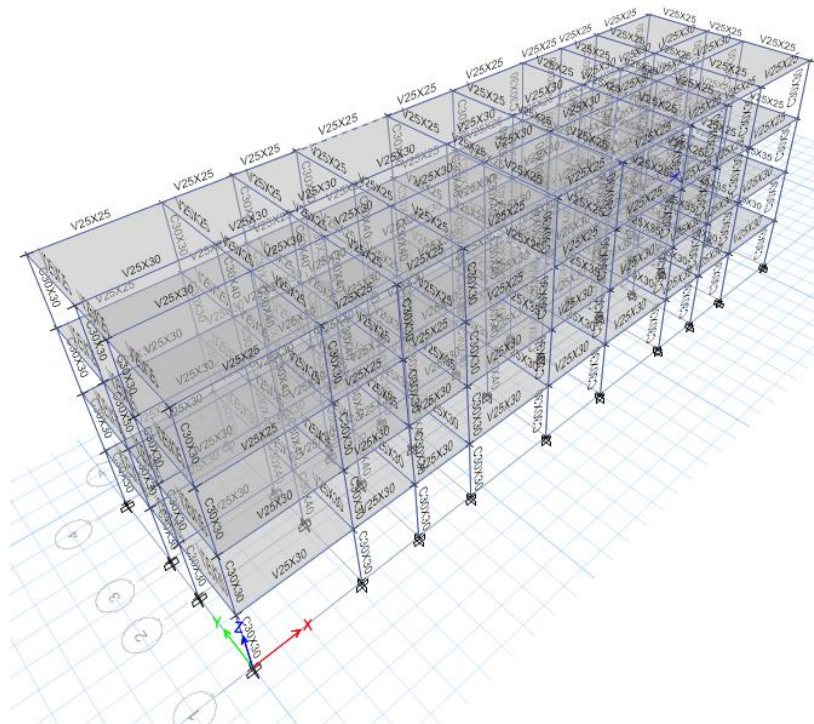
**Figura 29.** Vista de secciones en elevación pórticos C e H, para hormigón armado



**Figura 30.** Vista de secciones en elevación pórticos D y G, para hormigón armado



**Figura 31.** Vista de secciones en elevación pórticos E y F, para hormigón armado



**Figura 32.** Vista 3D de secciones, para hormigón armado

Para evidenciar la optimización de secciones, en la tabla 13 se muestra el resumen de las secciones de vigas según el piso.

**Tabla 13**

*Tabla resumen de secciones de vigas para hormigón armado.*

Piso	Elemento	Sección (cm2)	Cantidad
1	Vigas	V 25X30	28
		V 25X35	30
2	Vigas	V 25X30	28
		V 25X35	30
3	Vigas	V 25X25	28
		V 25X25	30
4	Vigas	V 25X25	28
		V 25X25	30

Los colores visualizados en la tabla muestran los elementos que tienen la misma configuración geométrica y la misma posición. Se evidencia la optimización de las secciones por cada dos pisos, es decir que los primeros dos pisos tienen una misma configuración en planta que los dos pisos superiores. El color rojo corresponde a las vigas dispuestas en el eje longitudinal en los pisos 1 y 2, el color azul corresponde a las vigas dispuestas en el sentido transversal de los pisos 1 y 2, destaca que en el sentido transversas las vigas requieren de mayor sección que en el sentido longitudinal. Los dos primeros pisos se diferencian de los siguientes, donde las dimensiones de las vigas son las mínimas requeridas, el color naranja muestra a las vigas en el sentido longitudinal y el color celeste a las vigas en el sentido transversal.

**Tabla 14**

*Tabla resumen de secciones de columnas y losas.*

Elemento	Sección (mm <sup>2</sup> )	Cantidad	Longitud total (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Volumen Total (m <sup>3</sup> )
Columnas exteriores	C 30X30	24	288	0,09	25,92
Columnas interiores	C 30X40	16	192	0,12	23,04
Losa	Alivianada bidireccional h=20 cm.			<b>Total:</b>	48,96

La tabla 14 muestra las secciones de las columnas y de la losa que se obtienen mediante el modelo computacional iterativo. Se destaca que las columnas exteriores tienen una menor sección que las columnas interiores, debido a que soportan menos carga, además las columnas rectangulares se orientan con la dimensión más grande en el sentido corto de la estructura, es decir en sentido vertical, como se pudo visualizar en las figuras 25 y 26 presentadas anteriormente.

**Tabla 15**

*Tabla resumen de secciones y armado de zapatas.*

Columna	Semejantes	Dimensión cuadrada (m)	Altura (m)	Acero de refuerzo	Separación (m)	Longitud acero (m)	Peso del acero (kg)	Peso total del acero (kg)
A1	A4, J1, J4	1,20	0,30	1φ10mm	0,25	12	7,404	29,616
A2	A3, J2, J3	1,40	0,30	1φ10mm	0,25	16,8	10,3656	41,4624
B1	B4, I1, I4	1,50	0,30	1φ10mm	0,25	18	11,106	44,424
B2	B3, I2, I3	1,80	0,40	1φ10mm	0,20	32,4	19,9908	79,9632
C1	C4, H1, H4	1,25	0,30	1φ10mm	0,25	12,5	7,7125	30,85
C2	C3, H2, H3	1,60	0,30	1φ12mm	0,20	25,6	22,7328	90,9312
D1	D4, G1, G4	1,40	0,30	1φ10mm	0,25	16,8	10,3656	41,4624
D2	D3, G2, G3	1,75	0,40	1φ10mm	0,20	31,5	19,4355	77,742
E1	E4, F1, F4	1,50	0,30	1φ12mm	0,20	24	21,312	85,248
E2	E3, F2, F3	1,85	0,40	1φ10mm	0,20	37	22,829	91,316
<b>TOTAL:</b>								<b>613,02</b>

En la tabla 15 se puede visualizar las secciones cuadradas de las zapatas que se requerirán para el diseño en hormigón armado, además se muestra el cálculo del acero de refuerzo necesario para cada zapata, calculado a partir de las fórmulas de cálculo de área, excentricidad y los chequeos de cortante unidireccional, cortante bidireccional y flexión.

## **4.6. Análisis y diseño estructural**

### **4.6.1. Combinaciones de carga**

Se contemplaron las combinaciones de carga establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (MIDUVI, 2015b):

- 1,4 D.
- 1,2 D + 1,6 L + 0,5 max (Lr o S o R).
- 1,2 D + 1,6 max (Lr o S o R) + max (L o 0,5 W).
- 1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 max (Lr o S o R).
- 1,2 D + 1,0 E + L + 0,2 S.
- 0,9 D + 1,0 W.
- 0,9 D + 1,0 E.

### **4.6.2. Diseño estructural**

#### **4.6.2.1. Predimensionamiento de losa**

Para realizar el predimensionamiento de la losa bidireccional, inicialmente se calcula la altura de la losa bidireccional maciza mediante la siguiente fórmula:

$$h_{min} = \ln \left( \frac{800 + 0,0712 f_y}{36000} \right)$$

Siendo  $l_n$  la distancia del vano de mayor longitud, y  $f_y$  el límite de fluencia del acero de las varillas. Reemplazando las fórmulas se obtiene:

$$h_{min} = \frac{4,5m \left[ 800 + 0,0712 \left( \frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \right) \right]}{36000}$$

$$h_{min} = 14 \text{ cm}$$

Habiendo obtenido la altura mínima de una losa bidireccional maciza, es necesario obtener la altura mínima para la losa bidireccional alivianada a través de la tabla 16.

**Tabla 16**

*Tabla de equivalencia entre losa bidireccional maciza y alivianada*

h min Maciza (cm)	h min Alivianada (cm)
≤14,5	20
14,51 – 18,06	25
18,07 – 21,54	30
21,55 – 24,96	35

Por lo tanto, la altura de la losa alivianada es de 20 cm.

#### 4.6.2.2. Determinación de pesos propios

Para la losa bidireccional alivianada, los pesos calculados son los siguientes:

$$Pp_{loseta} = 1m * 1m * 0,05m * 2,4 \frac{T}{m^2} = 0,12 \frac{T}{m^2}$$

$$Pp_{nervios} = 3,6 * 0,1m * 0,15m * 2,4 \frac{T}{m^2} = 0,13 \frac{T}{m^2}$$

$$Pp_{aliviamomento} = 1 \frac{T}{m^3} * 0,20m * 0,40m * 0,15m * 8 \frac{u}{m^2} = 0,096 \frac{T}{m^2}$$



$$Pp \text{ Losa} = 0,346 \frac{T}{m^2}$$

Para el cálculo inicial, se parte de la asunción de los pesos propios de las paredes, vigas, acabados y columnas, de la siguiente forma:

$$Pp \text{ paredes} = 0,15 \frac{T}{m^2}$$

$$Pp \text{ vigas} = 0,2 \left( 0,346 \frac{T}{m^2} \right) = 0,0692 \frac{T}{m^2}$$

$$Pp \text{ acabados} = 0,12 \frac{T}{m^2}$$

$$Pp \text{ columnas} = 0,1 \frac{T}{m^2}$$

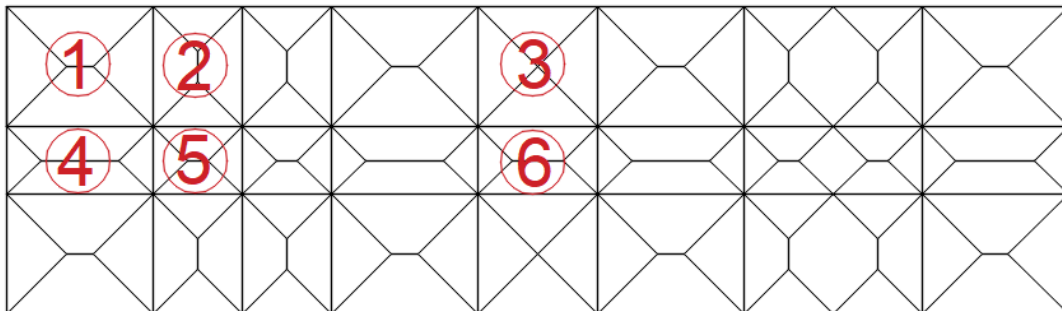
Por lo tanto, la carga muerta que recae sobre las vigas es de 0,685 T/m<sup>2</sup>, cuya mayoración es la siguiente:

$$W = 1,2CM + 1,6 CV$$

$$W = 1,2 \left( 0,685 \frac{T}{m^2} \right) + 1,6 \left( 0,2 \frac{T}{m^2} \right)$$

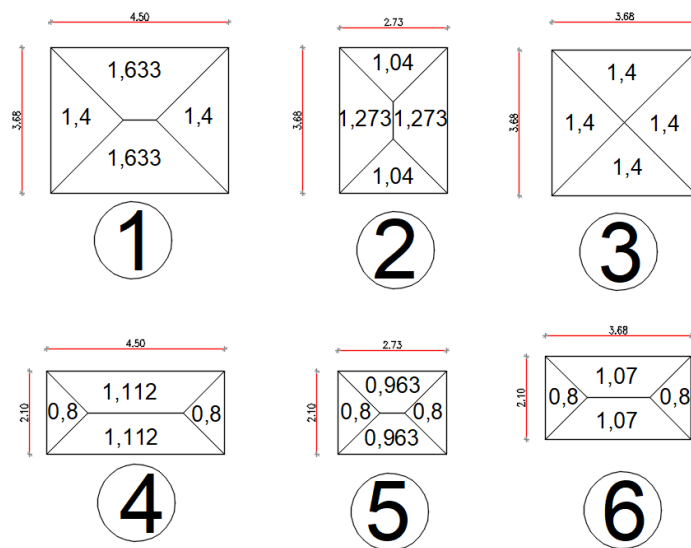
$$W = 1,142 \frac{T}{m^2}$$

#### 4.6.2.3. Distribución de cargas



**Figura 33.** Diagrama de distribución de cargas

El diagrama de distribución de cargas presentado en la figura 33, debido a la simetría de la planta arquitectónica, permite reducir los tipos de distribuciones en seis casos, que se presentan en la figura 34, donde se pueden observar los factores de distribución de cargas para las dimensiones correspondientes.



**Figura 34.** Casos de distribución de cargas

La distribución de cargas permite obtener las cargas que recaen sobre las vigas, para posteriormente, mediante las fórmulas del ACI presentadas en la tabla 17, estimar los momentos que soportan las vigas.

**Tabla 17**

*Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas.*

Momento	Localización	Condición	$M_u$
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	$w_u \ell_n^2 / 14$
		El extremo discontinuo no está restringido	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Vanos interiores	Todos	$w_u \ell_n^2 / 16$
Negativo <sup>(a)</sup>	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros construidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	$w_u \ell_n^2 / 24$
		Miembros construidos monolíticamente con columna como apoyo	$w_u \ell_n^2 / 16$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 9$
		Más de dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 10$
	Las demás caras de apoyos	Todas	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan de 3 m b) Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano	$w_u \ell_n^2 / 12$

Fuente: (ACI Committee & International Organization for Standardization, 2008)

En las tablas 18, 19, 20, 21, 22 y 23 presentadas a continuación se muestran los momentos aplicados, recalcando que, debido a la simetría de la configuración arquitectónica, se requiere calcular los momentos solo hasta la mitad del vano.

**Tabla 18***Tabla de momentos, ejes 1 y 4*

<b>Fórmula ACI</b>	<b>Valor en T-m</b>
wl2/16	2,067
wl2/14	2,362
wl2/10	2,134
wl2/16	0,484
wl2/10	0,775
wl2/16	0,484
wl2/10	2,134
wl2/16	2,067
wl2/10	2,732
wl2/16	1,185

**Tabla 19***Tabla de momentos, ejes 2 y 3*

<b>Fórmula ACI del momento</b>	<b>Valor en T-m</b>
wl2/16	3,474
wl2/14	3,970
wl2/10	3,587
wl2/16	0,933
wl2/10	1,493
wl2/16	0,933
wl2/10	3,587
wl2/16	3,474
wl2/10	4,592
wl2/16	2,091

**Tabla 20***Tabla de momentos, ejes A y J*

<b>Fórmula ACI del momento</b>	<b>Valor en T-m</b>
wl2/16	1,185
wl2/14	1,354
wl2/10	1,169
wl2/16	0,221
wl2/10	1,169
wl2/14	1,354
wl2/16	1,185

**Tabla 21***Tabla de momentos, ejes B, D, G e I*

<b>Fórmula ACI del momento</b>	<b>Valor en T-m</b>
wl2/16	2,262
wl2/14	2,586
wl2/10	2,233
wl2/16	0,441
wl2/10	2,233
wl2/14	2,586
wl2/16	2,262

**Tabla 22***Tabla de momentos, ejes C y H*

<b>Fórmula ACI del momento</b>	<b>Valor en T-m</b>
wl2/16	2,155
wl2/14	2,463
wl2/10	2,126
wl2/16	0,441
wl2/10	2,126
wl2/14	2,463
wl2/16	2,155

**Tabla 23***Tabla de momentos, ejes E y F*

<b>Fórmula ACI del momento</b>	<b>Valor en T-m</b>
wl2/16	2,370
wl2/14	2,708
wl2/10	2,339
wl2/16	0,441
wl2/10	2,339
wl2/14	2,708
wl2/16	2,370

#### **4.6.2.4. Dimensiones mínimas para vigas**

De lo anteriormente expuesto, con la obtención de los momentos máximos en las vigas, se procede a calcular las dimensiones mínimas que deben tener las vigas para cumplir con las sollicitaciones de cargas.

$$Mr = \frac{Mu}{0,9}$$

$$d = \sqrt{\frac{Mr \times 1,3}{Ru \times b}}$$

$$h = d + 2,5$$

Se considera dentro de las fórmulas la adhesión de 2,5 cm debido al recubrimiento, mismo que se encuentra normado.

Aplicando las fórmulas mostradas, los momentos máximos obtenidos anteriormente y considerando que el valor de  $Ru$  es de 519 T/m<sup>2</sup> según la tabla 21 del ACI Committee & International Organization for Standardization (2008), se obtienen como valores mínimos a los presentados en la tabla 24.

**Tabla 24**

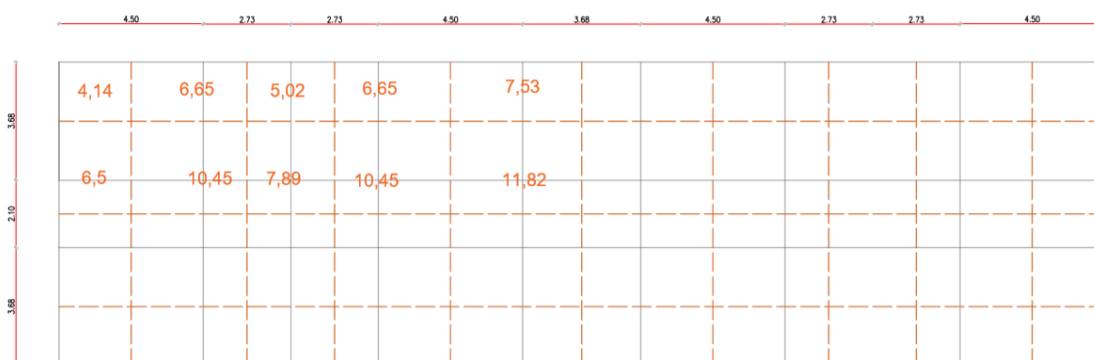
*Tabla de secciones mínimas de vigas en hormigón armado*

Ejes	Mu (T-m)	Mr (T-m)	b inicial (cm)	d(cm)	h (cm)	b min	h min
Ejes 1 y 4	2,73	3,03	25	16,84	19,34	25	25
Ejes 2 y 3	4,59	5,10	25	21,84	24,34	25	30
Ejes A y J	1,354	1,50	25	11,86	14,36	25	25
Ejes B, D, G e I	2,586	2,87	25	16,39	18,89	25	25
Ejes C y H	2,463	2,74	25	16,00	18,50	25	25
Ejes E y F	2,708	3,01	25	16,78	19,28	25	25

Lo que permite concluir que, para las solicitaciones expuestas, las dimensiones mínimas para todas las vigas de hormigón armado son de 25 cm de base y altura.

#### 4.6.2.5. Áreas cooperantes

Para obtener las dimensiones mínimas de las columnas, se requiere conocer las solicitaciones de carga que reciben, para lo cual se analizan las áreas cooperantes correspondientes a cada columna, como se muestran en la figura 35.



**Figura 35.** Áreas cooperantes para sistema en hormigón armado

Los valores mostrados se pueden extrapolar a las áreas que no muestran valor, debido a la simetría en ambos ejes de la configuración en planta.

#### 4.6.2.6. Dimensiones mínimas para columnas

Habiendo obtenido los valores de las áreas cooperantes, se puede calcular el peso que soporta cada columna y mediante la fórmula del área de concreto de la columna se puede determinar la sección mínima. Para el cálculo se han considerado las columnas esquineras, laterales y centrales con mayor área cooperante, como se muestra en la tabla 25.



**Tabla 25**

*Tabla de secciones mínimas de columnas en hormigón armado.*

Columnas representativas	Área cooperante	Peso por piso	Peso total	Ag=20P	Lado de la sección cuadrada	Sección mínima
c1	4,14	4,08	16,31	326,23	18,06	30/30
c2	7,89	7,77	31,09	621,73	24,93	30/30
c3	10,45	10,29	41,17	823,46	28,70	30/30
c4	11,82	11,64	46,57	931,42	30,52	30/30

#### 4.6.2.7. Inercias agrietadas

Es necesario para la iteración del modelo estructural, considerar los factores de reducción de inercia para las vigas y columnas de hormigón armado:

- 0,8  $I_g$  para columnas.
- 0,5  $I_g$  para vigas.

#### 4.6.3. Análisis estático equivalente

Aplicando las fórmulas establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (MIDUVI, 2015a) y colocando los valores referentes a la ciudad de Quito con un suelo tipo C, se obtiene lo siguiente:

$$T_a = C_t * h_n^\alpha$$

$$C_t = 0,055, \quad h_n = 12, \quad \alpha = 0,9$$

$$T_a = 0,055 (12)^{0,9} = 0,51$$

$$T_o = 0,1 F_s * \frac{F_a}{F_d}$$

$$F_s = 1,28$$

$$F_d = 1,19$$

$$F_a = 1,2$$

$$T_o = (0,1) * (1,28) * \left(\frac{1,19}{1,2}\right) = 0,127$$

$$T_c = 0,55 F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0,55 (1,28) * \left(\frac{1,19}{1,2}\right) = 0,698$$

$$T_o < T_a < T_c$$

$$0,127 < 0,51 < 0,698$$

$$S_a = n z F_a$$

$$n = 2,48, \quad z = 0,4, \quad F_a = 1,2$$

$$S_a = 2,48 * 0,4 * 1,2 = 1,19$$

Por lo tanto, para calcular las cargas sísmicas equivalentes, aplicando los datos anteriormente obtenidos en la fórmula de la cortante basal, se obtiene:

$$V = \frac{I * S_a (T_a)}{R * \phi_p * \phi_\varepsilon} * W$$

$$V = \frac{(1)(1,19)}{(5)(1)(1)} * W$$

$$V = 0,2384 W$$

Es decir, la cortante basal se compone del 23,84% de la carga muerta de la estructura.

$$w = 900,19 T$$

$$V = 0,2384 (900,19 T) = 214,61 T$$

Habiendo obtenido el valor total de la cortante basal, se obtiene la asignación de la cortante por piso y para cada pórtico, como se muestran en las tablas 26 y 27.

**Tabla 26***Cálculo de fuerzas laterales por piso*

Piso	hi (m)	wi (T)	wi x hi (T-m)	Fi/piso (T)
1	3	269,42	808,26	16,0574
2	6	269,42	1616,52	32,1148
3	9	269,42	2424,78	48,1722
4	12	269,42	3233,04	64,2296

**Tabla 27***Cálculo de fuerzas laterales por pórtico*

Piso	Fi/Piso (T)	Dirección	Pórtico	Fi/Pórtico
1	16,0574	X	1 y 4	3,123
			2 y 3	4,906
		Y	A y J	1,108
			B, D, G e I	1,781
			C y H	1,345
			E y F	2,015
2	32,1148	X	1 y 4	6,246
			2 y 3	9,811
		Y	A y J	2,216
			B, D, G e I	3,562
			C y H	2,689
			E y F	4,029
3	48,1722	X	1 y 4	9,369
			2 y 3	14,717
		Y	A y J	3,324
			B, D, G e I	5,342
			C y H	4,034
			E y F	6,044
4	64,2296	X	1 y 4	12,493
			2 y 3	19,622
		Y	A y J	4,432
			B, D, G e I	7,123
			C y H	5,379
			E y F	8,058

## 4.7. Análisis constructivo

Para el análisis constructivo de la estructura, se procederá a realizar los análisis de precios unitarios, mismos que se basan en los rubros de construcción. Con los análisis de precios unitarios se pueden obtener tanto el presupuesto referencial como el tiempo de construcción para la obra negra.

### 4.7.1. Presupuesto referencial

A continuación, en la tabla 28, se visualiza el presupuesto referencial para la obra negra basado en los análisis de precios unitarios.

**Tabla 28**

*Tabla de presupuesto referencial en hormigón armado*

No.	Rubro / Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio global
<b>CAP.1 TRABAJOS PRELIMINARES</b>					
1.1	Limpieza y desbroce	m <sup>2</sup>	318,18	1,31	416,82
1.2	Replanteo y nivelación	m <sup>2</sup>	318,18	1,68	534,54
<b>CAP.2 MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>					
2.1	Excavación con maquinaria	m <sup>3</sup>	32,34	3,70	119,66
2.2	Desalojo	m <sup>3</sup>	32,34	10,63	343,77
2.3	Tendido y compactado	m <sup>2</sup>	318,18	18,77	5.972,24
<b>CAP.3 HORMIGONES</b>					
3.1	Replanteo	m <sup>3</sup>	15,91	105,92	1.685,19
3.2	Hormigón plintos f'c 210	m <sup>3</sup>	32,34	118,66	3.837,46
3.3	Hormigón columnas	m <sup>3</sup>	48,96	125,28	6.133,71
3.4	Hormigón cimienta corrido	m <sup>3</sup>	14,06	115,65	1.626,04
3.5	Hormigón en losa	m <sup>3</sup>	132,36	132,76	17.572,11
3.6	Hormigón en vigas	m <sup>3</sup>	64,24	160,04	10.280,97
3.7	Alivianamientos	unidad	536,00	16,36	8.768,96
<b>CAP. 4 ACERO DE REFUERZO</b>					
4.1	Acero de refuerzo	kg	11.872,70	1,54	18.283,96
4.2	Malla electrosoldada 15x15x8	m <sup>2</sup>	1.272,72	13,64	17.359,90
<b>TOTAL:</b>					<b>92.935,33</b>

Adicionalmente, se calcula el costo por metro cuadrado:

$$\frac{P}{m^2} = \frac{92935,33 \text{ USD}}{1272,7 \text{ m}^2} = 73,02 \text{ USD/m}^2$$

#### 4.7.2. Tiempos de construcción

Para establecer el tiempo referencial de construcción, fundamentándose en los rubros anteriormente calculados se usan los rendimientos por rubro, para calcular el tiempo que toma el efectuar cada actividad. La tabla 29 contiene los tiempos estimados para cada actividad.

**Tabla 29**

*Tabla de tiempos de construcción en hormigón armado*

No.	Rubro / Descripción	Unidad	Cantidad	Rendimiento	Duración en días
<b>CAP.1 TRABAJOS PRELIMINARES</b>					
1.1	Limpieza y desbroce	m <sup>2</sup>	318,18	0,00	0,80
1.2	Replanteo y nivelación	m <sup>2</sup>	318,18	0,01	3,18
<b>CAP.2 MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>					
2.1	Excavación con maquinaria	m <sup>3</sup>	32,34	0,10	3,23
2.2	Desalojo	m <sup>3</sup>	32,34	0,01	0,32
2.3	Tendido y compactado	m <sup>2</sup>	318,18	0,00	0,80
<b>CAP.3 HORMIGONES</b>					
3.1	Replanteo	m <sup>3</sup>	15,91	0,03	0,40
3.2	Hormigón plintos f'c 210	m <sup>3</sup>	32,34	0,33	10,67
3.3	Hormigón columnas	m <sup>3</sup>	48,96	0,33	16,16
3.4	Hormigón cimientto corrido	m <sup>3</sup>	14,06	0,33	4,64
3.5	Hormigón en losa	m <sup>3</sup>	132,36	0,33	43,68
3.6	Hormigón en vigas	m <sup>3</sup>	64,24	0,33	21,20
3.7	Alivianamientos	unidad	2.545,00	0,00	1,27
<b>CAP. 4 ACERO DE REFUERZO</b>					
4.1	Acero de refuerzo	kg	11.872,70	0,00	23,75
4.2	Malla electrosoldada 15x15x8	m <sup>2</sup>	1.272,72	0,01	15,27
<b>TOTAL:</b>					<b>145,37</b>

Por lo tanto, se estiman 145 días con 3 horas para realizar la obra negra de la estructura.

## CAPÍTULO V

### ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO

#### 5.1.Introducción

Para el presente capítulo se parte de un diseño arquitectónico adecuado del obtenido para steel framing, para la adecuación del mismo se plantearán seis hipótesis de diseño como se muestra en la tabla 30.

**Tabla 30**

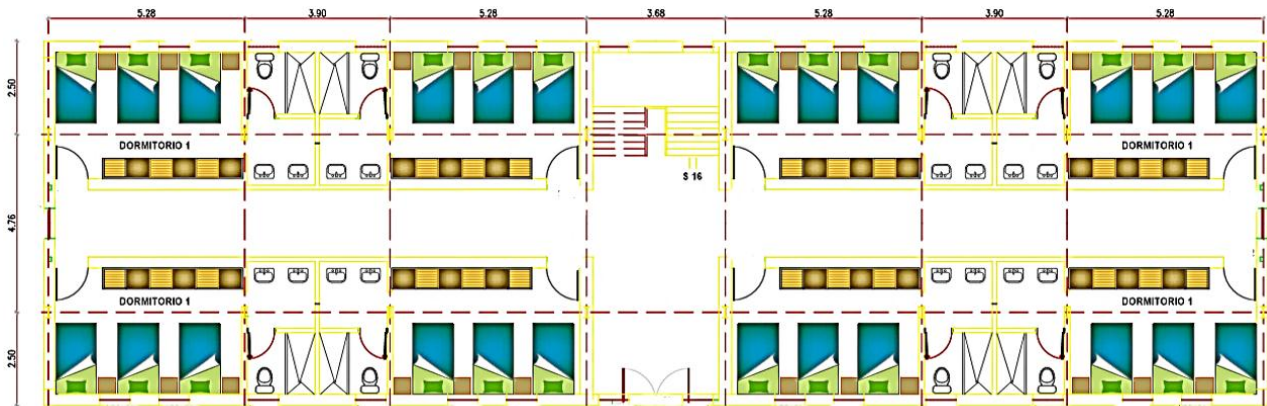
*Tabla de hipótesis de diseño para adecuación a hormigón armado*

HIPÓTESIS DE DISEÑO PARA ADECUACIÓN A ACERO ESTRUCTURAL		
1.- Luces de mayor dimensión	2.- Cantidad baja de columnas	3.- Menor número de ejes
Luces entre: 2.50 y 5.30 m.	Cantidad de columnas: 16	Ejes en sentido vertical: 8 Ejes en sentido horizontal: 2
4.- Diseño optimizado con volados	5.- Losa tipo deck con viguetas metálicas	6.- Paredes de mampostería
Volado de 2.50 m.	Deck de 1 mm. Loseta de 5 cm.	Paredes de uso tradicional.

El planteamiento de las seis hipótesis de diseño corresponde al conocimiento empírico de las estructuras de estructura metálica. En las estructuras diseñadas con este sistema constructivo se permite tener luces de mayor dimensión que en las estructuras de hormigón armado, esto conlleva a la existencia de una menor cantidad de columnas y una menor cantidad de ejes. Para la reducción de ejes en el sentido corto, debido a las dimensiones en planta de la edificación, fue necesario que la estructura cuente con dos volados de 2,5 m. El sistema estructural utilizará una losa tipo deck con viguetas metálicas y las paredes de mampostería de uso tradicional.

## 5.2. Configuración arquitectónica

Para el diseño en acero de la estructura propuesta, se realizaron las respectivas adecuaciones en el plano arquitectónico para que mediante el análisis estructural y la optimización de la estructura se pueda obtener en una planta arquitectónica definitiva, conservando las características fundamentales de simetría en los ejes horizontal y vertical, y manteniendo la planta arquitectónica en cada uno de los pisos de la estructura, como se muestra en la figura 36.



**Figura 36.** Configuración arquitectónica definitiva para hormigón armado

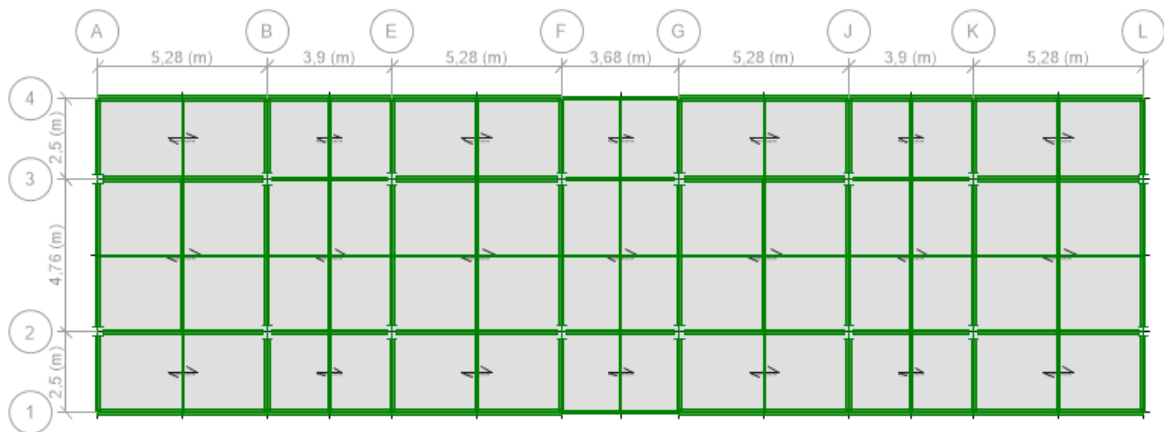
Las características del diseño arquitectónico mostrado son:

- Luces de entre 2.50 y 5.28 metros.
- Ocho ejes en sentido vertical y dos ejes en sentido horizontal.
- Dieciséis columnas continuas en los cuatro pisos.

La distribución de habitaciones y cuartos es semejante a los planos arquitectónicos en steel framing y hormigón armado, de forma que se cuenta con 24 camas individuales por planta, distribuidos en ocho habitaciones con un baño por cada una.

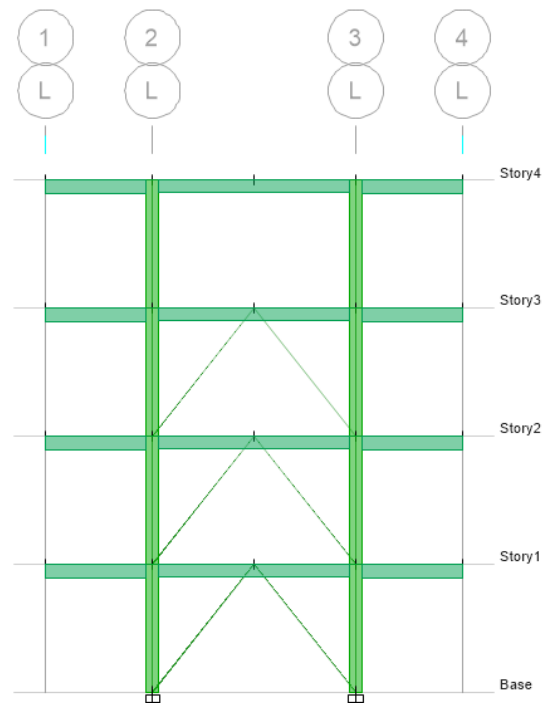






**Figura 38.** Vista en planta para estructura metálica

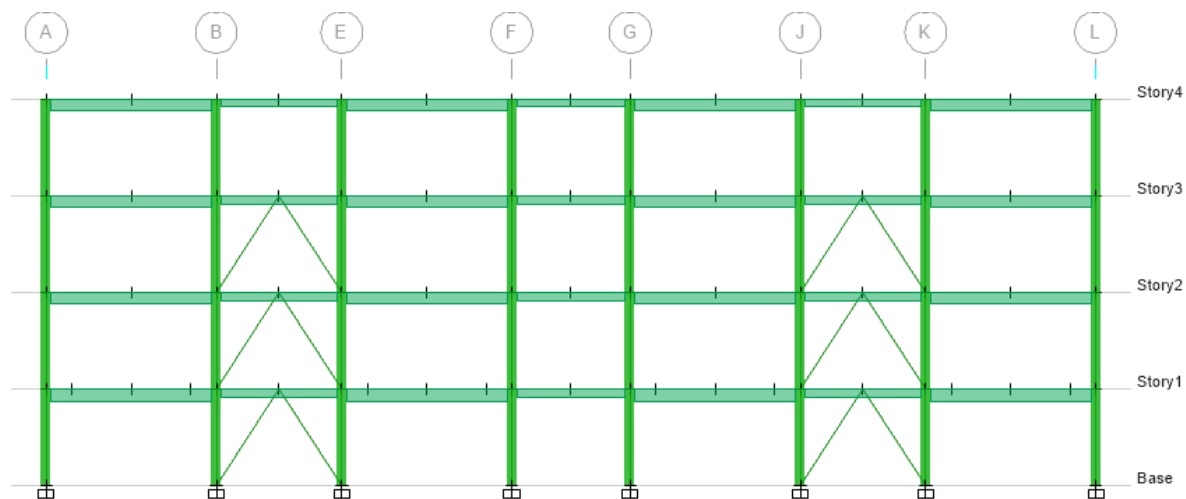
En la figura 38 se puede apreciar la disposición de vigas y viguetas en la planta de la estructura, donde las viguetas que se encuentran en los voladizos están posicionadas en sentido vertical a la mitad de la separación entre ejes. Mientras que las demás viguetas no posicionadas en los volados se disponen en ambos sentidos: vertical y horizontal.



**Figura 39.** Vista en elevación de pórticos en sentido Y para estructura metálica

La figura 39 muestra la configuración en elevación de la estructura, donde son evidentes los voladizos laterales con una dimensión de 2,50 m. También se muestra la geometría de las riostras, cuya función principal es la reducción de la deformación producida por la fuerza sísmica y, por lo tanto, la reducción de derivas de piso.

También se adicionaron riostras en los pórticos internos en sentido longitudinal, como se muestra en la figura 40, por la necesidad de reducir desplazamientos en ambos sentidos.



**Figura 40.** Vista en elevación de pórticos en sentido Y para estructura metálica

### 5.3.2. Materiales

Acero ASTM A36

Límite de fluencia del acero de varillas:  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo del suelo  $\sigma_s= 10 \text{ t/m}^2$

Losa deck

## **5.4. Análisis de cargas**

### **5.4.1. Cargas verticales**

Para la determinación de las cargas verticales que se aplicarán a la estructura, diferenciaremos las cargas por peso propio (elementos estructurales) de las cargas aplicadas:

Cargas por peso propio:

- Columnas.
- Vigas.
- Viguetas.
- Deck y loseta.

Cargas aplicadas:

- Carga viva.
- Carga no estructural.

#### **5.4.1.1.Carga viva**

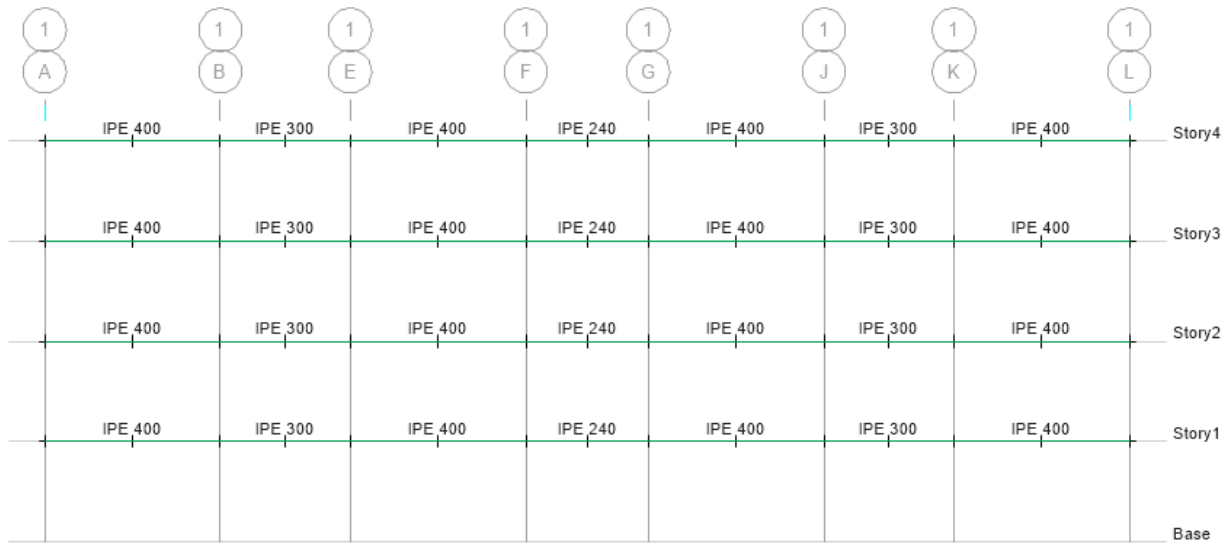
En virtud de lo establecido en la NEC (MIDUVI, 2015a), las cargas vivas a considerar son:

- 200 kg/m<sup>2</sup> para losas de entepiso.
- 70 kg/m<sup>2</sup> para la cubierta.

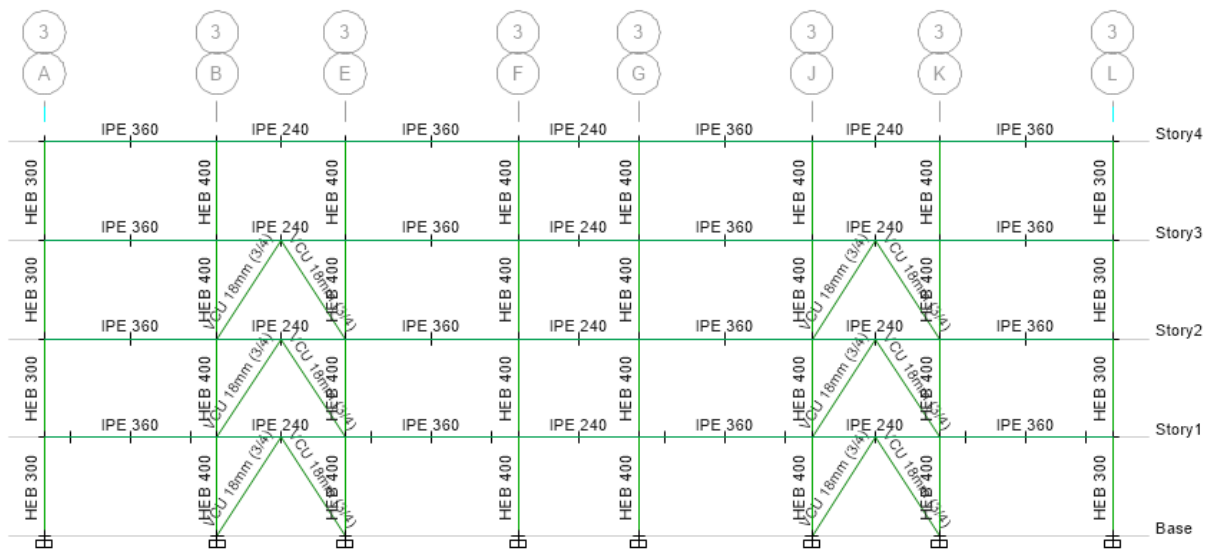
#### **5.4.1.2.Carga no estructural**

Se entenderá como carga no estructural a la carga proveniente de paredes y acabados, utilizando el valor de 210 kg/m<sup>2</sup>, en base a las recomendaciones de Páez (2014) que sugieren al uso de la carga para paredes y acabados según la tabla 31 presentada a continuación.

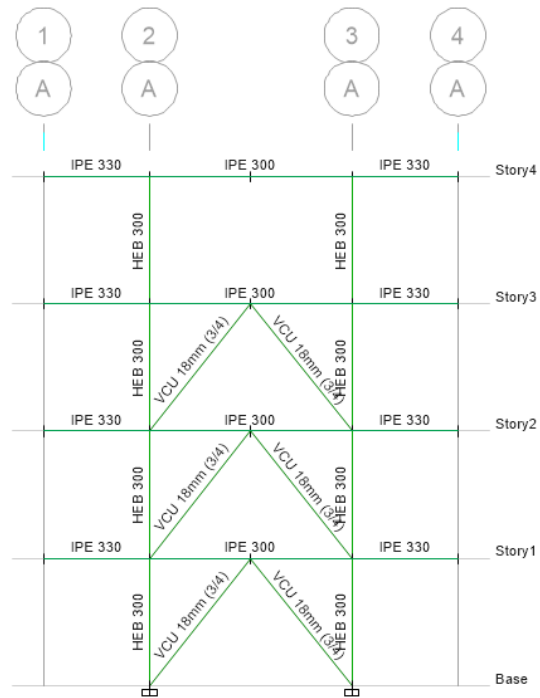




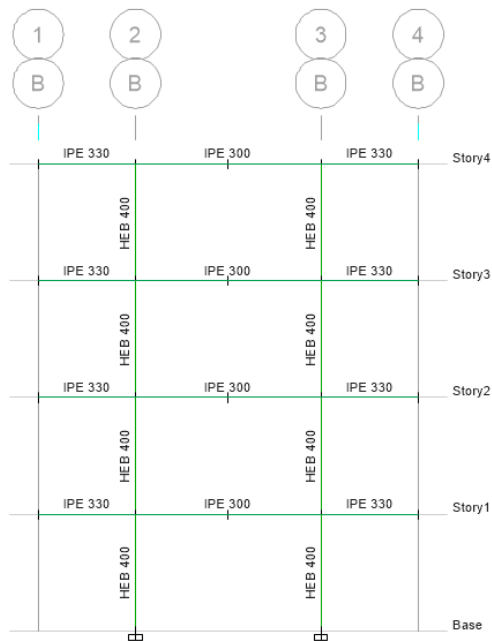
**Figura 42.** Vista en elevación de elementos en voladizo para estructura metálica.



**Figura 43.** Vista en elevación de elementos en pórtico interno longitudinal para estructura metálica.



**Figura 44.** Vista en elevación de elementos en pórtico externo transversal para estructura metálica.



**Figura 45.** Vista en elevación de elementos en pórtico interno transversal para estructura metálica.

A continuación, en la tabla 32, se contempla el resumen de los elementos estructurales para acero estructural.

**Tabla 32**

*Tabla resumen de elementos para estructura metálica*

Elemento	Sección (mm2)	Cantidad	Longitud total (m)	Área (m2)	Volumen Total (m3)
Columnas	HEB 300	16	48	0,0149	0,7152
	HEB 400	48	144	0,0198	2,8512
Vigas	IPE 240	32	121,28	0,0391	4,742048
	IPE 300	48	214,72	0,0538	11,551936
	IPE 330	64	160	0,0626	10,016
	IPE 360	32	168,96	0,0727	12,283392
	IPE 400	32	168,96	0,0845	14,27712
Viguetas	IPE 80	28	130,4	0,00764	0,996256
	IPE 100	56	140	0,0103	1,442
	IPE 180	12	57,12	0,0239	1,365168
	IPE 200	16	76,16	0,0285	2,17056
Riostras	VCU 18	36	131,88	0,00324	0,4272912
Losa	Deck 1 mm, losa hormigón 50 mm			Total:	62,84

La tabla 33 presentada a continuación muestra las dimensiones de zapatas cuadradas requeridas para cada columna dentro del sistema estructural metálico.

**Tabla 33**

*Tabla resumen de las zapatas cuadradas para estructura metálica*

Columna	Semejantes	Dimensión cuadrada (m)	Altura (m)	Acero de refuerzo	Separación (m)	Longitud acero (m)	Peso del acero (kg)	Peso total del acero (kg)
A2	A3, H2, H3	1,70	0,30	1φ10mm	0,20	30,6	18,8802	151,0416
B2	B3, G2, G3	2,00	0,40	1φ10mm	0,25	32	19,744	157,952
C2	C3, F2, F3	2,00	0,40	1φ10mm	0,25	32	19,744	157,952
D2	D3, E2, E3	2,00	0,40	1φ10mm	0,25	32	19,744	157,952
TOTAL:								<b>624,90</b>

## **5.6. Análisis y diseño estructural**

### **5.6.1. Combinaciones de carga**

Se contemplaron las combinaciones de carga establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (MIDUVI, 2015b):

- 1,4 D.
- $1,2 D + 1,6 L + 0,5 \max (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$ .
- $1,2 D + 1,6 \max (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + \max (L \text{ o } 0,5 W)$ .
- $1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 \max (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$ .
- $1,2 D + 1,0 E + L + 0,2 S$ .
- $0,9 D + 1,0 W$ .
- $0,9 D + 1,0 E$ .

### **5.6.2. Diseño estructural**

#### **5.6.2.1. Predimensionamiento de losa**

Para realizar el predimensionamiento de la losa tipo “steel deck”, se hace referencia al catálogo del deck a utilizar. Se considerará como máxima luz sin apuntalar el valor de 2.64 m.



**Tabla 34***Cuadro de capacidades de carga Novalosa*

CUADRO DE CAPACIDADES DE CARGA												
Espesor de la losa (cm)	Volumen de hormigón (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	Espesor (mm)	Máxima luz sin apuntalar (m)		Carga total sobrepuesta (kg/m <sup>2</sup> )							
			Condición de apoyo		Separación entre apoyos (m)							
			1 Vano	2 o más vanos	1.80	2.00	2.20	2.60	2.80	3.20	3.40	3.60
5	0.082	0.76	2.15	2.88	1450	1074	1016	639	508	316	244	-
		1.00	2.77	3.48	2000	1635	1270	777	767	516	422	343
7.5	0.104	0.76	1.95	2.64	1777	1765	1383	865	685	421	323	241
		1.00	2.50	3.19	2000	2000	1554	1277	1042	698	570	462
10	0.127	0.76	1.81	2.45	2000	2000	1766	1097	865	524	397	291
		1.00	2.31	2.97	2000	2000	1769	1635	1332	888	722	583

Fuente: (Novalosa, 2018)

Revisando los valores de la tabla presentada, se obtiene que se debe diseñar con un espesor de losa de 5 cm y un espesor de Novalosa de 1.0 mm. Cuyo peso se obtiene de la tabla 35 a continuación.

**Tabla 35***Cuadro de capacidades de carga Novalosa*

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN SIMPLE					
Espesor (mm)	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	I+ (cm <sup>4</sup> /m)	S+ (cm <sup>3</sup> /m)	S- (cm <sup>3</sup> /m)	As (cm <sup>2</sup> /m)
0.76	8.13	75.20	18.21	19.12	9.95
1.00	10.70	108.50	27.55	28.26	13.22

Fuente: (Novalosa, 2018)

### 5.6.2.2. Determinación de pesos propios

Para la losa steel deck, el peso determinado es el siguiente:

$$Pp \text{ losa hormigón} = 1m * 1m * 0,05m * 2,4 \frac{T}{m^2} = 0,12 \frac{T}{m^2}$$

$$Pp \text{ losa} = 0,107 + 0,12 = 0,227 \frac{T}{m^2}$$

Para el cálculo inicial, se parte de la asunción de los pesos propios de las paredes, vigas, acabados y columnas, de la siguiente forma:

$$Pp \text{ paredes} = 0,15 \frac{T}{m^2}$$

$$Pp \text{ vigas} = 0,2 \left( 0,346 \frac{T}{m^2} \right) = 0,0692 \frac{T}{m^2}$$

$$Pp \text{ acabados} = 0,12 \frac{T}{m^2}$$

$$Pp \text{ columnas} = 0,1 \frac{T}{m^2}$$

Por lo tanto, la carga muerta de la estructura se calcula:

$$CM = 0,666 \frac{T}{m^2}$$

### 5.6.2.3. Optimización de vigas por ductilidad

A través de los cálculo iterativos de la estructura metálica, se evidenció que las secciones de vigas y viguetas no se ven dominadas por las solicitaciones de carga a las que son expuestas, sino que se ven dominadas por la longitud condicionada por ductilidad, como se establece en la normativa ANSI/AISC 341-10 (AISC, 2010) mediante la siguiente fórmula:

$$Lb = 0.086 ry E/Fy$$

Donde  $r_y$  depende de la geometría de cada sección,  $E$  y  $F_y$  dependen del material. Por lo que, conociendo el material, en este caso acero ASTM A36, y obteniendo la geometría de cada sección se puede obtener la longitud por la que es dominado el diseño de la estructura metálica.

En las tablas 36 y 37 se puede visualizar el resultado de este cálculo, lo cual facilita la implementación de secciones en el diseño estructural, puesto que en correspondencia a las longitudes se van colocando las vigas. Cabe recalcar que la luz admisible de una viga se reduce cuando en su longitud se interseca una vigueta.

**Tabla 36**

*Tabla de longitudes admisibles por ductilidad según AISC para perfiles IPE*

PERFIL	Ry	Luz
		admisible según AISC
	mm	cm
IPN550	43,2	299,2
IPE550	44,5	308,2
IPE500	43	297,8
IPE450	41,1	284,6
IPE400	39,4	272,8
IPE360	37,8	261,8
IPE330	35,4	245,1
IPE300	33,4	231,3
IPE270	30,1	208,4
IPE240	26,8	185,6
IPE220	24,7	171,0
IPE200	22,3	154,4
IPE180	20,5	142,0
IPE160	18,4	127,4
IPE140	16,5	114,3
IPE120	14,4	99,7
IPE100	12,4	85,9

**Tabla 37**

*Tabla de longitudes admisibles por ductilidad según AISC para perfiles HEB*

PERFIL	Ry	Luz admisible según AISC
	mm	cm
HEB100	25,3	175,2
HEB120	30,5	211,2
HEB140	35,8	247,9
HEB160	40,5	280,5
HEB180	45,7	316,5
HEB200	50,6	350,4
HEB220	55,9	387,1
HEB240	60,8	421,0
HEB260	65,8	455,7
HEB280	70,8	490,3
HEB300	75,8	524,9
HEB320	75,7	524,2

### 5.6.3. Análisis estático equivalente

Aplicando las fórmulas establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (MIDUVI, 2015a) y colocando los valores referentes a la ciudad de Quito con un suelo tipo C, se obtiene lo siguiente:

$$T_a = C_t * h_n^\alpha$$

$$C_t = 0,055, \quad h_n = 12, \quad \alpha = 0,9$$

$$T_a = 0,055 (12)^{0,9} = 0,51$$

$$T_o = 0,1 F_s * \frac{F_a}{F_d}$$

$$F_s = 1,28$$

$$F_d = 1,19$$

$$F_a = 1,2$$

$$T_o = (0,1) * (1,28) * \left(\frac{1,19}{1,2}\right) = 0,127$$

$$T_c = 0,55 F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0,55 (1,28) * \left(\frac{1,19}{1,2}\right) = 0,698$$

$$T_o < T_a < T_c$$

$$0,127 < 0,51 < 0,698$$

$$S_a = n z F_a$$

$$n = 2,48, \quad z = 0,4, \quad F_a = 1,2$$

$$S_a = 2,48 * 0,4 * 1,2 = 1,19$$

Por lo tanto, para calcular las cargas sísmicas equivalentes, aplicando los datos anteriormente obtenidos en la fórmula de la cortante basal, se obtiene:

$$V = \frac{I * S_a (T_a)}{R * \phi_p * \phi_\varepsilon} * W$$

$$V = \frac{(1)(1,19)}{(5)(1)(1)} * W$$

$$V = 0,238 W$$

Es decir, la cortante basal se compone del 23,8% de la carga muerta de la estructura.

$$w = 544,45 T$$

$$V = 0,2384 (544,45 T) = 129,8 T$$

Habiendo obtenido el valor total de la cortante basal, se obtiene la asignación de la cortante por piso y para cada pórtico.

**Tabla 38***Cálculo de fuerzas laterales por piso*

Piso	hi (m)	wi (T)	wi x hi (T-m)	Fi/piso (T)
1	3	129,8	389,4	13,923
2	6	129,8	778,8	27,846
3	9	129,8	1168,2	41,769
4	12	129,8	1557,6	55,692

**Tabla 39***Cálculo de fuerzas laterales por pórtico*

Piso	Fi/Piso (T)	Dirección	Pórtico	Fi/Pórtico		
1	13,923	X	1	6,962		
			2	6,962		
		Y	A y H	0,961		
			B y G	1,544		
			C y F	1,166		
			D y E	1,747		
		2	27,846	X	1	5,416
					2	8,507
Y	A y H			1,921		
	B y G			3,088		
	C y F			2,332		
	D y E			3,494		
3	41,769			X	1	8,124
					2	12,760
		Y	A y H	2,882		
			B y G	4,632		
			C y F	3,498		
			D y E	5,240		
		4	55,692	X	1	10,832
					2	17,014
Y	A y H			3,843		
	B y G			6,176		
	C y F			4,664		
	D y E			6,987		

## 5.7. Análisis constructivo

Para el análisis constructivo de la estructura, se procederá a realizar los análisis de precios unitarios, mismos que se basan en los rubros de construcción. Con los análisis de precios unitarios se pueden obtener tanto el presupuesto referencial como el tiempo de construcción para la obra negra.

### 5.7.1. Presupuesto referencial

A continuación, en la tabla 40, se visualiza el presupuesto referencial para la obra negra basado en los análisis de precios unitarios.

**Tabla 40**

*Tabla de presupuesto referencial en estructura metálica*

No.	Rubro / Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio global
<b>CAP.1 TRABAJOS PRELIMINARES</b>					
1.1	Limpieza y desbroce	m <sup>2</sup>	318,18	1,31	416,82
1.2	Replanteo y nivelación	m <sup>2</sup>	318,18	1,68	534,54
<b>CAP.2 MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>					
2.1	Excavación zanjas	m <sup>3</sup>	22,67	3,70	83,88
2.2	Desalojo	m <sup>3</sup>	22,67	10,63	240,98
2.3	Tendido y compactado	m <sup>2</sup>	318,18	18,77	5.972,24
<b>CAP.3 HORMIGONES</b>					
3.1	Replanteo	m <sup>3</sup>	15,91	105,92	1.685,19
3.2	Hormigón para losetas	m <sup>3</sup>	73,53	160,04	11.767,74
3.3	Hormigón plintos f'c 210	m <sup>3</sup>	22,67	118,66	2.690,02
<b>CAP. 4 ACERO DE REFUERZO</b>					
4.1	Acero de refuerzo	kg	624,90	1,54	962,35
4.2	Malla electrosoldada 15x15x8	m <sup>2</sup>	318,18	13,64	4.339,98
<b>CAP. 5 ELEMENTOS ESTRUCTURALES</b>					
5.1	Acero estructural	kg	72.844,00	0,72	52.447,68
5.2	Placa base	u	16,00	5,07	81,12
5.3	Pernos de anclaje	u	160,00	3,18	508,80
5.4	Placas conectoras	u	356,00	3,34	1.189,04
5.5	Placa colaborante	u	163,00	58,37	9.514,31
<b>TOTAL:</b>					<b>92.434,69</b>

Adicionalmente, se calcula el costo por metro cuadrado:

$$\frac{P}{m^2} = \frac{92434,69 \text{ USD}}{1272,7 \text{ m}^2} = 72,63 \text{ USD/m}^2$$

### 5.7.2. Tiempos de construcción

Para establecer el tiempo referencial de construcción, fundamentándose en los rubros anteriormente calculados se usan los rendimientos por rubro, para calcular el tiempo que toma el efectuar cada actividad. La tabla 41 contiene los tiempos estimados para cada actividad.

**Tabla 41**

*Tabla de tiempos de construcción en estructura metálica*

No.	Rubro / Descripción	Unidad	Cantidad	Rendimiento	Duración en días
<b>CAP.1 TRABAJOS PRELIMINARES</b>					
1.1	Limpieza y desbroce	m <sup>2</sup>	318,18	0,0025	0,80
1.2	Replanteo y nivelación	m <sup>2</sup>	318,18	0,0100	3,18
<b>CAP.2 MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>					
2.1	Excavación zanjas	m <sup>3</sup>	22,67	0,1000	2,27
2.2	Desalojo	m <sup>3</sup>	22,67	0,0100	0,23
2.3	Tendido y compactado	m <sup>2</sup>	318,18	0,0025	0,80
<b>CAP.3 HORMIGONES</b>					
3.1	Replanteo	m <sup>3</sup>	15,91	0,0250	0,40
3.2	Hormigón para losetas	m <sup>3</sup>	73,53	0,3300	24,26
3.3	Hormigón plintos f'c 210	m <sup>3</sup>	22,67	0,3300	7,48
<b>CAP. 4 ACERO DE REFUERZO</b>					
4.1	Acero de refuerzo	kg	624,90	0,0020	1,25
4.2	Malla electrosoldada 15x15x8	m <sup>2</sup>	318,18	0,0120	3,82
<b>CAP. 5 ELEMENTOS ESTRUCTURALES</b>					
5.1	Acero estructural	kg	72.844,00	0,0010	72,84
5.2	Placa base	u	16,00	0,0500	0,80
5.3	Pernos de anclaje	u	160,00	0,0020	0,32
5.4	Placas conectoras	u	356,00	0,0050	1,78
5.5	Placa colaborante	u	163,00	0,0200	3,26
<b>TOTAL:</b>					<b>123,49</b>

Por lo tanto, se estiman 123 días con 4 horas para realizar la obra negra de la estructura.



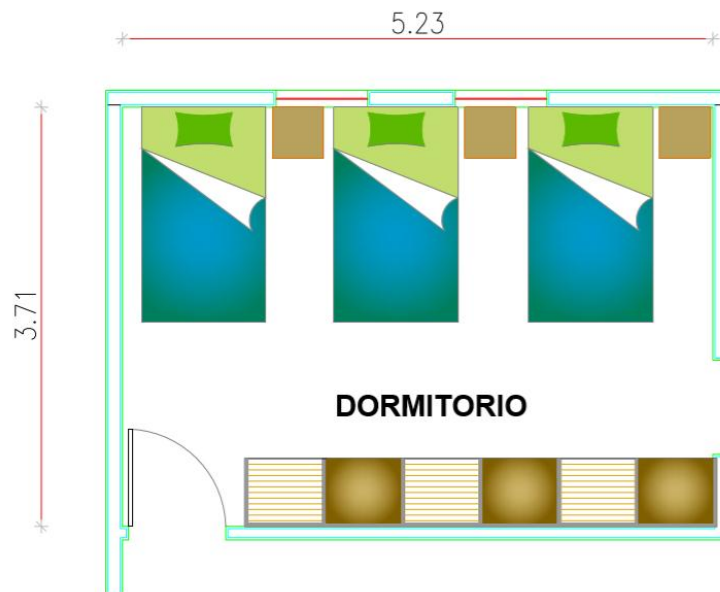
## CAPÍTULO VI

### ANÁLISIS COMPARATIVO

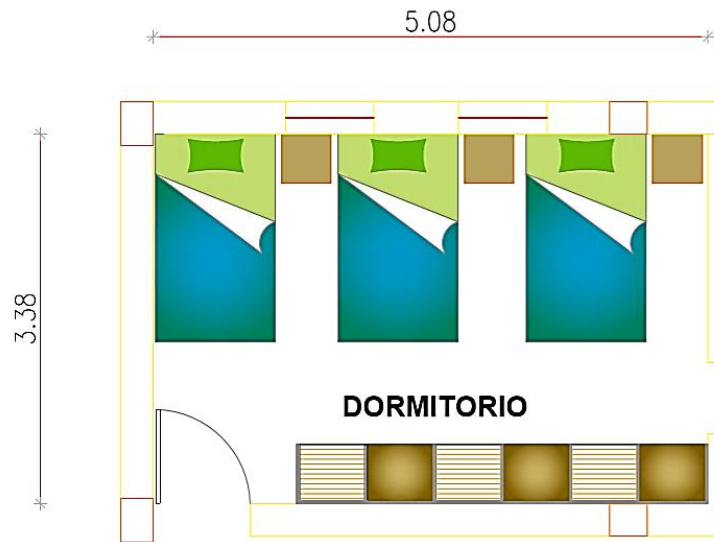
#### 6.1. Área útil de habitaciones

Una importante característica del sistema steel framing es el uso de paredes livianas, mientras en sistemas como el hormigón armado y la estructura metálica se sigue utilizando la mampostería, cuyo uso se traduce en mayor peso para la estructura y espacios reducidos debido al grosor del bloque.

Para el presente caso de estudio se analizó el área útil debida al uso de paredes livianas y se comparó el área del dormitorio característico con el uso de mampostería tradicional. A continuación, se muestran las medidas interiores del dormitorio con el uso de mampostería de bloque y con el uso de paredes livianas.



**Figura 46.** Medidas interiores de dormitorio con paredes livianas en el sistema steel framing



**Figura 47.** Medidas interiores de dormitorio con paredes de bloque en el sistema de hormigón armado

Las figuras 46 y 47 muestran que el área del dormitorio mediante el uso de paredes livianas es de 19,48 m<sup>2</sup>, mientras que el área del dormitorio correspondiente a paredes de mampostería en el sistema de hormigón armado es de 17,21 m<sup>2</sup>, lo que significa que utilizando el sistema constructivo con paredes livianas se obtiene un aumento del área útil en un 19,48%.

## 6.2. Peso de la estructura

El peso de la estructura para cada sistema constructivo fue obtenido de los modelamientos computacionales, considerando solamente el peso muerto, teniendo como resultados los datos de la tabla 42. Donde es evidente la diferencia de peso en toneladas entre cada sistema constructivo, lo cual se traduce en secciones mayores, cimentaciones de mayor dimensión, mayor acción sísmica, desplazamientos y derivas de mayor magnitud.

**Tabla 42**

*Tabla comparativa de peso de la estructura*

<b>COMPARACIÓN: PESO DE LA ESTRUCTURA</b>			
	Steel Framing	Hormigón armado	Acero estructural
PESO	247.34 tonf	900.19 tonf	544.45 tonf

Los datos muestran que la estructura diseñada en el sistema constructivo steel framing pesa un 27,5% de la misma estructura diseñada en hormigón armado, aproximadamente un cuarto de su peso. Este dato es relevante porque corrobora la viabilidad sísmica de las construcciones en steel framing en comparación con la estructura metálica.

También se obtiene que la estructura diseñada en el sistema constructivo steel framing pesa un 45,43% de la misma estructura diseñada en acero estructural, aproximadamente la mitad de su peso.

### **6.3. Relación entre carga viva y muerta**

**Tabla 43**

*Tabla de relación entre carga viva y muerta de la estructura*

<b>RELACIÓN ENTRE CARGA VIVA Y MUERTA</b>			
Carga viva	Carga Muerta: Steel Framing	Carga Muerta: hormigón armado	Carga muerta: estructura metálica
227,42 tonf	247,34 tonf	900,19 tonf	544,45 tonf
Relación entre carga viva y muerta CV/CM:	0,92	0,25	0,42

Es importante establecer la relación entre carga viva y muerta de las estructuras, sobre todo porque el diseño en el sistema constructivo steel framing, utilizando las consideraciones de carga viva a nivel nacional, se caracteriza porque la carga viva y la carga muerta tienen un peso semejante. Establecer esta relación y observar que dicha característica se mantiene otorga de confianza al presente estudio.

#### 6.4. Cortante Basal

La cortante basal para los tres casos depende de dos variables: el peso muerto de la estructura y el coeficiente R establecido en la NEC-15. En la tabla 44 se puede visualizar el valor de la cortante basal para cada sistema constructivo.

**Tabla 44**

*Tabla comparativa de cortante basal*

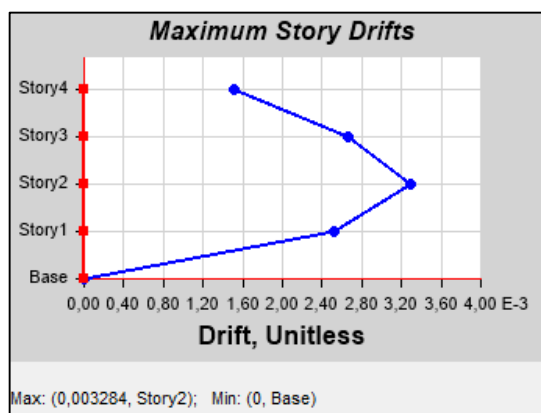
<b>COMPARACIÓN: CORTANTE BASAL</b>			
	Steel Framing	Hormigón armado	Acero estructural
CORTANTE BASAL	98,19 tonf	214,61 tonf	129,8 tonf
R	3	5	5
V %	39,7%	23,84%	23,84%

En la tabla se visualiza el porcentaje de carga muerta que corresponde a la cortante basal de cada sistema estructural. Los resultados muestran que a pesar de que en el sistema steel framing se tiene un porcentaje mayor, el valor de la cortante basal en toneladas sigue siendo distanciadamente inferior a la cortante basal de los sistemas constructivos tradicionales, significando el 45,75% respecto del hormigón armado y el 75,65% respecto de la estructura en acero estructural.

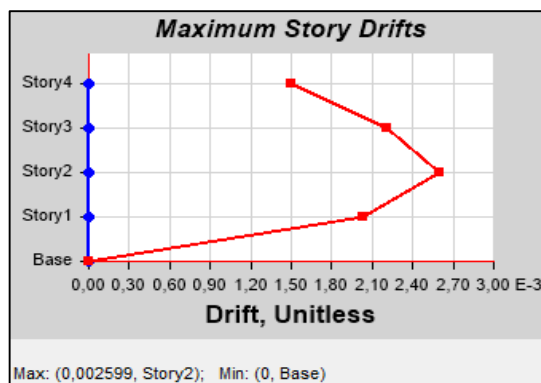
Esta comparación asevera la viabilidad respecto de la acción sísmica a la que se somete la estructura durante el diseño, puesto que la cortante basal se mantiene con una magnitud inferior en el steel framing que en los sistemas constructivos tradicionales.

### 6.5. Derivas de piso

A continuación, se muestran las derivas obtenidas para la estructura en hormigón armado, en las figuras 48 y 49.



**Figura 48.** Derivas de piso en sentido X para hormigón armado.

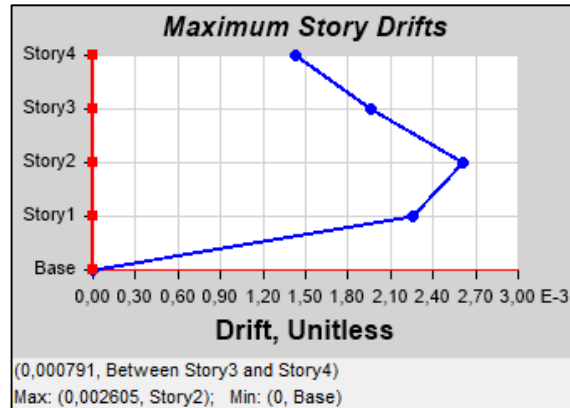


**Figura 49.** Derivas de piso en sentido Y para hormigón armado.

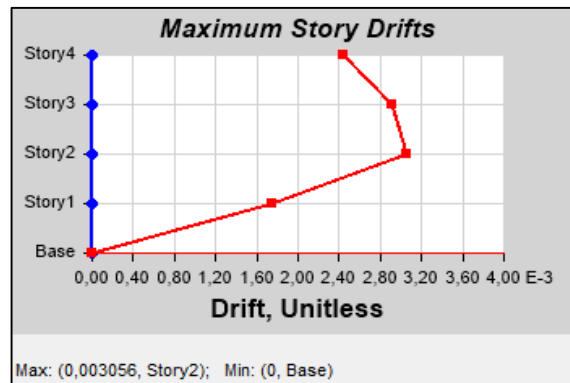
Las figuras 48 y 49 muestran valores de 0,00328 y 0,0026 para las derivas de piso en sentido X y en sentido Y correspondientemente. Estos valores son muy cercanos al límite

permisible de 0,00333.

Las figuras 50 y 51 muestran las derivas obtenidas para la estructura en acero estructural.



**Figura 50.** Derivas de piso en sentido x para acero estructural.



**Figura 51.** Derivas de piso en sentido Y para acero estructural.

Las figuras 50 y 51 muestran valores de 0,0026 y 0,0031 para las derivas de piso en sentido X y en sentido Y correspondientemente. Estos valores son muy cercanos al límite permisible de 0,00333.

La configuración de las derivas de piso para ambos sentidos y para los dos sistemas estructurales tradicionales son muy parecidas debido a que el diseño fue ideado para eso. Para la estructura en hormigón armado se optimizaron las secciones de vigas, mientras que para la estructura metálica se adicionaron arriostramientos, de forma que los diagramas de derivas

tengan figuras semejantes.

Las tablas 45 y 46 muestran las derivas obtenidas para la estructura en steel framing. Calculadas mediante la obtención de las deformaciones debido al uso del software SAP2000.

**Tabla 45**

*Derivas de piso en sentido X para steel framing*

DERIVA EN SENTIDO X					
Piso	$\Delta$ Superior (cm)	$\Delta$ Inferior (cm)	Deriva inelastica	altura (cm)	Deriva calculada
1	0,1001	0	0,225225	300	0,00075075
2	0,10312	0,1001	0,006795	300	0,00002265
3	0,10663	0,10312	0,007898	300	0,00002633
4	0,111795	0,10663	0,01162125	300	0,00003874

**Tabla 46**

*Derivas de piso en sentido Y para steel framing*

DERIVA EN SENTIDO Y					
Piso	$\Delta$ Superior (cm)	$\Delta$ Inferior (cm)	Deriva inelastica	altura (cm)	Deriva calculada
1	0,219	0	0,49275	300	0,0016425
2	0,2253	0,219	0,014175	300	0,00004725
3	0,2349	0,2253	0,0216	300	0,00007200
4	0,24765	0,2349	0,0286875	300	0,00009563

Las derivas obtenidas en el sistema steel framing son muy inferiores de las obtenidas en los sistemas tradicionales, esto se debe a que en el steel framing el peso de la estructura es menor, eso reduce las fuerzas sísmicas que actúan lateralmente en la estructura y reduce las deformaciones.

## 6.6. Condición crítica de diseño

El análisis estructural de los modelos en los tres sistemas estructurales muestra las condiciones de diseño más relevantes para cada sistema, mismas que resultan del parámetro crítico de diseño. Para los sistemas tradicionales, se evidenció que la condición crítica de diseño

fue la deriva de piso, razón por la cual se muestra que las derivas en hormigón armado y estructura metálica bordean los valores máximos permisibles. Mientras tanto, en el sistema steel framing, la condición crítica de diseño es la flexocompresión para montantes y las deformaciones para viguetas, ambos parámetros dependen de las solicitaciones de carga mas no de la acción sísmica.

### 6.7. Costos de construcción

La tabla 47 evidencia que el sistema steel framing resulta ligeramente menos costoso que los sistemas constructivos tradicionales para el caso de estudio.

**Tabla 47**

*Tabla comparativa de costo de obra negra*

<b>COMPARACIÓN: COSTO DE OBRA NEGRA</b>			
	Steel Framing	Hormigón armado	Acero estructural
COSTO	88.284,51 USD	92.935,33 USD	92.434,69 USD
COSTO/m2	69,37 USD/m2	73,02 USD/m2	72,63 USD/m2

Los datos muestran una diferencia de 4.650,82 USD entre el steel framing y el hormigón armado, mientras que existe una diferencia de 4.150,18 USD entre el steel framing y el acero estructural.

### 6.8. Tiempos de construcción

La tabla 48 muestra que el sistema steel framing resulta más rápido que los sistemas constructivos tradicionales para el caso de estudio.



**Tabla 48***Tabla comparativa de tiempo de construcción*

---

<b>COMPARACIÓN: TIEMPO DE CONSTRUCCIÓN</b>			
	Steel Framing	Hormigón armado	Acero estructural
TIEMPO	94,16 días	145,37 días	123,49 días

---

## CAPÍTULO VII

### ESTUDIOS FUTUROS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 7.1. Resumen

Los capítulos anteriores permitieron la explicación, obtención y comparación de datos técnicos y constructivos de los tres sistemas estructurales: steel framing, hormigón armado y estructura metálica. La investigación inicia estableciendo un marco teórico que explique el funcionamiento y las especificaciones del sistema steel framing, las ventajas y desventajas en comparación con los sistemas constructivos tradicionales, la metodología de diseño, consideraciones constructivas y normativa utilizada. En base a esto se muestra que existe información a nivel internacional sobre este sistema constructivo, pero no existe la suficiente investigación para el contexto nacional.

La explicación del diseño estructural para steel framing ha sido establecido de forma ordenada para el entendimiento del lector, partiendo desde la aplicación de la carga, es decir desde las cargas no estructurales, las viguetas, vigas, montantes, arriostramientos y cimentación, mostrando en el proceso las consideraciones para la modelación computacional y las especificaciones constructivas.

Los procesos de cálculo para hormigón armado y estructura metálica se adecuan a la geometría arquitectónica establecida para steel framing, aseverando la veracidad de la comparación debido a la similitud de dimensiones. Además, los capítulos exponen recomendaciones de diseño que parten de la comparación estructural, y los diseños cumplen con sus respectivas normativas.

La comparación de resultados permite corroborar los beneficios del sistema steel framing en contraste con el hormigón armado y la estructura metálica. En esta comparación se relaciona la teoría con la práctica, observando que se cumple con los tres parámetros principales contemplados en la hipótesis de la investigación: comportamiento estructural, costos y tiempos de construcción.

## **7.2. Estudios futuros**

Posterior a corroborar que las estructuras de cuatro pisos en steel framing son viables a nivel nacional, es indispensable crear investigación sobre el uso de este sistema constructivo para edificaciones de mayor altura. Más aun en la actualidad, donde la construcción vertical se ha posicionado como una tendencia en el sector de la construcción.

Es necesario realizar estudios sobre edificaciones más complejas, en contraste con el presente caso de estudio que muestra la viabilidad para edificaciones más simétricas. También se debe considerar para estudios futuros la construcción de la edificación en obra blanca, es decir contemplando una mayor cantidad de rubros.

También es evidente la falta de investigación sobre el mercado nacional relacionado al steel framing, pues la mano de obra, consultoría y materiales son escasos y difíciles de contactar. En base a esto, es indispensable un estudio de mercado para la implementación de empresas proveedoras y consultoras para steel framing.

## **7.3. Conclusiones**

1. Después de realizar los análisis estructurales y constructivos para los sistemas estructurales steel framing, hormigón armado y acero estructura, se concluye que la hipótesis de la investigación se corrobora pues, para el presente caso de estudio, la

edificación diseñada en steel framing resultó menos costosa, más rápida de construir y presentó un mejor comportamiento estructural ante la acción sísmica que los sistemas constructivos tradicionales.

2. La estructura diseñada en el sistema constructivo steel framing pesa un 27,5% de la misma estructura diseñada en hormigón armado, aproximadamente un cuarto de su peso, y pesa un 45,43% de la misma estructura diseñada en acero estructural, aproximadamente la mitad de su peso.
3. La estructura diseñada en el sistema constructivo steel framing cuesta 4.650,82 USD menos que la misma estructura diseñada en hormigón armado, mientras que cuesta 4.150,18 USD menos que la misma estructura diseñada en acero estructural.
4. La estructura diseñada en el sistema constructivo steel framing se demora 51 días menos que la misma estructura diseñada en hormigón armado, mientras que se demora 29 días menos que la misma estructura diseñada en acero estructural.
5. En base a la factibilidad del diseño estructural en steel framing, se demuestra la viabilidad de diseñar edificaciones de más de dos pisos construidas en este sistema constructivo a nivel nacional, bajo la normativa internacional.

#### **7.4 Aporte de la investigación**

Es importante recalcar que el presente estudio se enmarca en la necesidad de investigación relacionada con el sistema steel framing bajo las consideraciones nacionales. En este sentido, los datos resultantes del estudio demuestran que es necesario el desarrollo de normativa nacional que fomente el uso de tecnologías de la construcción con alta trayectoria internacional, pues se comprueba la viabilidad de la construcción para consideraciones nacionales.

Los resultados obtenidos contribuyen al establecimiento de bases de datos que informen sobre consideraciones técnicas y empíricas del diseño y construcción en el sistema steel framing, aportando a la actual escasa cantidad de información.

Adicionalmente, la investigación demuestra la dificultad de implementar nuevos sistemas estructurales en el país, por lo que visibiliza la necesidad de acoplar una normativa al desarrollo de tecnologías de la construcción desarrolladas, investigadas y vigentes a nivel internacional.

## **7.5. Recomendaciones**

1. Establecer un marco normativo que guíe la implementación de la tecnología Steel framing a nivel nacional.
2. Estandarizar los porcentajes comparativos mediante el análisis estadístico de una mayor cantidad de casos de estudio.
3. Obtener una base informativa y comparativa sobre el mercado nacional para insumos y mano de obra especializada requeridos en el sistema steel framing.
4. Realizar un estudio de mercado para determinar la factibilidad de aperturar consultorías y comercializar insumos para la tecnología steel framing.
5. Investigar el porcentaje de reducción de desperdicios entre el sistema steel framing y los sistemas constructivos tradicionales en el Ecuador.

## 7.6 Referencias bibliográficas

ACI Committee, & International Organization for Standardization. (2008). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08)*. American Concrete Institute.

Aguiar, R., del Castillo, F., Mizobe, J., & Mendoza, P. (2016). Rehabilitación de edificio afectado por el terremoto del 16 de abril de 2016 de Ecuador en la ULEAM. *Gaceta Técnica*, 15, 9–22.

AISC. (2010). *Seismic Provisions for structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois: AISC Committee on Specifications.

AISI. (2007). AISI S100-2007. Retrieved from <https://www.steel.org/>

AISI. (2009). *AISI and Steel Framing Alliance commend decision to include light-frame cold-formed steel questions on P.E. Exam*. Washington D.C. Retrieved from <http://www.steel.org/AM/Template.cfm?Section=20091&TEMPLATE=/CM/ContentDisplay.cfm&CONTENTID=34666>

AJS Construcciones. (2018). Construcciones en Seco. Retrieved March 5, 2019, from [http://www.construccionesajs.com.ar/casas\\_construccion\\_en\\_seco\\_steel\\_framing\\_bahia\\_blanca\\_casas\\_de\\_chapa\\_casas.htm](http://www.construccionesajs.com.ar/casas_construccion_en_seco_steel_framing_bahia_blanca_casas_de_chapa_casas.htm)

Alemán, L., & Naranjo, L. (2011). *Diseño por desempeño de elementos estructurales de hormigón armado mediante los códigos FEMA, utilizando ETABS*. Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.

Alvarado, J., Correa, R., & Tituaña, M. (2017). Migración interna y urbanización sin eficiencia en países en desarrollo: evidencia para Ecuador. *Papeles de Población*, 23, 99–123.

Babic, P. (2014). *Steel Framing*. Universidad de la República, Montevideo.

Ballester, F. (2012). *La industrialización de la construcción: avances y retos futuros*.

Zaragoza: Plataforma Tecnológica Española de Construcción. Retrieved from [http://www.anmopyc.es/resources/archivos/noticias/124/mesa\\_redonda\\_2\\_-\\_industrializacion\\_para\\_la\\_construccion.pdf](http://www.anmopyc.es/resources/archivos/noticias/124/mesa_redonda_2_-_industrializacion_para_la_construccion.pdf)

Barbieri. (2015). *Steel Framing manual de apoyo*. Buenos Aires: Centro de capacitación Dario Barbieri.

Beauval, C., Marinier, J., Yepes, H., Audin, L., Alvarado, A., Baize, S., ... Jomard, H. (2018). A new seismic hazard model for Ecuador. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 108 (3A), 1443–1464.

Caiza, E., & Viera, L. (2017). Muros estructurales y diafragmas. *Dominio de Las Ciencias*, 3, 863–877.

Chang, M. (2014). *Propuesta y evaluación de la aplicación del sistema de construcción industrializada modular*. Pontificia Universidad Católica del Perú.

Clichevsky, N. (2017). Hábitat informal en América Latina: entre la permisividad, el desalojo y la regularización. *Territorios*, 6, 15–30.

ConsulSteel. (2013). Construcción con acero liviano: 1.3 perfiles-norma IRAM-IAS U 500-205. Retrieved March 5, 2019, from <http://consulsteel.com/construccion-con-acero-liviano-1-3-perfiles-norma-iram-ias-u-500-205/>

COVENIN. (2002). Criterios y acciones mínimas para el proyecto edificaciones. Dirección general sectorial de edificaciones.

Crilly, C., & Tamaro, M. (2013). Top-down construction, supported by steel, facilitates Washington, D.C.'s deepest building. *Modern Steel Construction*. Retrieved from [https://www.aisc.org/globalassets/modern-steel/archives/2013/07/2013v07\\_going\\_deep.pdf](https://www.aisc.org/globalassets/modern-steel/archives/2013/07/2013v07_going_deep.pdf)

Cruz, B. (2015). Proyecto de estructuras de Steel Framing. In *I Encuentro Internacional de Antiguos alumnos MEE*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.

Dannemann, R. (2008). *Manual de Ingeniería de Steel Framing* (2da ed.). Instituto Latinoamericano del Hierro y del Acero.

Dannemann, R. (2014). Resistencia sísmica de estructuras de Steel Framing. Retrieved from [http://www.arquitecturaenacero.org/sites/default/files/adjuntos/articulo\\_dannemann\\_lsf.pdf](http://www.arquitecturaenacero.org/sites/default/files/adjuntos/articulo_dannemann_lsf.pdf)

Delgado, R. (2017). *Tectónica de placas y riesgos geológicos*. Universidad de Jaén.

Díaz, O. (2012). *La evolución de la industria del cemento con énfasis en Latinoamérica*. Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala.

Duque, J. C. (2016). *Cómo se debe construir una vivienda con procesos constructivos innovadores*. Universidad Católica de Pereira. Retrieved from <http://repositorio.ucp.edu.co/bitstream/10785/3613/1/CDMARQ315.pdf>

Fonseca, P. (2006). La industrialización de la construcción y las nuevas tecnologías. Montevideo: Facultad de Arquitectura, Universidad ORT Uruguay. Retrieved from <https://www.ort.edu.uy/farq/pdf/arqpaulofonseca.pdf>

Freitas, A., & De Castro, R. (2006). *Steel framing: Arquitectura*. Rio de Janeiro: IBS/CBCA.

González, D. (2015). Tendencias actuales de la Arquitectura y el Urbanismo en América Latina. *Arquitectura y Urbanismo*, 36, 128–138.

Grettel, A., & Hernández, L. (2018). Optimización de recursos de la construcción a través de la gestión de los materiales e incremento de la productividad de la mano de obra en Costa Rica. In *9th European Conference on Energy Efficiency and Sustainability in Architecture and Planning*. Bilbao.

Harmsen, T. (2005). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Perú: Fondo editorial PUCP.



INEC. (2012). *Principales Resultados: Encuesta Nacional de Ingresos y Gastos (ENIGHUR) 2011- 2012*. Quito. Retrieved from <http://www.ecuadorencifras.gob.ec/encuesta-nacional-de-ingresos-y-gastos-de-los-hogares-urbanos-y-rurales/>

INEC. (2018). Censo de población y vivienda. Retrieved March 2, 2019, from <http://www.ecuadorencifras.gob.ec/censo-de-poblacion-y-vivienda/>

Lienhard, J. (2008). Balloon Frame houses. Retrieved March 5, 2019, from <http://www.uh.edu/engine/epi779.htm>

López, C. (2017). *Estudio y análisis comparativo entre el sistema constructivo tradicional en hormigón armado con el sistema de construcción liviana aplicado a viviendas de interés social del sector rural de la zona 8 Provincia del Guayas*. Universidad laica Vicente Rocafuerte de Guayaquil.

Magnone, H. (2018, February 6). El Steel Framing tendrá categoría de construcción tradicional. *La Voz*. Retrieved from <https://www.lavoz.com.ar/casa-diseno/el-steel-framing-tendra-categoria-de-construccion-tradicional>

Mantilla, F., Mejía, C., Rodríguez, R., & Vaca, R. (2011). *Aceros al carbono*. Universidad Nacional de Trujillo.

Martínez, D., & Cueto, G. (2012). *Steel Framing*. Universidad de la República, Montevideo.

Mattheib, J. (1980). *Hormigón armado*. Barcelona: Editorial Reverté.

McCormac, J., & Csernak, S. (2016). *Diseño de estructuras de acero* (5ta ed.). Ciudad de México: Alfaomega Grupo Editor.

MIDUVI. (2015a). Norma Ecuatoriana de la construcción: Peligro Sísmico. Quito.

MIDUVI. (2015b). Norma Ecuatoriana de la Construcción: Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m.

Monjo, J. (2005). La evolución de los sistemas constructivos en la edificación. Procedimientos para su industrialización. *Informes de La Construcción*, 57.

Naciones Unidas. (2017). *2017 Revision of World Population Prospects*. Nueva York. Retrieved from <https://population.un.org/wpp/>

Naciones Unidas. (2018). Agenda 2030 y los Objetivos de Desarrollo Sostenible: Una oportunidad para América Latina y el Caribe (LC/G.2681-P/Rev.3). Santiago.

Ortiz, J. (2017). *Plan de negocios para la creación de una empresa dedicada a ofrecer servicios de reparación de viviendas catalogadas como recuperables en la provincia de Manabí, usando la tecnología de construcción Steel framing*. Universidad de las Américas.

Páez, C. (2014). *Determinación de la carga permanente debida al peso de mampostería de bloque en edificaciones de vivienda*. Pontificia Universidad Católica del Ecuador.

Pavón, G. (2011, February 24). El acero es indispensable. *Diario La Hora*.

Prieto, C. (1962). La industria del acero en América Latina. In *Ciclo sobre las industrias básicas de América Latina*. México: Confederación de Cámaras Industriales de los Estados Unidos Mexicanos.

Ramírez, A. (2002). La construcción sostenible. *Física y Sociedad*, 13, 30–33.

Rojas, M., & Arenas, J. (2008). Comparación técnico-financiera del acero estructural y el hormigón armado. *Dyna*, 75, 47–56.

Sachs, J. (2015). *The Age of Sustainable development*. Nueva York: Columbia University Press.

Sohr, R. (2012). *Chile a ciegas: La triste realidad de nuestro modelo energético*. Santiago: Debate.