



**UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

TEMA:

**ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL ENTRE SISTEMAS
DE MUROS PORTANTES DE HORMIGÓN ARMADO Y PÓRTICO
DE ACERO CON DIAGONALES RIGIDIZADORAS PARA
EDIFICIO DE 4 PISOS**

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTORES:

**CLAVIJO FRANCO MELANIE TAMARA
SUÁREZ REYES JORGE JHALMAR**

TUTOR:

ING. RAÚL ANDRÉS VILLO VERA, MSc.

LA LIBERTAD, ECUADOR

2024

UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA

**FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

TEMA:

**“ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL ENTRE
SISTEMAS DE MUROS PORTANTES DE HORMIGÓN
ARMADO Y PÓRTICO DE ACERO CON DIAGONALES
RIGIDIZADORAS PARA EDIFICIO DE 4 PISOS”**

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTORES:

**CLAVIJO FRANCO MELANIE TAMARA
SUÁREZ REYES JORGE JHALMAR**

TUTOR:

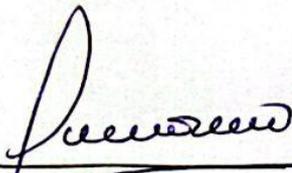
ING. RAÚL ANDRÉS VILLAO VERA, MSc.

LA LIBERTAD – ECUADOR

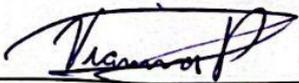
2024

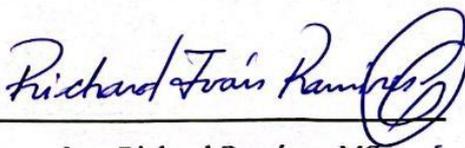
UPSE

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. 
Ing. Lucrecia Moreno Alcívar, PhD.
DIRECTOR DE CARRERA

f. 
Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc
DOCENTE TUTOR

f. 
Ing. Vianna Pinoargote Rovello, MSc.
DOCENTE ESPECIALISTA

f. 
Ing. Richard Ramírez, MSc.
DOCENTE UIC

DEDICATORIA

A mi madre Joselita Reyes y abuela Gerarda Suárez ejemplo de constancia y superación, quienes a diario me ofrecieron su apoyo incondicional, dándome ánimos para no claudicar en duros momentos.

A mi hermana, Ing. Melba Suárez por ser ejemplo de superación y perseverancia, guiándonos con su trayectoria y motivándonos a seguir el mismo camino hacia la excelencia profesional.

A mi hermano, Ing. Víctor Suárez por sus consejos y apoyo incondicional durante todo el trayecto de mi carrera universitaria. Este es un logro no solamente mío sino de los seres que me estiman y me brindaron su confianza.

JORGE JHALMAR

Dedico este trabajo principalmente a Dios que me permitió poder disfrutar de esta experiencia académica y que durante este proceso estuvo presente en cada decisión que tuve que tomar.

A mi esposo que ha sido mi mayor confidente en todas mis experiencias, a mis hermanos que son los mejores amigos que Dios puso en mi vida, pero sobre todo a mis padres que han estado presentes en cada acierto y desacierto de este capítulo que estoy por culminar, a cada uno de ellos les dedico este logro porque me inspiraron a ser la persona que soy hoy en día.

MELANIE TAMARA

CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

En calidad de tutor del trabajo de investigación para titulación del tema **“ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL ENTRE SISTEMAS DE MUROS PORTANTES DE HORMIGÓN ARMADO Y PÓRTICO DE ACERO CON DIAGONALES RIGIDIZADORAS PARA EDIFICIO DE 4 PISOS”**, elaborado por los estudiantes **CLAVIJO FRANCO MELANIE TAMARA** y **SUÁREZ REYES JORGE JHALMAR**, egresado de la carrera de Ingeniería civil, de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, me permito declarar que una vez analizado en el sistema antiplagio COMPILATIO, luego de haber cumplido con los requerimientos exigidos de valoración, la presente tesis, se encuentra con un 6% de la valoración permitida.



Ing. Villao Vera Raúl Andrés, MSc.

C.I. 0969745495

DOCENTE TUTOR



Tesis Suárez-Clavijo

6%
Textos sospechosos



- 5% Similitudes**
1% similitudes entre comillas
0% entre las fuentes mencionadas
- < 1% Idiomas no reconocidos**
- 23% Textos potencialmente generados por la IA (ignorado)**

Nombre del documento: Tesis Suárez-Clavijo.docx
ID del documento: 56f86d96fb881e0f9b176e88489f476a4bf1041
Tamaño del documento original: 263,63 kB
Autores: []

Depositante: RAUL ANDRES VILLAO VERA
Fecha de depósito: 21/11/2024
Tipo de carga: interface
fecha de fin de análisis: 21/11/2024

Número de palabras: 13.194
Número de caracteres: 84.569

Ubicación de las similitudes en el documento:



Fuentes principales detectadas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	repositorio.upse.edu.ec Repositorio Universidad Estatal Península de Santa Elena: ... 2 fuentes similares	1%		Palabras idénticas: 1% (202 palabras)
2	bibdigital.epn.edu.ec 3 fuentes similares	1%		Palabras idénticas: 1% (154 palabras)
3	repositorio.upse.edu.ec Repositorio Universidad Estatal Península de Santa Elena: ... 3 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (121 palabras)
4	www.amevirtual.gob.ec 5 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (119 palabras)
5	Tesis Tumbaco-Herera.docx Tesis Tumbaco-Herera #407fc9 El documento proviene de mi biblioteca de referencias 3 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (107 palabras)

Fuentes con similitudes fortuitas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	www.academia.edu (PDF) Análisis de Reforzamiento Sísmico del Edificio de Docent...	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (33 palabras)
2	Documento de otro usuario #660d64 El documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (17 palabras)
3	repositorio.uta.edu.ec	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (20 palabras)
4	repositorio.cuc.edu.co	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (14 palabras)
5	www.scielo.org.mx Enfoques metodológicos en la investigación histórica: cuantitat...	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (17 palabras)

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Nosotros, **CLAVIJO FRANCO MELANIE TAMARA** y **SUÁREZ REYES JORGE JHALMAR**, declaramos bajo juramento que el presente trabajo de titulación denominado “**ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL ENTRE SISTEMAS DE MUROS PORTANTES DE HORMIGÓN ARMADO Y PÓRTICO DE ACERO CON DIAGONALES RIGIDIZADORAS PARA EDIFICIO DE 4 PISOS**”, no tiene antecedentes de haber sido elaborado en la Facultad de **CIENCIAS DE LA INGENIERÍA**, Carrera de **INGENIERÍA CIVIL**, lo cual es un trabajo exclusivamente inédito de nuestra autoría.

Por medio de la presente declaración cedemos los derechos de autoría y propiedad intelectual, correspondientes a este trabajo, a la Universidad Estatal Península de Santa Elena, según lo establecido por la ley de propiedad intelectual, por su reglamento y por la normativa institucional vigente.

Atentamente,

Clavijo

Clavijo Franco Melanie Tamara

Autor de tesis

C.I. 2450816141

Suárez JJ.

Suárez Reyes Jorge Jhalmar

Autor de tesis

C.I. 2450165440

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

Ing. Villao Vera Raúl Andrés, MSc.

TUTOR DEL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

Universidad Estatal Península de Santa Elena

En mi calidad de Tutor del presente trabajo “ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL ENTRE SISTEMAS DE MUROS PORTANTES DE HORMIGÓN ARMADO Y PÓRTICO DE ACERO CON DIAGONALES RIGIDIZADORAS PARA EDIFICIO DE 4 PISOS” previo a la obtención del Título de INGENIERO CIVIL elaborado por MELANIE TAMARA CLAVIJO FRANCO y JORGE JHALMAR SUÁREZ REYES, egresados de la CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL, Facultad CIENCIAS DE LA INGENIERÍA de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, me permito declarar que luego de haber orientado, estudiado y revisado, la apruebo en todas sus partes.

Atentamente,



Ing. Villao Vera Raúl Andrés, MSc.

C.I. 0969745495

DOCENTE TUTOR

Lcda. Betty Ruth Gómez Suárez, Mgtr.
Celular: 0962183538
Correo: bettyruthgomez@educacion.gob.ec

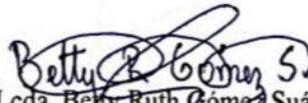
CERTIFICACIÓN GRAMATICAL Y ORTOGRÁFICA

Yo, **BETTY RUTH GÓMEZ SUÁREZ**, en mi calidad de **LICENCIADA EN CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN Y MAGÍSTER EN DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MODELOS EDUCATIVOS**, por medio de la presente tengo a bien indicar que he leído y corregido el Trabajo de Integración Curricular previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, denominado **"ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL ENTRE SISTEMAS DE MUROS PORTANTES DE HORMIGÓN ARMADO Y PÓRTICO DE ACERO CON DIAGONALES RIGIDIZADORAS PARA EDIFICIO DE 4 PISOS"**, de los estudiantes: **SUÁREZ REYES JORGE JHALMAR** y **CLAVIJO FRANCO MELANIE TAMARA**.

Certifico que está redactado con el correcto manejo del lenguaje, claridad en las expresiones, coherencia en los conceptos e interpretaciones, adecuado empleo en la sinonimia. Además de haber sido escrito de acuerdo a las normas de ortografía y sintaxis vigentes.

En cuanto puedo decir en honor a la verdad y autorizo a los interesados hacer uso del presente como estime conveniente.

Santa Elena, 21 de Noviembre del 2024



Lcda. Betty Ruth Gómez Suárez, Mgtr.
CI. 0915036529

LICENCIADO EN CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN
MAGÍSTER EN DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MODELOS EDUCATIVOS
N° DE REGISTRO DE SENECYT 1050-2014-86052892

AGRADECIMIENTOS

Agradezco en primer lugar a Dios, por brindarme salud y sabiduría para poder culminar una etapa importante en mi vida, y por guiar mis pasos en cada etapa de preparación de la carrera.

A mi madre Joselita Reyes, quién estuvo conmigo en el día a día, durante toda mi formación académica, agradezco su amor y apoyo incondicional en todo momento.

A los docentes de la facultad por su valiosa contribución a mi formación profesional al compartir su experiencia y conocimiento. En especial a nuestro tutor, Ing. Raúl Villao quién estuvo pendiente de cada etapa del proceso de elaboración de nuestra tesis.

A los arquitectos Miguel Moscoso y Francisco Bayancela por brindarme la oportunidad de ampliar mis conocimientos en el campo laboral, por compartir su experiencia y consejos en el campo de la construcción de edificios de gran altura.

A mi amiga Melanie Clavijo, por ser parte de esta etapa importante en mi vida, compartiendo vivencias y anécdotas desde el inicio de la carrera hasta su culminación, compartiendo conocimientos para la elaboración de nuestra tesis.

JORGE JHALMAR

Agradezco infinitamente a Dios por cada momento que viví en mi etapa universitaria, por darme las fuerzas necesarias para culminar esta gran etapa de mi vida y sobre todo por ver su mano de bendición en cada paso que di.

A mis padres Norma Franco Quiroz y a mi padre Fernando Clavijo Conforme, quienes me ayudaron a forjar mi carácter como persona y darme las enseñanzas que definen quien soy ahora.

Agradezco a mi esposo Ricardo Loachamin Montalvan que ha estado en cada momento especial y difícil que pueda llegar a travesar en mi vida, por ser mi apoyo incondicional.

Doy gracias por los docentes que compartieron sus conocimientos no solo académicos, sino también enseñanzas de vida, pero en especial al Ing. Raúl Villao docente de la Universidad Estatal Península de Santa Elena y tutor de esta tesis, quien guio este trabajo de titulación.

A mi gran amigo y compañero de tesis Jorge Suárez con el que compartimos no solo formación académica, sino también vivencias que ahora serán anécdotas para nuestra vida y a todos los amigos que hice en este camino les agradezco.

MELANIE TAMARA

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN	ii
DEDICATORIA	iii
CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO	v
DECLARACIÓN DE AUTORÍA	viii
CERTIFICACIÓN DEL TUTOR	viii
CERTIFICACIÓN DE GRAMATOLOGIA.....	ix
AGRADECIMIENTOS	x
TABLA DE CONTENIDO	xii
LISTA DE FIGURAS	xx
LISTA DE TABLAS	xxii
RESUMEN.....	xxiv
ABSTRACT	xxv
CAPITULO I: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
1.2 ANTEDECENTES	5
1.3 HIPÓTESIS	8
1.3.1 Hipótesis General.	8
1.3.2 Hipótesis Específicas.	8
1.4 OBJETIVOS.....	9

1.4.1	Objetivo General.....	9
1.4.2	Objetivos Específicos.	9
1.5	ALCANCE.....	10
1.6	VARIABLES	11
1.6.1	Variables Dependientes.	11
1.6.2	Variables Independientes.	11
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO.....		12
2.1	MARCO TEÓRICO	12
2.2	MUROS PORTANTES	12
2.2.1	Generalidades.....	12
2.2.2	Definición.....	12
2.2.3	Características de los muros portantes.....	13
2.2.4	Materiales.....	13
2.2.5	Tipos de muros.....	13
2.2.5.1	<i>Según su Material.....</i>	13
2.2.5.1.1	<i>Muros de Hormigón Armado.....</i>	13
2.2.5.1.2	<i>Muros de Hormigón Pretensado.....</i>	14
2.2.5.1.3	<i>Muros de Acero.....</i>	14
2.2.5.2	<i>Según su esbeltez.....</i>	14
2.2.5.2.1	<i>Muros Estructurales Bajos.....</i>	14
2.2.5.2.2	<i>Muros Estructurales Altos.....</i>	14
2.2.5.3	<i>Según la Forma de su Sección Transversal.....</i>	15
2.2.5.4	<i>Según Variaciones en Elevación.....</i>	15
2.2.5.4.1	<i>Muros Sin Aberturas.....</i>	15
2.2.5.4.2	<i>Muros Con Abertura.....</i>	16
2.2.6	Modos de falla en muro estructurales.....	16
2.2.6.1	<i>Falla por flexión.....</i>	16

2.2.6.2	<i>Falla por corte.</i>	17
2.2.6.3	<i>Falla por pandeo.</i>	18
2.2.7	<i>Densidad de muros.</i>	18
2.2.8	<i>Uso y desempeño de muros en zonas sísmicas.</i>	18
2.3	SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO	19
2.3.1	Tipos de arriostramiento.	20
2.3.1.1	<i>Arriostramiento concéntrico.</i>	20
2.3.1.1.1	<i>Mecanismo de disipación de energía de Pórticos Arriostrados Concéntricamente (PEAC).</i>	20
2.3.1.2	<i>Arriostramiento excéntrico.</i>	21
2.3.1.2.1	<i>Mecanismo de disipación de energía Pórticos Arriostrados Excéntricamente (PAE).</i>	22
2.3.2	Diagonales rigidizadoras.	23
2.3.2.1	<i>Generalidades.</i>	23
2.3.2.2	<i>Funcionamiento de las diagonales.</i>	23
2.3.2.3	<i>Criterio columna fuerte-viga débil.</i>	23
2.3.2.4	<i>Respuesta sísmica de las diagonales concéntricas.</i>	24
2.4	PELIGROSIDAD SÍSMICA	26
2.4.1	Generalidades.	26
2.4.2	Conceptos generales.	26
2.4.2.1	<i>Altura de entrepiso.</i>	26
2.4.2.2	<i>Acelerogramas.</i>	26
2.4.2.3	<i>Cortante basal.</i>	27
2.4.3	Espectro de respuesta para diseño.	27
2.4.4	Periodo de vibración.	27
2.4.5	Período de vibración fundamental.	27
CAPITULO III: METODOLOGIA		28
3.1	TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN	28
3.1.1	Tipo de investigación.	28

3.1.2	Nivel de investigación.....	29
3.2	MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN ...	29
3.2.1	Método de investigación.	29
3.2.2	Enfoque de investigación.	29
3.2.3	Diseño de la investigación.....	30
3.3	POBLACION, MUESTRA Y MUESTREO.....	31
3.3.1	Población.....	31
3.3.2	Muestra.	31
3.3.3	Muestreo.....	32
3.4	PRE-DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO CON DIAGONALES RIGIDIZADORAS.....	32
3.4.1	Características de la edificación.	32
3.4.2	Propiedades de los materiales.	35
3.4.3	Determinación de cargas.	35
3.4.3.1	<i>Carga gravitacional.....</i>	<i>36</i>
3.4.3.1.1	<i>Carga muerta.....</i>	<i>36</i>
3.4.3.1.2	<i>Carga viva.....</i>	<i>36</i>
3.4.4	Análisis de cargas para estructura de acero.....	37
3.4.4.1	<i>Metrado de cargas para un nivel de la edificación.....</i>	<i>37</i>
3.4.5	Resumen del análisis de carga para un nivel de la edificación. 42	
3.5	PRE-DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	43
3.5.1	Pre-dimensionamiento de columnas.....	43
3.5.2	Pre-dimensionamiento de viga principal.	49

3.5.3	Pre-dimensionamiento viguetas.....	52
3.5.4	Pre-dimensionamiento losa colaborante.....	54
3.5.5	Pre-dimensionamiento de las diagonales rigidizadoras.....	57
3.6	Pre-dimensionamiento de la estructura con el sistema de muros portantes de hormigón armado.....	58
3.6.1	Características principales de la estructura con el sistema de muros portantes de hormigón armado.....	58
3.6.2	Pre-dimensionamiento de muros portantes.....	58
3.6.3	Pre-dimensionamiento de losa.....	59
3.6.4	Espesor de losa.....	60
3.6.5	Densidad de muros.....	60
3.6.5.1	<i>Densidad de muros bloque A.....</i>	<i>61</i>
3.6.5.2	<i>Densidad de muros bloque B.....</i>	<i>61</i>
3.6.6	Cargas gravitacionales.....	62
3.7	CARGA SÍSMICA.....	62
3.7.1	Factor de zona Z.....	62
3.7.2	Perfil de suelos para el diseño sísmico.....	64
3.7.2.1	<i>Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.....</i>	<i>64</i>
3.7.2.1.1	<i>Coefficiente de suelo en la zona de período corto Fa.....</i>	<i>64</i>
3.7.2.1.2	<i>Ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca Fd.....</i>	<i>65</i>
3.7.2.1.3	<i>Coefficiente de perfil de suelo Fs, comportamiento no lineal de los suelos.....</i>	<i>65</i>
3.7.2.2	<i>Componentes horizontales de la carga sísmica: Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.....</i>	<i>66</i>
3.7.3	Diseño sismorresistente.....	67
3.7.4	Coefficiente de importancia (I).....	69

3.7.5	Regularidad/configuración estructural.....	70
3.7.6	Carga sísmica reactiva (W).	72
3.7.7	Cortante basal de diseño (V).	72
3.7.8	Período de vibración T.....	73
3.7.9	Factor de reducción de resistencia sísmica (R).....	73
3.7.10	Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales.....	75
3.7.11	Determinación del espectro elástico de aceleraciones para estructura de hormigón armado con muros portantes.	76
3.7.12	Determinación del espectro elástico de aceleraciones para estructura de acero con diagonales rigidizadoras.	77

CAPITULO IV: ANALISIS Y MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGON ARMADO CON MUROS PORTANTES Y ESTRUCTURA DE ACERO CON DIAGONALES RIGIDIZADORAS..... 80

4.1 MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO CON MUROS PORTANTES 80

4.2 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO CON MUROS PORTANTES 81

4.2.1 Proceso de modelación en ETABS de estructura de hormigón armado con muros portantes. 81

4.2.1.1 Creación de nuevo modelo..... 82

4.2.1.2 Definición de ejes de referencia..... 82

4.2.1.3 Propiedades de los materiales. 83

4.2.1.4 Definición de la sección de los elementos estructurales. 84

4.2.1.4.1 Muros portantes..... 84

4.2.1.4.2 Losas. 85

4.2.1.5 Definición de la masa del edificio..... 86

4.2.1.6 Definición de diafragmas..... 86

4.2.1.7 Ingreso de carga sísmica..... 87

4.2.1.8	<i>Ingreso de espectro de diseño.</i>	88
4.2.1.9	<i>Definiciones de patrones de carga.</i>	88
4.2.1.10	<i>Definición de Combinaciones de carga.</i>	89
4.2.1.11	<i>Modelamiento de la estructura de hormigón armado con muros portantes.</i>	90
4.2.1.12	<i>Asignación de cargas.</i>	92
4.2.1.13	<i>Asignación de diafragmas al modelo.</i>	92
4.2.2	Proceso de modelación en ETABS de estructura de acero con diagonales rigidizadoras.	93
4.2.2.1	<i>Creación de nuevo modelo.</i>	93
4.2.2.2	<i>Definición de ejes de referencia.</i>	94
4.2.2.3	<i>Propiedades de los materiales.</i>	95
4.2.2.4	<i>Definición de la sección de los elementos estructurales.</i>	95
4.2.2.4.1	<i>Columnas.</i>	96
4.2.2.4.2	<i>Vigas.</i>	96
4.2.2.4.3	<i>Losas.</i>	97
4.2.2.5	<i>Definición de la masa del edificio.</i>	98
4.2.2.6	<i>Definición de diafragmas.</i>	98
4.2.2.7	<i>Ingreso de carga sísmica.</i>	99
4.2.2.8	<i>Definición de patrones de carga.</i>	99
4.2.2.9	<i>Definición de Combinaciones de carga.</i>	100
4.2.2.10	<i>Modelamiento de la estructura de acero con diagonales rigidizadoras.</i>	101
4.2.2.11	<i>Asignación de cargas.</i>	102
4.2.2.12	<i>Asignación de diafragmas al modelo.</i>	103
4.3	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO CON MUROS PORTANTES Y ESTRUCTURA DE ACERO CON DIAGONALES RIGIDIZADORAS	104
4.3.1	<i>Análisis de la estructura.</i>	104
4.3.2	<i>Centro de masa y centro de rigidez.</i>	104
4.3.3	<i>Rigidez de piso.</i>	105
4.3.4	<i>Desplazamiento de pisos.</i>	106

4.3.5	Derivas de piso.....	107
4.3.6	Periodos de vibración.....	108
4.3.7	Cortante en la base.....	110
CAPITULO V: COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGON ARMADO CON MUROS PORTANTES Y ESTRUCTURA DE ACERO CON DIAGONALES RIGIDIZADORAS.....		
5.1	COMPARACIÓN DE CENTRO DE MASA Y RIGIDEZ	111
5.1.1	Comparación de centro de masa y rigidez para bloque A. ...	111
5.1.2	Comparación de centro de masa y rigidez para bloque B....	112
5.2	COMPARACIÓN DE RIGIDEZ DE PISO.....	112
5.3	COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTO DE PISO	113
5.4	COMPARACIÓN DE DERIVAS DE PISO	114
5.5	COMPARACIÓN PERIODOS DE CADA SISTEMA ESTRUCTURAL.....	115
5.6	COMPARACIÓN DE LA CORTANTE DE BASE.....	116
CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		
6.1	Conclusiones	118
6.2	RECOMENDACIONES.....	119
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....		
		120

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Secciones de muros comunes.....	15
Figura 2. Muros estructurales con aberturas	16
Figura 3. Falla por flexión	17
Figura 4. Falla por corte	17
Figura 5. Falla por pandeo	18
Figura 6. Marco arriostrado y marco no arriostrado	19
Figura 7. Tipos comunes de PEAC	20
Figura 8. Tipos comunes de PAE.....	21
Figura 9. Comportamiento inelástico de PAE	22
Figura 10. Diseño arquitectónico planta baja.....	33
Figura 11. Diseño arquitectónico primer y segundo piso alto	34
Figura 12. Diseño arquitectónico cuarto piso alto	34
Figura 13. Área tributaria de columna	44
Figura 14. Perfiles de acero del catálogo de DIPAC	49
Figura 15. Ancho tributario para viga principal.....	50
Figura 16. Selección de perfil estructural para viga principal	52
Figura 17. Selección de perfil estructural para viga principal	53
Figura 18. Ficha técnica de la placa deck Novalosa 55	54
Figura 19. Panel crítico de losa.....	54
Figura 20. Espesor de placa colaborante Novalosa.....	55
Figura 21. Longitud sin apuntalamiento para placa colaborante	55
Figura 22. Carga viva no factorada Novalosa 55mm.....	56
Figura 23. Sección de Ag requerida para diagonales rigidizadoras	57
Figura 24. Mapa de zonificación sísmica.....	63
Figura 25. Espectro sísmico elástico de desplazamientos.....	66
Figura 26. Espectro de respuesta en aceleración.....	79
Figura 27. Distribución de bloques para el análisis en ETABS.....	81
Figura 28. Ventana de opciones del modelo	82
Figura 29. Ejes de referencia del bloque A.....	83
Figura 30. Propiedades de los materiales.....	83
Figura 31. Definición de sección de muro portante	84
Figura 32. Definición de inercia de muro	85
Figura 33. Definición de sección de losa maciza en dos direcciones	85
Figura 34. Masa del edificio	86
Figura 35. Definición de diafragmas.....	87
Figura 36. Ingreso de carga sísmica en el software	87
Figura 37. Espectro de diseño de muros portantes.....	88
Figura 38. Definición de patrones de carga	89
Figura 39. Definición de combinación de carga según normativa.....	89
Figura 40. Modelado del bloque A con muros portantes.....	90
Figura 41. Modelado del bloque B con muros portantes	91
Figura 42. Modelado del bloque C de la estructura de hormigón armado.....	91

Figura 43. Asignación de carga viva al modelo.....	92
Figura 44. Asignación de carga muerta al modelo.....	92
Figura 45. Asignación de diagramas.....	93
Figura 46. Selección de unidades y código de construcción.....	94
Figura 47. Ejes de referencia del bloque A.....	94
Figura 48. Propiedades de los materiales.....	95
Figura 49. Definición de sección de columna.....	96
Figura 50. Definición de sección de viga.....	97
Figura 51. Definición de sección de losa de placa colaborante	97
Figura 52. Masa del edificio	98
Figura 53. Definición de diagramas.....	98
Figura 54. Carga sísmica para estructura de acero.....	99
Figura 55. Definición de patrones de carga	100
Figura 56. Definición de combinaciones de carga según normativa	100
Figura 57. Modelado del bloque A con diagonales rigidizadoras.....	101
Figura 58. Modelado del bloque B con diagonales rigidizadoras.....	102
Figura 59. Modelado del bloque C de la estructura de acero.....	102
Figura 60. Asignación de carga viva y muerta al modelo.....	103
Figura 61. Asignación de diagramas.....	103
Figura 62. Comparación de centro de masa y rigidez del bloque A	111
Figura 63. Comparación de masa y rigidez del bloque B.....	112
Figura 64. Comparación de rigidez de piso para bloque A.....	113
Figura 65. Comparación de rigidez de piso para bloque B.....	113
Figura 66. Desplazamientos de piso en el bloque A	114
Figura 67. Desplazamientos de piso en el bloque B	114
Figura 68. Derivas de piso de cada sistema estructural en las direcciones de X y Y	115
Figura 69. Derivas de piso de cada sistema estructural en las direcciones de X y Y	115
Figura 70. Periodo fundamental de cada sistema obtenido del modelo matemático para el bloque A	116
Figura 71. Periodo fundamental de cada sistema obtenido del modelo matemático para el bloque B	116
Figura 72. Fuerza cortante en la Base	117

LISTA DE TABLAS

Pág.

Tabla 1. Ventajas y desventajas de cada sistema constructivo.....	25
Tabla 2. Características de la estructura.....	33
Tabla 3. Propiedades del acero estructural.....	35
Tabla 4. Propiedades del hormigón.....	35
Tabla 5. Peso unitario de materiales.....	36
Tabla 6. Carga viva según ocupación.....	37
Tabla 7. Carga de mampostería	38
Tabla 8. Carga de enlucidos	39
Tabla 9. Carga de acabados.....	40
Tabla 10. Carga uniforme de cubierta.....	41
Tabla 11. Resumen de análisis de carga para bloque A y B	42
Tabla 12. Resumen de análisis de carga de bloque C	42
Tabla 13. Sumatoria total de carga muerta y viva.....	43
Tabla 14. Propiedades geométricas de la sección de acero.....	47
Tabla 15. Esfuerzo crítico de elemento sujeto a carga axial	48
Tabla 16. Parámetros para pre-dimensionamiento de vigueta	53
Tabla 17. Cargas de servicio	56
Tabla 18. Cargas gravitacionales para estructura con muros portantes	62
Tabla 19. Valores del factor Z en función de la zona sísmica	63
Tabla 20. Coeficiente Fa según zona sísmica	64
Tabla 21. Coeficiente Fd según zona sísmica	65
Tabla 22. Coeficiente Fs según zona sísmica.....	65
Tabla 23. Coeficiente de importancia I.....	69
Tabla 24. Coeficiente de irregularidad en planta	70
Tabla 25. Coeficiente de irregularidad en elevación.....	71
Tabla 26. Factores según el tipo de estructura	73
Tabla 27. Factor de reducción de resistencia sísmica R.....	74
Tabla 28. Parámetros para el diseño del espectro elástico en función de aceleraciones	79
Tabla 29. Centro de masa y rigidez de sistema de pórticos con muros portantes	105
Tabla 30. Centro de masa y rigidez de sistema de pórticos con diagonales rigidizadoras.....	105
Tabla 31. Rigidez de piso para estructura de pórticos con muros portantes	106
Tabla 32. Rigidez de piso para estructura de pórticos con diagonales rigidizadoras	106
Tabla 33. Desplazamiento máximo de piso para sistema con muros portantes .	107
Tabla 34. Desplazamiento máximo de piso para sistema pórticos con diagonales rigidizadoras.....	107
Tabla 35. Derivas de piso para estructura con muros portantes.....	108
Tabla 36. Derivas de piso para estructura de acero con diagonales rigidizadoras	108

Tabla 37. Periodo fundamental para estructuras de hormigón armado con muros portantes	109
Tabla 38. Periodo fundamental para pórticos de acero con diagonales rigidizadoras	109
Tabla 39. Cortante en la base para ambos sistemas estructurales	110

“ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL ENTRE SISTEMAS DE MUROS PORTANTES DE HORMIGÓN ARMADO Y PÓRTICO DE ACERO CON DIAGONALES RIGIDIZADORAS PARA EDIFICIO DE 4 PISOS”

Autores: Clavijo Franco Melanie Tamara y Suárez Reyes Jorge Jhalmar.

Tutor: Ing. Villao Vera Raúl Andrés, MSc.

RESUMEN

Este estudio realizó un análisis comparativo entre dos sistemas estructurales: muros portantes de hormigón armado y pórticos de acero con diagonales rigidizadoras, considerando un edificio de cuatro plantas. El análisis se llevó a cabo mediante modelado numérico en ETABS, evaluando parámetros estructurales clave como rigidez lateral, desplazamientos y derivas de piso bajo un enfoque lineal estático. Los resultados mostraron que los sistemas con muros portantes presentan mayor rigidez lateral y menores desplazamientos en comparación con los sistemas con diagonales rigidizadoras. Esto los posiciona como una solución estructural más eficiente en términos de control de deformaciones. Por otro lado, los sistemas con diagonales rigidizadoras, aunque menos efectivos en el control de desplazamientos, demostraron un comportamiento adecuado en la redistribución de fuerzas internas. Además, se analizó la influencia de la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez, identificando que esta genera momentos torsionales adicionales que podrían comprometer la estabilidad si no se toman medidas correctivas. El estudio concluye que los sistemas con muros portantes destacan por su superioridad en términos de rigidez y control de desplazamientos, ofreciendo una referencia valiosa para el diseño estructural de edificaciones similares.

Palabras clave: Carga sísmica, Carga muerta, Carga viva, Muros portantes

“STRUCTURAL COMPARATIVE ANALYSIS BETWEEN REINFORCED CONCRETE LOAD-BEARING WALL SYSTEMS AND STEEL PORTICO WITH STIFFENING DIAGONALS FOR A 4-STORY BUILDING”

Authors: Clavijo Franco Melanie Tamara and Suarez Reyes Jorge Jhalmar.

Tutor: Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MS.c.

ABSTRACT

This research presents a comparative analysis between two structural systems: reinforced concrete bearing walls and steel frames with bracing, considering a four-story building. The analysis was performed using numerical modeling in ETABS, evaluating key structural parameters such as lateral stiffness, displacements, and story drifts under a linear static approach. The results showed that bearing wall systems exhibit greater lateral stiffness and lower displacements compared to braced frame systems, positioning them as a more efficient structural solution in terms of deformation control. On the other hand, braced frame systems, while less effective in controlling displacements, demonstrated satisfactory performance in redistributing internal forces. Additionally, the influence of eccentricity between the center of mass and the center of stiffness was analyzed, revealing that it generates additional torsional moments that could compromise stability if corrective measures are not taken. The study concludes that bearing wall systems stand out for their superior performance in terms of stiffness and displacement control, providing a valuable reference for the structural design of similar buildings.

KEYWORDS: Seismic Load, Dead Load, Live Load, Load-bearing walls.

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

Con el transcurso del tiempo, ha habido notables evoluciones en los sistemas estructurales de la construcción desde una perspectiva arquitectónica e ingenieril, que justamente se presentaron con el objetivo de mejorar en aspectos de funcionalidad, seguridad, economía y estética. Según Fernández (2017) en épocas antiguas, la edificación tradicional se basaba en el uso de materiales pesados como piedras, ladrillos, bloques de adobe e incluso madera, dispuestos y ensamblados para construir una estructura sólida y estable. Estos a medida que avanzaba la historia fueron cambiando e incluso reemplazados por hormigón, acero, plásticos, etc. Los cuales se utilizan en diferentes técnicas de construcción con el fin de conseguir una infraestructura segura y funcional para los ocupantes.

En la construcción actual, se puede observar que se prefiere el Acero estructural y el Hormigón armado. Esto ha provocado que se realicen diversas investigaciones para hacer estructuras más eficientes y baratas. Debido a que estos materiales se pueden adaptar a diversos usos dentro del ámbito constructivo. En Ecuador el sistema estructural más usado es el de sistema de pórticos debido a su seguridad, fácil construcción y mecanismo de diseño, sin embargo, en los últimos años han surgido nuevos métodos de construcción los cuales al igual que los métodos tradicionales deben cumplir con las reglas establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

El sistema de pórticos llamado así por estar compuesto principalmente vigas y columnas las cuales transportan las cargas hacia al suelo siguiendo el orden de estos elementos, es un sistema el cual se adapta de forma efectiva a los requerimientos de cargas por gravedad. Sin embargo, se necesita de un diseño sísmico riguroso para que estas estructuras puedan soportar un fenómeno de esta índole, esto provoca que los elementos que forman parte de esta estructura comúnmente tengan dimensiones exuberantes lo cual provoca a su vez un gran costo económico y más

tiempo de construcción, lo que obliga a varios ingenieros a acudir a otras alternativas de sistemas de construcción.

Aquí es donde las estructuras de acero desempeñan un papel crucial en la industria de la construcción. Gracias a las propiedades de sus componentes, estas estructuras permiten la edificación de infraestructuras de gran envergadura capaces de resistir cargas gravitacionales y sísmicas significativas. Sin embargo, en ciertos escenarios donde las fuerzas laterales alcanzan niveles considerables, se requiere una optimización del diseño. Por consiguiente, la ingeniería civil ha desarrollado soluciones para hacer frente a estos desafíos, siendo una de ellas el empleo de diagonales rigidizadoras de arriostamiento concéntrico, cuya función principal de estos elementos es el incremento de rigidez lateral.

Por lo que en el siguiente proyecto de investigación se plantea realizar un análisis comparativo entre dos sistemas de construcción, uno con el sistema de muros portantes de hormigón armado y otro con el sistema de pórticos de acero con diagonales rigidizadoras de arriostamiento, ambos sistemas estructurales serán prediseñados mediante la aplicación de criterios definidos por la norma ecuatoriana de la construcción del 2015 (NEC 2015) y la norma American Institute of Steel Construction del 2016 (AISC 360-16) que nos ayudara a evaluar el comportamiento de la estructura frente a cargas gravitatorias y sísmicas mediante un análisis estructural preliminar. Además, se modelará en el software ETABS, para realizar análisis estáticos de los dos sistemas y comparar el comportamiento de desplazamientos, deformaciones, derivas y cortante de base que experimentan las estructuras bajo diferentes condiciones de carga. Con el fin de realizar un análisis comparativo mediante la evaluación de diversos factores, como la resistencia estructural, la rigidez y excentricidades, entre otros.

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En el ámbito de la ingeniería civil y la arquitectura, la elección del sistema estructural adecuado para edificaciones de baja altura es crucial no solo para garantizar la seguridad y estabilidad del edificio, sino también para optimizar costos y tiempos de construcción. Hoy en día en el Ecuador, es común ver edificaciones

que utilizan el sistema tradicional de pórticos, el cual está formado comúnmente por vigas y columnas que forman un marco, lo cual proporciona seguridad. Sin embargo, según (Villón Pico, 2023) este sistema a menudo se utiliza sin supervisión técnica, basándose únicamente en la experiencia empírica de los usuarios lo cual implica el descuido de las normativas vigentes que rigen en la industria de la construcción lo que da pie a que exista inseguridad ante varios tipos de cargas.

No obstante, a medida que avanza el tiempo esta industria ha ido innovando, lo que conlleva a que se apliquen nuevos sistemas de construcción que cumplan con los requisitos necesarios para la seguridad e integridad de sus ocupantes, pudiendo reemplazar a los sistemas tradicionales. Aun así, la falta de información o desconfianza por parte de los usuarios comunes y profesionales como ingenieros y arquitectos ha impedido la introducción de nuevos sistemas estructurales probados en otros países en la construcción de edificaciones en distintas provincias del Ecuador siendo una de ellas la península de Santa Elena. Uno de estos métodos innovadores de construcción, es el sistema de muros portantes, que simplifica los procesos de construcción y es adecuado tanto para viviendas como para edificios altos.

De igual manera, los avances en los estudios de estructuras han posibilitado la adaptación de sistemas tradicionales, asegurando que no caigan en el olvido y, al mismo tiempo, han mejorado su seguridad y eficiencia económica. Como se ha mencionado anteriormente, una de estas adaptaciones significativas es la introducción de diagonales rigidizadoras. Estas, como su nombre lo indica, aumentan la rigidez de la estructura al incorporar vigas diagonales que funcionan como refuerzos. Además, si el pórtico está constituido de acero estructural puede ser de gran ventaja ya que suelen ser más ligeros que una estructura de hormigón armado, lo que puede traducirse en una reducción del peso total de la estructura y, por ende, en menores requerimientos para cimentaciones y elementos de soporte. Este diseño no solo incrementa la estabilidad del edificio frente a cargas gravitatorias y sísmicas, sino que también asegura una mayor resistencia y confiabilidad estructural en condiciones adversas, beneficiando así la durabilidad y la seguridad de la construcción.

En este contexto, el sector de la construcción actual demanda mayor competitividad, lo que justifica la exploración de sistemas constructivos alternativos o modificadores en los sistemas tradicionales que prometan tiempos de ejecución más cortos, costos reducidos y cumplimiento adecuado de los requisitos técnicos en las infraestructuras. Pues según (Bautista Benalcazar & Inca Encarnación, 2023) la ausencia de una solución unánime subraya la necesidad de un enfoque pragmático y personalizado, donde la evaluación detallada de las circunstancias específicas determine la elección más adecuada para lograr un equilibrio eficiente entre rendimiento estructural y consideraciones económicas.

El presente estudio tiene como objetivo principal realizar un análisis comparativo detallado entre ambos sistemas estructurales para un edificio de cuatro plantas, centrándose en aspectos clave como la evaluación de la respuesta estructural ante posibles daños durante eventos sísmicos severos.

Esto con el fin que, mediante este estudio comparativo, se espere proporcionar a los profesionales de la construcción una guía clara y fundamentada para la selección del sistema estructural más adecuado según las necesidades y prioridades del proyecto. Además, se contribuirá al avance del conocimiento en el diseño sísmico de edificaciones de media altura, promoviendo prácticas constructivas más seguras, eficientes y sostenibles en el ámbito de la ingeniería estructural moderna.

El problema de investigación puede enmarcarse en la siguiente pregunta: PG. ¿Qué diferencias en el comportamiento estructural habrá entre los sistemas de muros portantes de hormigón armado y pórtico de acero con diagonales rigidizadoras para un edificio de 4 plantas? De la cual se derivan 3 preguntas específicas:

P.E.1: ¿Qué tipo de cargas se presentarán en el sistema de muros portantes y pórtico de acero con diagonales rigidizadoras para un edificio de 4 plantas empleando las normativas NEC 2015 Y AISC 360-16?

P.E.2: ¿Qué resultados se obtienen del análisis estructural mediante el método basado en fuerzas (MBF) aplicado a pórticos de acero con diagonales rigidizadoras y sistema de muros portantes, utilizando el software ETABS y las normativas NEC

15 y AISC 360-16, para determinar las solicitaciones, los requerimientos y los límites estructurales de un edificio de 4 plantas?

P.E.3: ¿Qué diferencias hay entre las respuestas estructurales de un sistema de muros portantes de hormigón armado y un sistema de pórticos de acero con diagonales rigidizadoras, considerando parámetros como excentricidad, rigidez, desplazamientos, derivas, periodos y cortante de base?

1.2 ANTECEDENTES

Hoy en día gracias a varias investigaciones que se han realizado a través de los años se ha logrado determinar diferentes ventajas y desventajas entre determinados sistemas estructurales, siendo uno de ellos el caso más estudiado el de los muros portantes debido a sus características físicas y constructivas. Este ha sido comparado con frecuencia frente a pórticos básicos lo cual en varias investigaciones ha resultado como el más favorable, no obstante rara vez se lo compara frente a pórticos con características especiales como es el caso de un pórtico de acero con riostras en V las cuales dan más rigidez a este tipo de estructura que resulta ser más elástica, esta combinación resulta atractiva debido a que no es tan convencional, y puede aportar diferentes resultados comparándola con muros portantes. No obstante, existen diferentes estudios de los dos tipos de sistemas, los cuales se han comparado frente a otros y cuyos resultados pueden ser de gran ayuda en el transcurso de esta investigación.

Por ejemplo, a nivel internacional se puede citar el estudio de (Wigle & Fahnestock, 2009) que se titula “Buckling-restrained braced frame connection performance”. Esta investigación se realizó con el objetivo de tener una mayor investigación del comportamiento de los pórticos arriostrados con restricción de pandeo (BRBF) debido a que anteriores estudios experimentales a gran escala de estos mismos han demostrado que, si bien muestran un buen rendimiento sísmico general, pueden tener limitaciones debido a los modos de falla de conexión que no permiten que los arriostramientos alcancen su capacidad total de ductilidad. En este estudio, se utilizan modelos de elementos finitos no lineales para estudiar las conexiones de arriostramiento viga-columna BRBF. Estos modelos se centran en un subconjunto

de un piso extraído de un BRBF de cuatro pisos previamente probado. Después de verificar los resultados del análisis de elementos finitos de referencia con datos experimentales, se utilizaron estudios paramétricos que varían la configuración de la conexión para evaluar los factores clave que influyen en el rendimiento. Por lo que se demostró que la configuración de la conexión tiene un impacto significativo en la respuesta del sistema global y las demandas de conexión localizadas.

En otro caso, se encuentra el estudio realizado por (Franco Rojas, González Díaz, B. Milanés, Félix López, & Calderín Mestre, 2022) titulado “Mampostería confinada vs pórticos de hormigón: Selección de alternativas para viviendas por esfuerzos propios en Cuba”. El cual tiene como objetivo de seleccionar la mejor alternativa entre los dos sistemas estructurales analizando sus diferentes características. Además, en este estudio se analizó el sistema estructural de muros portantes de mampostería confinada, el cual es poco común en Cuba. Este sistema no solo permite utilizar materiales locales disponibles para la población, sino que también muestra un buen desempeño frente a los terremotos. Se llevaron a cabo comparaciones entre dos tipos de viviendas: una diseñada con estructuras de pórticos de hormigón armado según la norma cubana NC 207, 2019, y otra con muros portantes de mampostería confinada según la norma mexicana NTCM, 2020. Los resultados indican que ambas opciones aseguran un comportamiento sísmico adecuado, pero la estructura de muros portantes de mampostería confinada reduce los costos en un 46%, demostrando su viabilidad técnica y económica.

Por otra parte, a nivel nacional en el trabajo de investigación hecho por (García Vences, Palacios Rodríguez, Mendoza Palacios, & Rodríguez Solorzano, 2021) que da información sobre “Análisis de reforzamiento sísmico del edificio de docentes N°1 de la Universidad Técnica de Manabí” cuyo propósito fue desarrollar una investigación que determine reforzamiento idóneo para el edificio con el propósito de que sea capaz de disipar la energía de los sismos. Para alcanzar el objetivo de este estudio, se plantearon dos métodos de reforzamiento estructural: uno mediante muros de cortante y otro mediante pórticos arriostrados concéntricamente en forma de V invertida. Ambas configuraciones fueron modeladas utilizando el software ETABS, donde se evaluaron las características dinámicas de las estructuras para analizar las variaciones en los esfuerzos globales y los desplazamientos del piso. Se

llevaron a cabo análisis sísmicos estáticos y dinámicos (modal espectral), utilizando tanto el espectro de diseño normativo para suelos tipo “D” como el espectro del sismo del 16 de abril, con el objetivo de identificar el método de refuerzo más eficaz según las especificaciones técnicas establecidas en las normativas vigentes. Debido a esto se obtuvieron las siguientes conclusiones: i) Los mayores desplazamientos de piso se observaron al emplear el espectro de diseño correspondiente al sismo del 16 de abril, especialmente en la estructura reforzada con muros de cortante. ii) Los esfuerzos globales fueron significativamente más altos al utilizar el espectro de diseño del mencionado sismo, especialmente al analizar las estructuras con su respectivo reforzamiento. iii) La estructura mostró un periodo natural de 0.36 segundos al utilizar muros de cortante, en comparación con el valor de 0.23 segundos obtenido para los pórticos arriostrados concéntricamente en forma de V invertida.

Además, a nivel local (Mateo Villao & Medina Carvajal, 2021) en su trabajo de titulación titulado “Análisis, diseño y comparación técnica y económica entre una vivienda de dos plantas con pórticos de hormigón armado y una de muros portantes de hormigón armado en el cantón Santa Elena provincia de Santa Elena”. El cual tiene como objetivo realizar el diseño y análisis de una vivienda con pórticos de hormigón armado y otra de muros portantes de hormigón armado destacando las ventajas y desventajas de cada uno de los sistemas. En la investigación primero se realiza un modelamiento de la vivienda de dos pisos en el programa ETABS para los dos sistemas. Se realiza los cálculos de los elementos estructurales para que cumplan con los requerimientos de resistencia establecidos en la norma NEC-15 y ACI318-19, lo que nos permite determinar cómo se está comportando la estructura ante las cargas introducidas. A partir de este diseño se realizó el análisis presupuestario de cada sistema de construcción con el fin de compararlos a gran escala y determinar que, al construir doce viviendas con el sistema de muros portantes, este presenta un menor costo y tiempo de ejecución en comparación con el de pórticos de hormigón armado que solo se podría construir dos viviendas, considerando que el encofrado que se compra sirve para la construcción de las otras viviendas.

Finalmente, en el trabajo de titulación presentado por (Santos Asencio & Soriano Castillo, 2021) el cual es titulado como “ESTUDIO DEL DESEMPEÑO DE DISIPADORES CON DIAGONALES DE ARRIOSTRAMIENTO DE PANDEO RESTRINGIDO PARA UNA ESTRUCTURA DE ACERO Y SU COMPARACION CON EL DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO SIN DIAGONALES Y CON DIAGONALES” el cual se realizó con la finalidad de evitar daños en los elementos estructurales en el sistema de disipación de energía con histéresis no lineal. Se llevaron a cabo dos tipos de análisis en esta investigación: primero, un análisis modal espectral para el diseño, asegurando cumplir con las derivas admisibles y el cortante basal mínimo; segundo, un análisis de tiempo historia para evaluar el comportamiento del sistema estructural propuesto. Se utilizaron registros sísmicos del sismo de Pedernales del 16 de abril de 2016, obtenidos de las estaciones de la RENAC del IG-EPN. Además, se emplearon normativas como la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), las normas de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE 7-16, ASCE 41-13), y la norma del instituto Americano de Construcciones de Acero (ANSI/AISC 341-16) para el diseño de las diagonales de pandeo restringido. Los resultados obtenidos incluyeron desplazamientos, deriva, y el comportamiento histérico de las diagonales de pandeo restringido, evaluados mediante el programa computacional SAP2000.

1.3 HIPÓTESIS

1.3.1 Hipótesis General.

Si se aplica el análisis comparativo estructural entre sistemas de muros portantes de hormigón armado y pórtico de acero con diagonales rigidizadoras para edificio de 4 plantas se podrá conocer el comportamiento estructural de las edificaciones, y determinar las diferencias entre ambos sistemas constructivos.

1.3.2 Hipótesis Específicas.

H.E1.: Mediante el uso de las normativas NEC 15 y AISC 360-16 se podrá establecer las cargas que actúan en el edificio propuesto con el sistema de pórticos de acero con diagonales rigidizadoras.

H.E2.: El análisis estructural mediante el método basado en fuerzas (MBF) de pórticos de acero con diagonales rigidizadoras y hormigón armado con muros portantes mediante el uso del software ETABS, las normas NEC 15 y AISC 360-16 permitirá identificar y analizar las solicitaciones, los requerimientos necesarios y los límites que la estructura debe poseer para su correcto funcionamiento.

H.E3.: La comparación de la respuesta estructural de ambos sistemas, basada en parámetros como excentricidad, rigidez, desplazamientos, derivas, periodos y cortante de base, permitirá identificar las diferencias entre los sistemas propuestos.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo General.

Realizar un análisis comparativo estructural entre sistemas de muros portantes de hormigón armado y pórtico de acero con diagonales rigidizadoras para edificio de 4 plantas.

1.4.2 Objetivos Específicos.

O.E1: Determinar las cargas que actúan en el edificio de 4 plantas con un sistema de muros portantes de hormigón armado y pórticos de acero con diagonales rigidizadoras empleando normativas NEC 15 y AISC 360-16

O.E2: Analizar mediante el método basado en fuerzas (MBF) el sistema de muros portantes de hormigón armado y pórticos de acero con diagonales rigidizadoras para un edificio de 4 plantas, utilizando el software ETABS y siguiendo las normativas NEC 15 y AISC 360-16.

O.E3: Comparar la respuesta estructural de ambos sistemas, con base en parámetros como excentricidad, rigidez, desplazamientos, derivas, periodos y cortante de base para determinar qué diferencias hay entre ambos sistemas estructurales.

1.5 ALCANCE

El siguiente estudio se aplicará en el área de análisis estructural, específicamente enfocado en una edificación de cuatro plantas que cuenta con un diseño arquitectónico previo, facilitados para este estudio. Esta distribución arquitectónica junto a la altura del edificio es importante ya que define las condiciones de carga y la respuesta estructural que será analizada y comparada entre el sistema de muros portantes de hormigón armado y el pórtico de acero con diagonales rigidizadoras.

Como se mencionó anteriormente el objetivo central de esta investigación es realizar un análisis comparativo entre un edificio de 4 plantas bajo el sistema de pórtico de acero con diagonales rigidizadoras y un sistema de muros portantes de hormigón armado para el mismo edificio con el fin de definir qué diferencias hay en el comportamiento estructural para ambas edificaciones. Sabiendo esto es importante saber cuál es la función de cada sistema para identificar las condiciones que se estudiarán, por lo que se debe recalcar que el sistema de muros portantes de hormigón armado es un sistema que implica el uso de muros verticales que soportan las cargas laterales y gravitacionales del edificio, mientras que el pórtico de acero con diagonales rigidizadoras es un sistema que utiliza pórticos verticales de acero que están conectados por diagonales rigidizadoras para resistir las fuerzas laterales.

Además, los resultados obtenidos en el siguiente trabajo de titulación serán útiles para diseñadores, ingenieros estructurales y arquitectos que estén involucrados en la elección y diseño de sistemas estructurales para edificaciones de mediana altura.

Por otra parte, existirán limitaciones ya que no se considerarán otros tipos de sistemas estructurales distintos a los mencionados, por lo que dentro de la estructuración realizada se considera dividir la edificación en 3 bloques denominados como bloque A, bloque B y bloque C, debido a que el bloque C se

encuentra destinado a el área de ascensor y escaleras no se realiza la comparación de resultados en este bloque al no contar con ninguno de los sistemas antes mencionados pero si se incluyen sus resultados para futuras investigaciones que requieran valores de desplazamiento para la implementación de juntas sísmicas. Además, no se analizarán edificaciones de diferente altura que puedan requerir consideraciones estructurales distintas. De igual manera este estudio no abarcará aspectos específicos de diseño arquitectónico que no estén directamente relacionados con la respuesta estructural de los sistemas mencionados.

En conclusión, este estudio se enfocará en comparar la respuesta estructural ante cargas sísmicas y gravitacionales de los dos sistemas propuestos para edificaciones de cuatro plantas, analizando parámetros clave como excentricidad, rigidez, desplazamientos, derivas, periodos y cortante de base para determinar qué diferencias existen entre ambos sistemas analizados.

1.6 VARIABLES

1.6.1 Variables Dependientes.

Análisis comparativo estructural entre sistemas de muros portantes de hormigón amado y pórtico de acero con diagonales rigidizadoras para edificio de 4 plantas.

1.6.2 Variables Independientes.

Tipo de sistema estructural, materiales, rigidez estructural, cortante basal, periodo fundamental y parámetros normativos de acuerdo con NEC 2015, AISC 360-22, AISC 341-22, y AISC 358-22.

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 MARCO TEÓRICO

Un muro portante o de carga es aquel capaz de soportar una carga impuesta, ya sea un forjado o de cubierta, transmitiendo todos los esfuerzos de compresión hasta las cimentaciones. Los sistemas de muros portantes pueden construirse de albañilería, hormigón in situ o prefabricado, o bien mediante entramados de madera o metal. (Ching, Onouye, & Zuberbuhler, 2020, p.169).

La función principal de los muros portantes es soportar las fuerzas laterales que actúan en el mismo plano del muro, transmitiéndolas desde el nivel donde se originan hasta la cimentación. Además, estos muros también deben resistir las cargas verticales generadas por su propio peso, así como el de la cubierta y los entresijos si existen. (Parrales & Prehn, 2014)

2.2 MUROS PORTANTES

2.2.1 Generalidades.

A través de la disposición de elementos verticales (muros) y horizontales (losas), es posible crear sistemas con distintas características, comúnmente conocidos como sistemas tipo cajón.

2.2.2 Definición.

(Merrit & Ricketts, 1997) Menciona que un muro portante se define como aquel que sostiene cargas verticales adicionales a su propio peso. Este tipo de muro puede estar construido con materiales como mampostería, ladrillo o concreto.

2.2.3 Características de los muros portantes.

Entre las características más destacadas de este sistema se encuentran la rapidez en el proceso constructivo, gracias al uso de encofrados de aluminio y a la distribución del hormigón, así como un menor peso en comparación con los sistemas aporticados. Además, las cargas se transmiten de manera más uniforme hacia la cimentación, lo que resulta en un peso relativamente bajo frente a los sistemas estructurales basados en pórticos. (Castro, 2016)

2.2.4 Materiales.

Estos muros pueden ser construidos con diferentes materiales, como hormigón armado, mampostería, acero o madera laminada encolada, según los requisitos específicos de la estructura y las normativas locales de construcción. (Banshuy & Guamunshi, 2024)

2.2.5 Tipos de muros.

Según (Banshuy & Guamunshi, 2024) Los muros estructurales son componentes esenciales en la ingeniería civil y la construcción, ya que ofrecen resistencia lateral y contribuyen a estabilizar las estructuras frente a fuerzas como los vientos o los sismos. Algunos de los tipos más comunes de muros estructurales a corte incluyen:

2.2.5.1 Según su Material.

2.2.5.1.1 Muros de Hormigón Armado.

Este sistema rígido consiste en muros de hormigón armado reforzado con varillas de acero corrugado o mallas electrosoldadas y vigas de acople, este tipo de estructuras no poseen columnas ni vigas, los muros resisten tanto las fuerzas verticales como las laterales y fallan principalmente por corte (Parrales & Prehn, 2014, p.41).

2.2.5.1.2 *Muros de Hormigón Pretensado.*

El hormigón se vierte alrededor de varillas de acero o cables que están sometidos a tensión. Durante el proceso de curado, el concreto se adhiere de forma natural a estos "tendones". Cuando se libera la tensión, la compresión por fricción estática transfiere esa tensión al hormigón. Luego, cualquier tensión que se genere en el concreto se transfiere fácilmente a los tendones. Este tipo de hormigón pretensado es habitual en losas de piso, vigas y dinteles (SkyCiv, 2020).

2.2.5.1.3 *Muros de Acero.*

Los muros de acero son frecuentes en edificaciones industriales y rascacielos. Si se diseñan de manera adecuada, pueden resultar especialmente eficaces para soportar las fuerzas sísmicas y de viento (Conislla, 2018).

2.2.5.2 *Según su esbeltez.*

La esbeltez se refiere a la proporción entre la altura del muro y la dimensión más larga de su sección transversal.

2.2.5.2.1 *Muros Estructurales Bajos.*

Se caracterizan por ser muros de muy baja altura, que solo transmiten cargas muy pequeñas, estos muros son controlados por corte y por tener un brazo de palanca muy pequeño no se ven afectados por flexión por la acción de cargas laterales (Banshuy & Guamunshi, 2024, p.24).

$$\frac{h_w}{l_w} \leq 2$$

2.2.5.2.2 *Muros Estructurales Altos.*

Estos muros se distinguen por soportar cargas muy elevadas en su base, lo que mejora su resistencia al corte. Sin embargo, debido a su altura, están sometidos a esfuerzos de flexión, lo que significa que su comportamiento estructural está principalmente gobernado por la flexión (Bondarenko et al., 2012).

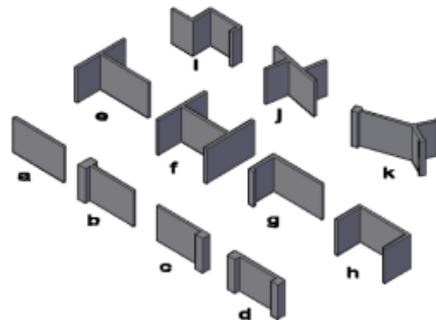
$$\frac{h_w}{l_w} >$$

2.2.5.3 Según la Forma de su Sección Transversal.

(Bondarenko, 2012) Afirma que en la arquitectura y en el diseño estructural de los edificios, se aprovecha el perímetro de las plantas y áreas donde van ubicados pozos de luz o escaleras, para la ubicación de los muros estructurales. Se pueden incorporar secciones transversales I, T, L, U, H o formas angulares de secciones transversales, a lo largo de toda la altura del edificio, aunque para los muros, se prefieren las secciones simétricas, tal como se muestra en la figura 1. (p. 24)

Figura 1.

Secciones de muros comunes



Nota. Principales secciones de muros. Fuente: (Bondarenko, 2012).

2.2.5.4 Según Variaciones en Elevación.

2.2.5.4.1 Muros Sin Aberturas.

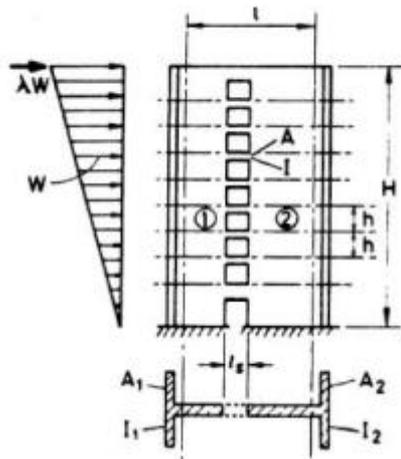
Geoméricamente un muro sin aberturas puede considerarse como un elemento continuo en toda su altura y en el plano. Los muros estructurales sin aberturas pueden tratarse como voladizos verticales calculándose la rigidez y los esfuerzos, usando la simple teoría de la flexión (Banshuy & Guamunshi, 2024,p. 25).

2.2.5.4.2 Muros Con Abertura.

Las Ventanas, puertas y ductos de servicio, requieren que los muros estructurales interiores o exteriores tengan aberturas. Es imperativo que las aberturas interfieran lo menos posible con la capacidad de momentos y transmisión de cortante de la estructura (Banshuy & Guamunshi, 2024, p. 25).

Figura 2.

Muros estructurales con aberturas



Nota. Detalle de muro estructural con abertura. Fuente: (Ballesteros, 2015).

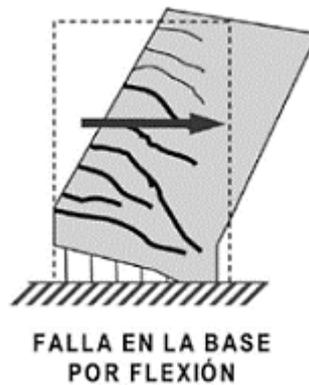
2.2.6 Modos de falla en muro estructurales.

2.2.6.1 Falla por flexión.

A falla por flexión puede darse por cedencia del acero, que es lo preferible, o por compresión del concreto o la mampostería, que representa una falla frágil no deseable (Comité ACI, 2005).

Figura 3.

Falla por flexión



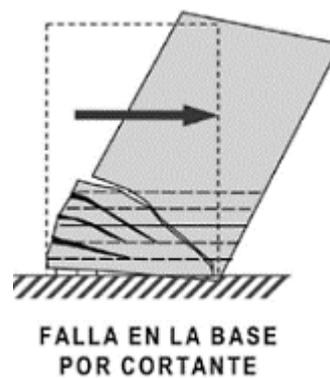
Nota. Representación de falla por flexión en muros de corte. Fuente: (Materiales de Construcción, 2009).

2.2.6.2 *Falla por corte.*

La falla por cortante puede darse por insuficiencia de refuerzo de corte, o por una combinación de falla por flexión y deslizamiento en la base. (Comité ACI, 2005).

Figura 4.

Falla por corte



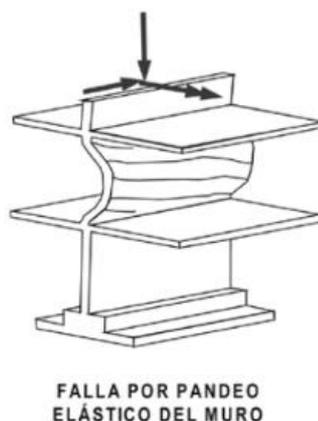
Nota. Falla por corte en muros. Fuente: (Materiales de Construcción, 2009).

2.2.6.3 *Falla por pandeo.*

Es un tipo de falla elástica que puede ocurrir antes que se inicie la ruta de colapso del material (Comité ACI, 2005).

Figura 5.

Falla por pandeo



Nota. Falla por corte-cizalle en muros. Fuente: (Materiales de Construcción, 2009).

2.2.7 Densidad de muros.

La densidad de muros se refiere al porcentaje mínimo de muros que debe tener una estructura según lo establecido por la normativa. Si no se alcanza este porcentaje, será necesario incrementar la cantidad de muros en la edificación, lo cual puede lograrse eliminando aberturas como ventanas o puertas, o añadiendo más muros portantes (Daquilema et al., 2022).

2.2.8 Uso y desempeño de muros en zonas sísmicas.

(Flores & Reyes, 2019) Afirma que el sistema de muros portantes o “Bearing Wall” bien diseñado en las áreas sísmicas posee un buen historial, no solo pueden proporcionar seguridad estructural adecuada, sino también pueden dar gran protección contra daño no estructural durante las perturbaciones sísmicas moderadas. (p. 11)

(Flores & Reyes, 2019) También menciona que una de las ventajas de utilizar los muros portantes es que suelen ser más rígidos ante la presencia de grandes cargas axiales, siendo menos dúctiles por su modo de falla por aplastamiento, por lo que se acostumbra a diseñar con un factor de reducción de respuesta menor. Sin embargo, para edificaciones relativamente altas la rigidez es pieza fundamental para propiciar la estabilidad durante acciones sísmicas, por lo que el diseño de los muros debe ser para cortante y tener mayor cantidad de acero para ductilidad y disipación de energía. (p. 11)

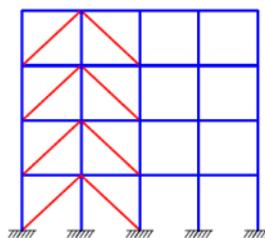
2.3 SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO

Una estructura se compone de varios elementos interconectados, cuyo propósito es soportar cargas tanto verticales como horizontales a lo largo de su vida útil. Cada estructura se diseña de manera única, utilizando diferentes criterios de diseño que varían dependiendo de las condiciones a las que estará expuesta. Por ejemplo, puede ubicarse en zonas con fuertes vientos, en áreas sísmicas, o en regiones donde estos factores no representan un problema (Crisafulli, 2018).

En las estructuras de acero, se emplean principalmente dos tipos de sistemas estructurales: los marcos sin arriostramiento y los marcos arriostrados, como se muestra en la Figura 6. Los marcos arriostrados se utilizan mayormente en edificios altos para resistir cargas de viento, ya que las diagonales de arriostramiento aumentan considerablemente la rigidez lateral. Por otro lado, los marcos sin arriostramiento tienen una buena capacidad para disipar energía, por lo que son más comunes en zonas sísmicas (Crisafulli, 2018).

Figura 6.

Marco arriostrado y marco no arriostrado



Nota. Pórtico compuesto por dos sistemas estructurales, a la izquierda se observa marcos arriostrados y a la derecha marcos no arriostrados. Fuente: (Crisafulli, 2018).

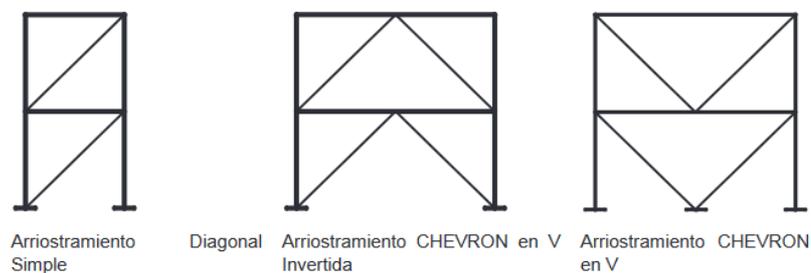
2.3.1 Tipos de arriostramiento.

2.3.1.1 Arriostramiento concéntrico.

NEC-SE-AC (2015) “indica que este tipo de arriostramiento (Figura 7) consiste en que los extremos de las diagonales estén conectados directamente a las uniones del marco. Esta configuración contribuye a aumentar la rigidez de la estructura, lo que ayuda a disminuir la deriva lateral. Sin embargo, estas riostras pueden afectar el diseño arquitectónico del edificio”.

Figura 7.

Tipos comunes de PEAC



Nota. Tipos más comunes de PEAC. Fuente: (NEC-SE-AC, 2014).

2.3.1.1.1 Mecanismo de disipación de energía de Pórticos Arriostrados Concéntricamente (PEAC).

- ✓ La NEC-SE-AC (2015) menciona que este tipo de pórticos “deben ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas cuando estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño”.

- ✓ Por la disposición de los elementos que conforman este tipo de pórticos se genera una armadura, cuya geometría se encuentra primordialmente sujeta a cargas axiales en el rango elástico NEC-SE-AC (2015).
- ✓ Cuando este sistema estructural se encuentre sometido a las fuerzas producidas por el sismo de diseño se espera que las diagonales juntamente con sus conexiones desarrollen grandes deformaciones inelásticas cíclicas en tensión y compresión en la zona de post pandeo NEC-SE-AC (2015).

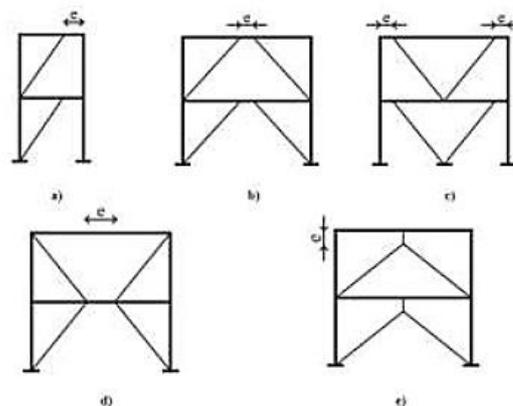
2.3.1.2 Arriostramiento excéntrico.

Este tipo de arriostramiento está compuesto por diagonales cuyos extremos no están conectados directamente a las uniones o puntos finales de otros elementos del marco del pórtico (Figura 8). Cuando existe una conexión excéntrica, la diagonal transmite las fuerzas horizontales mediante esfuerzos de corte, ya sea hacia otra diagonal o hacia una columna NEC-SE-AC (2015).

Según la NEC-SE-AC, su objetivo es soportar las cargas laterales utilizando una combinación de la acción de pórtico y la acción de armadura. Así, los PAE pueden entenderse como un sistema híbrido entre los pórticos resistentes a momento y los pórticos con arriostramiento concéntrico.

Figura 8.

Tipos comunes de PAE



Nota. Tipos más comunes de PAE. Fuente: (NEC-SE-AC, 2014).

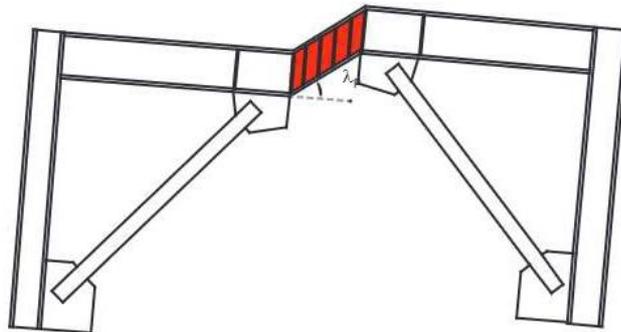
2.3.1.2.1 Mecanismo de disipación de energía Pórticos Arriostrados Excéntricamente (PAE).

NEC-SE-AC Indica que en esta clase de pórticos debe tener vínculos que “deben ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas cuando estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño”.

Al analizar la Figura 9, se puede notar que el vínculo ha entrado en el rango inelástico.

Figura 9.

Comportamiento inelástico de PAE



Nota. Comportamiento inelástico de PAE. Fuente: (NEC-SE-AC, 2014).

NEC-SE-AC resalta que se debe diseñar las columnas, los arriostramientos y los segmentos de viga que queden fuera de los vínculos, de tal manera que permanezcan dentro del rango elástico ante las máximas fuerzas generadas en el vínculo debido al endurecimiento por deformación y su ingreso en la zona de fluencia.

2.3.2 Diagonales rigidizadoras.

2.3.2.1 Generalidades.

Según lo estipulado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, este sistema estructural resistente está conformado por pórticos especiales y diagonales rigidizadoras, que pueden ser concéntricas o excéntricas, colocadas de manera adecuada en el espacio. Estos elementos están diseñados para soportar fuerzas sísmicas. Es importante destacar que una correcta disposición implica ubicar los arriostramientos de la manera más simétrica posible.

2.3.2.2 Funcionamiento de las diagonales.

Cuando hablamos de diagonales, es importante señalar que son elementos estructurales diseñados para resistir fuerzas horizontales, originadas por efectos del viento o sismos. En su diseño, se debe garantizar que los arriostramientos cumplan con los requisitos mínimos establecidos por normativas tanto nacionales como internacionales. Además, los arriostramientos deben ser diseñados para desarrollar ductilidad y disipar energía a través de los diferentes elementos estructurales, lo cual se logra mediante deformaciones inelásticas que ocurren durante un sismo. (MATEUS, 2023)

2.3.2.3 Criterio columna fuerte-viga débil.

Un método eficaz para la disipación de energía es emplear una configuración donde la columna sea fuerte y la viga más débil, ya que esto permite que la disipación ocurra de manera localizada en las vigas, conexiones y arriostramientos NEC-SE-AC.

2.3.2.4 *Respuesta sísmica de las diagonales concéntricas.*

NEC-SE-AC. Afirma que el rendimiento de este sistema de diagonales puede verse comprometido por el pandeo de los elementos sometidos a compresión. En cambio, los arriostramientos que trabajan bajo tracción deben diseñarse para resistir entre el 30% y el 70% de la fuerza que un sismo genera en un plano específico.

Tabla 1.*Ventajas y desventajas de cada sistema constructivo*

Sistema Constructivo	Ventajas	Desventajas	Sistema Constructivo	Ventajas	Desventajas
Muros Portantes	El proceso de construcción es más rápido porque permiten que los muros y las losas se fundan al mismo tiempo.	Los muros portantes presentan una limitación fija en su distribución, lo que limita gran parte de su flexibilidad en su diseño interior e impide modificar sus espacios interiores, ya que esto podría comprometer su estabilidad estructural.	Diagonales Rigidizadoras	Permite una mayor resistencia a las cargas laterales, causadas principalmente por fuerzas sísmicas o viento, distribuyéndolas de una manera equilibrada y previniendo deformaciones excesivas, lo que ayuda a mejorar la estabilidad de la estructura.	Las diagonales rigidizadoras pueden llegar a afectar el diseño interior de la estructura, limitando diseños que se deseen realizar, como lo son espacios abiertos o algún diseño libre sin obstáculos.
	Debido al tipo de encofrado utilizado, es posible realizar varias construcciones simultáneamente, puesto que mientras se desencofra una, se puede ir armando la siguiente.	La inversión inicial para la fabricación de muros portantes puede llegar a ser un tanto elevada, pero con un retorno rápido gracias a su producción en línea.		Las diagonales rigidizadoras incrementan la rigidez de la estructura, lo que ayuda a disminuir las deformaciones y refuerza su resistencia frente a cargas dinámicas y vibraciones.	Las diagonales rigidizadoras son fundamentales para la estabilidad de una estructura, pero esto compromete a las remodelaciones o ampliaciones que se quieran realizar en el futuro. Si se desea modificar o remover, será necesario realizar estudios y análisis estructurales complejos y costosos.
	Este tipo de sistemas de muros portantes ofrece una gran rigidez y resistencia, al estar diseñados de esa manera llegan a soportar cargas importantes.			Optimiza la distribución de los esfuerzos en la estructura, lo que reduce la necesidad de refuerzos adicionales sin incrementar el uso de materiales, resultando en una disminución de costos en ciertos proyectos.	

Nota. Ventajas y desventajas de cada sistema constructivo. Elaborado por: Los autores.

2.4 PELIGROSIDAD SÍSMICA

2.4.1 Generalidades.

La peligrosidad sísmica se define como la posibilidad de que sucedan eventos sísmicos en un intervalo de tiempo determinado. Para evaluar adecuadamente esta probabilidad, es crucial entender la sismicidad de la zona, ya que sin este conocimiento no sería posible estimar con precisión los riesgos y, por lo tanto, no se podrían implementar medidas preventivas adecuadas (Cabrera & González, 2018).

2.4.2 Conceptos generales.

A continuación, se presentan los puntos esenciales para tener en cuenta al realizar un análisis o diseño sísmo resistente, siguiendo las directrices actuales que establece la normativa ecuatoriana de construcción (NEC 2015), la cual regula las edificaciones en Ecuador.

2.4.2.1 *Altura de entrepiso.*

Es la distancia vertical que se mide desde el nivel del terreno hasta la superficie final de la losa del piso que se encuentra directamente arriba.

2.4.2.2 *Acelerogramas.*

Según (Cabrera & González, 2018) se trata de un registro en el que se documentan de forma cronológica las aceleraciones ocurridas durante un sismo, permitiendo identificar tanto la aceleración máxima como la duración de la actividad sísmica. Este registro se utiliza para determinar el nivel en el cual la acción sísmica impacta a la estructura. Además, incluye un coeficiente que se relaciona con las implicaciones de un daño estructural y el tipo de uso del edificio.

2.4.2.3 Cortante basal.

La fuerza total de diseño que se considera por las cargas laterales generadas por un sismo se aplica en la base de la estructura. Esta fuerza representa la suma de las fuerzas laterales de todos los pisos superiores al nivel que se está analizando. Por otro lado, el desplazamiento lateral relativo de un piso se refiere al movimiento horizontal que experimenta en relación con el piso contiguo debido a la acción de una fuerza horizontal. Este desplazamiento se determina restando el desplazamiento del extremo inferior del piso al desplazamiento del extremo superior (Cabrera & González, 2018).

2.4.3 Espectro de respuesta para diseño.

Puede representarse a través de un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura. Este espectro de diseño es de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño (Cabrera & González, 2018, p.6).

2.4.4 Periodo de vibración.

“Es el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que el sistema vibratorio vuelva a su posición original considerada luego de un ciclo de oscilación” (NEC-SE-DS, 2015, p.11).

2.4.5 Período de vibración fundamental.

“Es el mayor período de vibración de la estructura en la dirección horizontal de Interés” (NEC-SE-DS, 2015, p.8).

CAPITULO III: METODOLOGIA

3.1 TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN

La investigación es un conjunto de procesos sistemáticos, críticos y empíricos que se aplican al estudio de un fenómeno o problema. (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014)

La selección adecuada del tipo y nivel de investigación garantiza que el estudio responda de manera eficaz a las preguntas de investigación y contribuya al avance del conocimiento en el área.

3.1.1 Tipo de investigación.

La investigación puede estar expuesta desde distintas formas, pero encaminados hacia un mismo enfoque y así llegar a la comprensión de esta, según el punto de vista de algunos investigadores los tipos de investigación se derivan en dos que son básica o fundamental y aplicada o tecnológica.

El presente trabajo corresponde al propósito de una investigación aplicada, donde su objetivo es comparar un sistema de muros portantes de hormigón armado y pórticos de acero con diagonales rigidizadoras para edificio de 4 plantas. Este tipo de investigación aplicada emplea criterios de conocimientos previos y una aplicación práctica, donde a través el análisis comparativo se va a analizar el comportamiento estructural de ambos sistemas.

Este tipo de investigación es adecuado porque el objetivo es obtener conocimientos directamente aplicables al diseño de edificaciones en contextos sísmicos, lo cual tiene implicaciones directas en la práctica profesional de la ingeniería civil.

3.1.2 Nivel de investigación.

El presente estudio se enfoca en un nivel descriptivo y explicativo, esto permite no solo caracterizar el comportamiento estructural de los sistemas analizados, sino también avanzar en la comprensión de los mecanismos que gobiernan su respuesta ante las cargas. A través de la comparación detallada de los resultados obtenidos, se espera contribuir al conocimiento existente sobre el diseño y la selección de sistemas estructurales para edificios de mediana altura, proporcionando información valiosa para ingenieros y proyectistas.

3.2 MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

3.2.1 Método de investigación.

Se emplearán modelos computacionales y simulaciones estructurales, específicamente utilizando el software ETABS, para cuantificar la respuesta estructural de ambos sistemas ante cargas verticales y sísmicas, de acuerdo con normativas NEC 15 y AISC 360-16. A través de esta aproximación, se recopilarán datos precisos y objetivos sobre parámetros estructurales como excentricidad, rigidez, desplazamientos, derivas, periodos y cortante de base. Esta metodología comparativa permitirá evaluar el comportamiento de cada sistema estructural para edificios de cuatro plantas bajo condiciones específicas de carga y respuesta sísmica.

3.2.2 Enfoque de investigación.

Todo este proceso investigativo es riguroso y cuidadoso, donde se desea alcanzar una resolución o conclusión de un problema, de la misma forma se adquieren nuevas teorías y conocimientos para un mejor desarrollo, desde distintos puntos de vista. De este modo existen dos principales enfoques que son el cuantitativo y cualitativo.

El enfoque cuantitativo utiliza la recolección de datos para probar hipótesis con base en la medición numérica y el análisis estadístico, con el fin establecer pautas de comportamiento y probar teorías. (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014), así mismo Hernández, Fernández y Baptista (2014) manifiestan que “El enfoque cualitativo Utiliza la recolección y análisis de los datos para afinar las preguntas de investigación o revelar nuevas interrogantes en el proceso de interpretación.”.

Al abordar un análisis comparativo entre dos sistemas, es fundamental adoptar un enfoque cuantitativo. La naturaleza cuantitativa permitirá obtener datos precisos sobre el comportamiento de cada sistema mediante simulaciones estructurales y cálculos de parámetros clave, tales excentricidad, rigidez, desplazamientos, derivas, periodos y cortante de base. Para desarrollarlo, se emplearán herramientas de modelación estructural, como ETABS, que permiten simular y analizar ambos sistemas bajo las mismas condiciones de carga y soporte. Esto garantizará la comparabilidad de resultados. Se plantea realizar análisis de cargas sísmicas y de gravedad, como también evaluaciones de excentricidad, rigidez, desplazamientos, derivas, periodos y cortante de base, siguiendo los requisitos establecidos por las normas ecuatorianas de construcción (NEC).

3.2.3 Diseño de la investigación.

El diseño de la investigación establece cómo se lleva a cabo el trabajo de investigación, los parámetros que se establecen y los datos estadísticos usados para evaluar la información recolectada. (Abreu, 2012). Para definir el tipo de diseño de la investigación se deben tener claro hacia dónde va dirigido nuestro enfoque, existen varios diseños como son experimentales, descriptivos, explicativos, entre otros.

En el proyecto se empleará el diseño de investigación comparativo, dado que se analizarán y compararán dos sistemas entre ellos, empleando el Software ETABS para el modelamiento del sistema de pórticos de acero estructural con diagonales tipo X y sistema de muros portantes de hormigón armado, De esta

manera obtenemos información sobre su comportamiento estructural, para así obtener los datos necesarios para su análisis comparativo entre ambos sistemas.

3.3 POBLACION, MUESTRA Y MUESTREO

3.3.1 Población.

La población de estudio está conformada por todos los edificios de cuatro plantas que pueden diseñarse utilizando los sistemas estructurales analizados: pórticos de acero con diagonales rigidizadoras y sistemas muros portantes de hormigón armado. Estos sistemas representan configuraciones comunes en zonas sísmicas, donde es necesario garantizar un comportamiento eficiente bajo cargas gravitacionales y sísmicas.

3.3.2 Muestra.

La muestra del estudio se define mediante la selección de dos modelos estructurales representativos:

- ✓ Un edificio de cuatro plantas con un sistema estructural basado en sistema de muros portantes de hormigón armado, modelado en software de simulación estructural conforme a las normativas NEC 15 y AISC 360-16.
- ✓ Un edificio de cuatro plantas con pórticos de acero y diagonales rigidizadoras, modelado en software de simulación estructural conforme a las normativas NEC 15 y AISC 360-16.
- ✓ La selección de estos modelos permite realizar un análisis comparativo preciso, ya que ambos cumplen con los mismos requerimientos arquitectónicos, funcionales y normativos, asegurando la comparabilidad de resultados.

3.3.3 Muestreo.

Se ha utilizado un muestreo no probabilístico de tipo intencional, enfocado en la selección directa de los sistemas estructurales que serán objeto de análisis. Este método es adecuado para la presente investigación debido a las siguientes razones:

- **Relevancia de los modelos.**

Los sistemas seleccionados representan soluciones estructurales viables y ampliamente utilizadas en el diseño de edificios de baja a mediana altura en contextos sísmicos.

- **Representatividad.**

La configuración del edificio de cuatro plantas se alinea con los requerimientos normativos y las condiciones habituales en la práctica de la ingeniería civil en zonas sísmicas, lo que asegura la aplicabilidad de los resultados obtenidos.

3.4 PRE-DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO CON DIAGONALES RIGIDIZADORAS.

3.4.1 Características de la edificación.

Para este proyecto, el edificio se encuentra dividido en tres secciones denominadas bloques A, B y C. Esta división se planteó considerando la implementación futura de juntas de construcción, basándose en los resultados del análisis realizado en esta investigación. Aunque no se llevará a cabo el diseño de dichas juntas en este estudio, esta separación permite analizar cada bloque de manera independiente como estructuras regulares, optimizando el comportamiento estructural y facilitando el modelado matemático.

El análisis del edificio se llevó a cabo considerando un sistema estructural de acero, conformado por pórticos resistentes a momentos con diagonales

rigidizadoras tipo x. Los principales elementos que componen esta estructura son: losas de placa colaborante, vigas principales, viguetas y columnas de sección tipo I con alas anchas.

La edificación consta de cuatro niveles, con una altura de entrepiso de 3.42 m, y cuenta con una terraza inaccesible. Su uso está destinado a actividades educativas y se encuentra ubicada en La Libertad, provincia de Santa Elena. A continuación, se presentan las principales características de la estructura en la siguiente tabla:

Tabla 2.

Características de la estructura

Parámetro	Valor	Unidad
ocupación	educativo	-
numero de niveles	4	-
altura de entrepiso	3,42	m
altura total	13,68	m

Nota. Características principales de la estructura a analizar. Elaborado por: Los autores

Figura 10.

Diseño arquitectónico planta baja

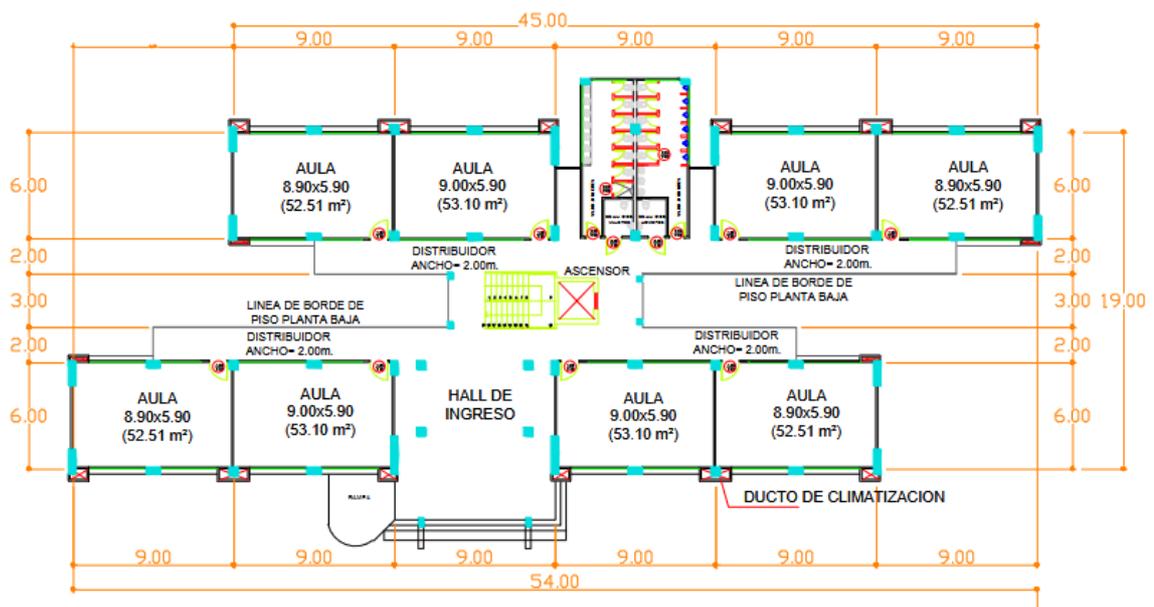


Figura 11.

Diseño arquitectónico primer y segundo piso alto

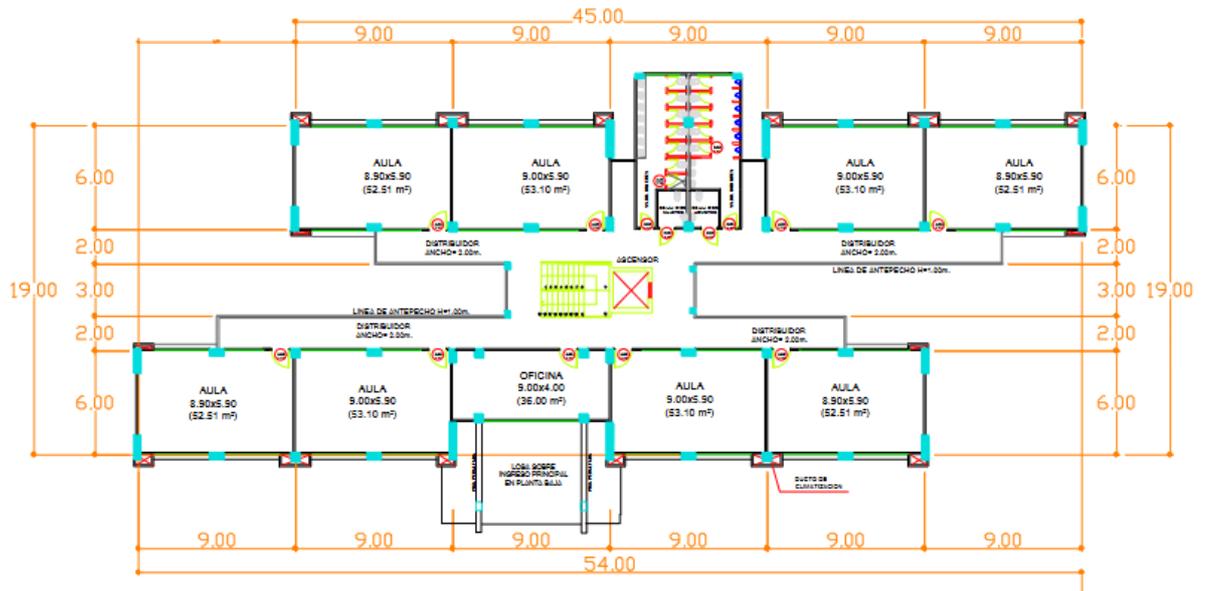
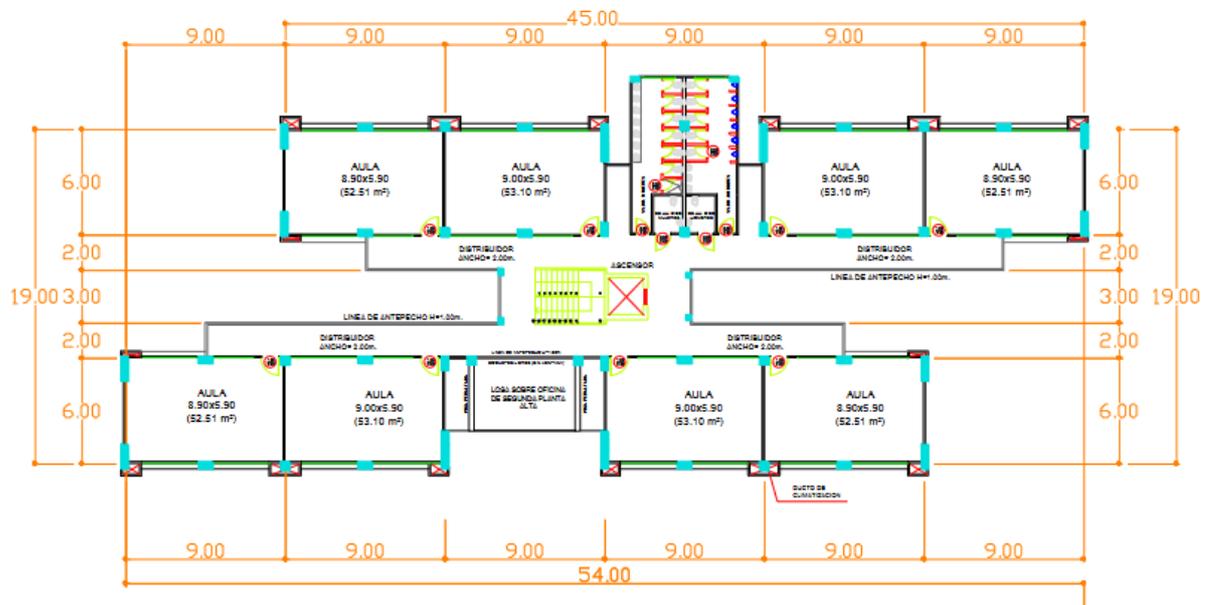


Figura 12.

Diseño arquitectónico cuarto piso alto



3.4.2 Propiedades de los materiales.

Para el análisis de los pórticos de acero resistentes a momento, se utilizaron materiales con las siguientes especificaciones: acero estructural ASTM A36 Gr 36 y hormigón con una resistencia a la compresión de 280 kg/cm² a los 28 días. Las propiedades detalladas de estos materiales se encuentran en las tablas 3 y 4.

Tabla 3.

Propiedades del acero estructural

Parámetro	Valor	Unidad	Descripción
Fy	2,53	Kg/cm ²	Resistencia a la fluencia
Fu	4,2	Kg/cm ²	Resistencia a la tracción última
E	2,100,000	Kg/cm ²	Módulo de elasticidad
γ	7850	Kg/cm ³	Peso unitario del acero estructural A36

Nota. Principales propiedades físicas y mecánicas del acero estructural ASTM A-36. Elaborado por: Los autores

Tabla 4.

Propiedades del hormigón

Parámetro	Valor	Unidad	Descripción
F ^c	280	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días
E	225898	Kg/cm ²	Módulo de elasticidad del concreto
γ _c	2400	Kg/m ³	Densidad del concreto

Nota. Propiedades físicas y mecánicas del hormigón. Elaborado por: Los autores

3.4.3 Determinación de cargas.

Las cargas se dividen en tres tipos: cargas permanentes, que corresponden al peso permanente incorporado en la estructura; cargas variables, que representan el peso derivado de cargas temporales o del uso de la edificación; y cargas accidentales, que surgen de acciones sísmicas.

3.4.3.1 Carga gravitacional.

3.4.3.1.1 Carga muerta.

Según NEC-SE-CG (2015), Las cargas permanentes consisten en el peso de todos los elementos que afectan de manera constante a la estructura. Incluyen componentes como muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas y mecánicas, así como equipos y artefactos que se encuentran fijados de forma permanente a la edificación. La tabla 5 presenta el peso unitario de los diversos materiales que compondrán la estructura, con valores tomados de la Tabla 8 de la NEC-SE-CG.

Tabla 5.

Peso unitario de materiales

Material	Peso unitario	Unidad
Hormigón armado	2400	kg/m ³
Acero estructural	7850	kg/m ³
Losa de concreto con placa	2500	kg/m ³
Baldosa de mármol reconstituido	22	kg/m ³

Nota. Peso unitario de los materiales que forma parte de la estructura. Elaborado por: Los autores.

3.4.3.1.2 Carga viva.

Según NEC-SE-CG (2015) La carga viva, o también conocida como sobrecarga de uso, utilizada en el cálculo varía según el tipo de ocupación para el cual se destina la edificación. Esta incluye el peso de personas, mobiliario, equipos y accesorios que son móviles o temporales, mercancía en tránsito, entre otros. En la siguiente tabla se muestra las cargas vivas a ser utilizadas en este análisis.

Tabla 6.

Carga viva según ocupación

Ocupación	Carga uniforme	Unidad
Aulas	200	kg/m ²
Escaleras	480	kg/m ²
Cubierta inaccesible	100	kg/m ²

Nota. Valores referenciales para sobrecarga viva en base a el uso de la estructura.
Elaborado por: Los autores.

3.4.4 Análisis de cargas para estructura de acero.

Es fundamental llevar a cabo un análisis de cargas para determinar con mayor precisión los esfuerzos a los que estarán expuestos los elementos estructurales. Estos esfuerzos surgen ante la aplicación de diversas cargas, que pueden ser tanto gravitacionales como horizontales, y que dependen de la configuración arquitectónica y estructural específica de cada proyecto. Un análisis adecuado de las cargas asegura un comportamiento y desempeño estructural óptimo.

3.4.4.1 Metrado de cargas para un nivel de la edificación.

A continuación, se realiza el cálculo de las cargas muertas uniformemente distribuidas para el nivel N+3.42. De esta manera, los resultados obtenidos serán los mismos para todos los niveles, salvo para el último nivel, que corresponde a una terraza accesible.

a. Mampostería.

El método de cálculo consiste en identificar el volumen de mampostería presente en cada piso. Para lograrlo, se toman medidas de la longitud, altura y grosor de la mampostería en el plano. Luego, se calcula el peso total multiplicando este volumen por el peso unidad. Como se puede observar en la siguiente tabla.

Tabla 7.*Carga de mampostería*

Mampostería		
Longitud de paredes	149.15	m
Peso de bloque hueco alivianado	850	kg/m ³
Altura de entrepiso	3.42	m
Ancho de bloque	0.12	m
Area en planta	273.74	m ²
Carga uniforme	190.07	kg/m ²
Mampostería Balcon		
Longitud de paredes	40	m
Peso de bloque hueco alivianado	850	kg/m ³
Altura de entrepiso	1	m
Ancho de bloque	0.12	m
Area en planta	68.4	m ²
Carga uniforme	59.649	kg/m ²
Total de carga uniforme	249.72	kg/m ²
Carga uniforme asumida	250	kg/m ²

Nota. Valores obtenidos del cálculo de carga uniforme referente a la mampostería de un nivel de la estructura. Elaborado por: Los autores

- **Cálculo de volumen, peso y carga uniforme de mampostería.**

Cálculo del volumen.

$$V_{mampostería} = L_{pared} \cdot H_{pared} \cdot e_{pared}$$

$$V = 149.15m \cdot 3.42m \cdot 0.12m$$

$$V = 61.21m^3$$

Cálculo del peso

$$W_{mampostería} = V_{mampostería} \cdot Y_{bloque}$$

$$W = 61.21m \cdot 850 \frac{kg}{m^3}$$

$$W = 52028.5 \frac{kg}{m^2}$$

Carga uniforme

$$P_{mampostería} = \frac{W_{mampostería}}{A_{planta}}$$

$$P = \frac{52028.5 \frac{kg}{m^2}}{273.74m^2}$$

$$P = 190.07 \frac{kg}{m^2}$$

Mediante el mismo procedimiento se obtuvo la carga uniforme para el balcón de la edificación, obteniendo como resultado una carga de 59,65 kg/m², luego se realizó la suma y se adopta un valor de carga uniforme para mampostería de 250 kg/m²

b. Enlucidos.

Para calcular la carga generada por el enlucido se requiere su espesor y es necesario conocer el peso específico del mortero. Los datos de carga para el enlucido se encuentran en la tabla 8.

Tabla 8.

Carga de enlucidos

Parámetro	Valor	Unidad
Peso mortero	2000	kg/m ³
Espesor	0.015	m
Carga uniforme	30	kg/m ²
Carga uniforme asumida	30	kg/m ²

Nota. Valores obtenidos del cálculo de carga uniforme referente al enlucido.

Elaborado por: Los autores

- **Cálculo de carga uniforme del enlucido.**

$$P_{enlucido} = e_{enlucido} \cdot Y_{mortero}$$

$$W = 0.015m \cdot 2000 \frac{kg}{m^3}$$

$$W = 30 \frac{kg}{m^2}$$

c. Acabados.

Para determinar la carga generada por recubrimientos y acabados, es necesario conocer el peso específico del material del acabado y su espesor. Los datos de carga para los acabados se encuentran en la tabla 9.

Tabla 9.

Carga de acabados.

Parámetro	Valor	Unidad
Peso del mortero	2000	kg/m ³
Espesor del mortero	0.01	m
Baldosa de granito	1800	kg/m ³
Espesor de cerámica	0.008	m
Carga uniforme	34.4	kg/m ²
Carga uniforme asumida	35	kg/m ²

Nota. Valores obtenidos del cálculo de carga uniforme referente a los acabados de la estructura. Elaborado por: Los autores

- **Cálculo de carga uniforme del enlucido.**

$$P_{acabados} = e_{mortero} \cdot Y_{mortero} + e_{cerámica} \cdot Y_{cerámica}$$

$$P = 0.01m \cdot 2000 \frac{kg}{m^3} + 0.008m \cdot 1800 \frac{kg}{m^3}$$

$$P = 34.40 \frac{kg}{m^2}$$

- d. **Instalaciones.**

Debido a la complejidad del cálculo de este tipo de carga se escoge un valor dentro del rango de 2 a 5 kg/m².

- **Carga uniforme asumida de instalaciones.**

$$P_{instalaciones} = 5 \frac{kg}{m^2}$$

- e. **Tumbado.**

Los valores de este tipo de carga se toman en referencia a la Tabla C3.1-1a del ASCE/SEI 7-16.

- **Carga uniforme asumida de tumbado.**

$$P_{tumbado} = 15 \frac{kg}{m^2}$$

f. Carga uniforme de cubierta.

Mediante el mismo proceso anteriormente descrito se obtuvo la carga uniforme para la cubierta, ilustrado en la siguiente tabla:

Tabla 10.

Carga uniforme de cubierta

Parámetro	Valor	Unidad
W paredes		
longitud de paredes	145	m
Peso de bloque hueco alivianado	850	kg/m3
Altura de entrepiso	1	m
Ancho de bloque	0,12	m
Area en planta	342,14	m2
Carga uniforme	43,2279	kg/m2
Carga uniforme asumida	45	kg/m2
W Enlucidos		
Peso mortero	2000	kg/m3
espesor	0,015	m
carga uniforme	30	kg/m2
Carga uniforme asumida	30	kg/m2
W Instalaciones		
Peso de instalaciones	(2-5)	kg/m2
Carga uniforme asumida	3	kg/m2
Carga uniforme total de cubierta	78	kg/m2

Nota. Valores obtenidos del cálculo de carga uniforme referente a la cubierta de la edificación. Elaborado por: Los autores

3.4.5 Resumen del análisis de carga para un nivel de la edificación.

A continuación, se presenta el resumen del análisis de carga para un nivel de la estructura. Por razones prácticas y debido a la similitud en planta y elevación, se asumieron las mismas cargas para el análisis de los bloques A y B de la estructura con diagonales rigidizadoras.

Tabla 11.

Resumen de análisis de carga para bloque A y B

Resumen de análisis de cargas								
Nivel	ocupación	Mampostería (kg/m ²)	Enlucidos (kg/m ²)	Acabados (kg/m ²)	Instalaciones (kg/m ²)	Tumbado (kg/m ²)	carga muerta (kg/m ²)	carga viva (kg/m ²)
+3,42	Aulas	250	30	35	5	15	335	200
+6,84	Aulas	250	30	35	5	15	335	200
+10,26	Aulas	250	30	35	5	15	335	200
+13,68	Cubierta	45	30	0	3	0	78,00	100

Nota. Resumen de análisis de carga uniforme obtenido para cada nivel de la edificación. Elaborado por: Los autores

En relación con el bloque C, que corresponde al área de escaleras y al muro del ascensor, se obtuvieron los siguientes resultados, los cuales se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 12.

Resumen de análisis de carga de bloque C

Nivel	Ocupación	Mampostería (kg/m ²)	Enlucidos (kg/m ²)	Acabados (kg/m ²)	Instalaciones (kg/m ²)	Tumbado (kg/m ²)	Carga Muerta (kg/m ²)	Carga Viva (kg/m ²)
+3.42	Aulas	140	30	35	5	15	225	200
+6.84	Aulas	140	30	35	5	15	225	200
+10.26	Aulas	140	30	35	5	15	225	200
+13.68	Cubierta	19	30	0	3	0	52	100

Nota. Resumen de análisis de carga uniforme obtenido para cada nivel de la edificación del bloque C. Elaborado por: Los autores

3.5 PRE-DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El pre-dimensionamiento de estructuras de acero proporciona una referencia inicial sobre las secciones que podrían utilizarse tanto en vigas como en columnas. Sin embargo, estas pueden experimentar ajustes significativos, ya que es fundamental cumplir con requisitos de rigidez (como el control de derivas), resistencia a compresión, flexión, flexo-compresión y, en el caso de las columnas, el principio de columna fuerte-viga débil para sistemas SMF. Por esta razón, las secciones de los perfiles seleccionados tienden a modificarse continuamente a medida que se avanza en el análisis de la estructura, procurando siempre evitar una diversidad excesiva e innecesaria de secciones (Belisario et al., 2021).

3.5.1 Pre-dimensionamiento de columnas.

Las columnas se dimensionaron siguiendo el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), considerando las cargas gravitatorias que actúan sobre la estructura. Estas incluyen las cargas muertas y vivas previamente calculadas en la sección 3.4.3 para el edificio de cuatro niveles. Este enfoque asegura que las secciones iniciales seleccionadas cumplan con los requisitos de diseño establecidos por la normativa aplicable.

a. Detalle de cargas

En la siguiente tabla se presenta el resumen de las cargas calculadas anteriormente en la sección 3.4.3:

Tabla 13.

Sumatoria total de carga muerta y viva

Nivel	Ocupación	Carga Muerta (kg/m ²)	Carga Viva (kg/m ²)
+3.42	Aulas	335	200
+6.84	Aulas	335	200
+10.26	Aulas	335	200
+13.68	Cubierta	78	100
TOTAL		1083	700

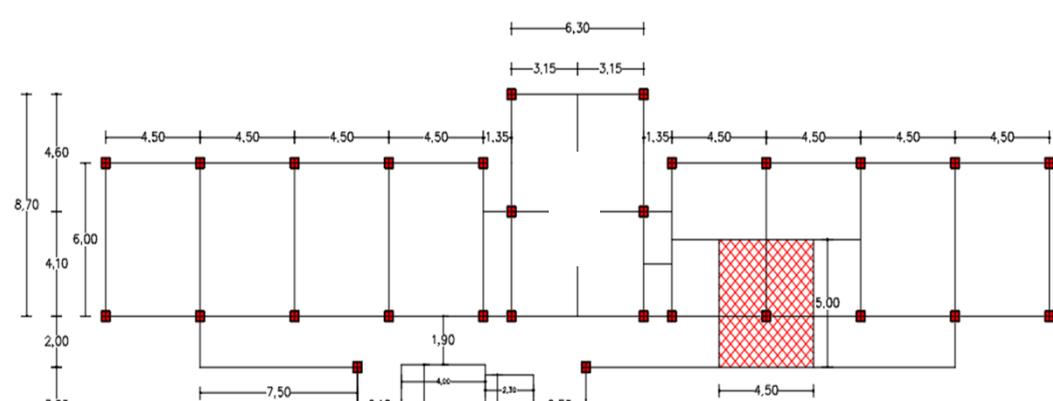
Nota. Totalidad de carga muerta y viva para estructura de 4 plantas. Elaborado por: Los Autores.

b. Área tributaria de columna.

De acuerdo con lo detallado en los planos se escoge la columna más crítica para calcular su área tributaria como se ilustra en la siguiente figura:

Figura 13.

Área tributaria de columna



Nota. Área tributaria para columna de acero estructural. Elaborado por: Los Autores.

Para el cálculo del área tributaria se debe dividir para dos las distancias entre columnas tanto en el eje X como en el eje Y.

$$A_{tributaria} = \frac{4,5 + 4,5}{2} * \left(\frac{6}{2} + 2 \right) = 22,5 \text{ m}^2$$

$$A_{tributaria} = 22,5 \text{ m}^2$$

c. Cálculo de carga ultima

Una vez calculada el área tributaria de la columna se procede a calcular la carga ultima tomando en cuenta el total de la carga muerta y viva:

- *Carga muerta:*

$$Fu = w * A$$
$$Fu = 1083 \frac{kg}{m^2} * 22,5 m^2$$
$$Fu = 24368 kg$$

- *Carga viva:*

$$Fu = w * A$$
$$Fu = 700 \frac{kg}{m^2} * 22,5 m^2$$
$$Fu = 15750 kg$$

d. Combinación de carga

El método LRFD utiliza combinaciones de carga factorizadas para garantizar la seguridad y el desempeño de las estructuras bajo diferentes condiciones, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$U = 1.2D + 1.6L$$

Donde:

- D: carga muerta
- L: carga viva

Antes de realizar el cálculo se realiza una transformación de las cargas para tener unidades consistentes de acuerdo con lo que establece la especificación AISC 360-10.

- *Carga muerta:*

$$1kg=0.0022 kip$$

$$Fu = 24368 kg * \frac{0.0022 kips}{1kg}$$

$$Fu = 53.72 \text{ kip}$$

- Carga viva:

$$1\text{kg}=0.0022 \text{ kip}$$

$$Fu = 15750 \text{ kg} * \frac{0.0022\text{kips}}{1\text{kg}}$$

$$Fu = 34.72 \text{ kip}$$

- Combinación de carga

$$U = 1.2(53.72) + 1.6(34.72)$$

$$U = 120 \text{ kip}$$

e. Asumir la relación de esbeltez efectiva de la columna

Se asume una relación de esbeltez basada en que toda columna con una longitud entre 10 y 15 pies suele presentar un rango de esbeltez comprendido entre 40 y 60. Por lo tanto, se considera un valor de $KL/r = 50$.

f. Definición del valor del esfuerzo crítico

Tomando un acero con un límite de fluencia $F_y = 36 \text{ ksi}$, lo cual resulta en un valor de resistencia nominal reducido: $\phi_c F_{cr} = 28.4 \text{ kips/in}^2$ según la tabla 4-22 del AISC.

g. Cálculo del A_g mínimo.

Se emplea una fórmula que relaciona la fuerza de compresión con el esfuerzo de diseño según el método LRFD, con la finalidad de determinar el área mínima de acero necesaria que debe poseer el perfil para su dimensionamiento y análisis posterior.

$$Ag = \frac{Pu}{\phi c F_{cr}}$$

$$Ag = \frac{120 \text{ kip}}{28.4 \text{ kips/in}^2}$$

$$Ag = 4.23 \text{ in}^2$$

h. Escogemos un perfil igual o mayor a nuestro Ag requerido.

Se selecciona un perfil estructural de las tablas de perfiles de la AISC que tenga un Ag mayor o igual a nuestro Ag requerido, el perfil elegido se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 14.

Propiedades geométricas de la sección de acero

W8X28			
Ag (in ²)	rx (in)	ry (in)	rmin (in)
8,25	3,45	1,62	1,62

Nota. Características de la columna de acero. Elaborado por: Los Autores.

i. Estimación de la relación de esbeltez efectiva.

La relación de esbeltez efectiva es un parámetro clave en el diseño de columnas, ya que permite evaluar su susceptibilidad al pandeo bajo carga axial. Esta relación se calcula utilizando la fórmula:

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

$$\lambda = \frac{1 * 135.65 \text{ in}}{1.62 \text{ in}}$$

$$\lambda = 83.11$$

Datos:

Longitud(L)= 3.42 m → 135.65 in

Factor de longitud efectiva(K)=1

Rmin(r)=1.62 in

j. Obtener el valor de esfuerzo crítico.

Una vez obtenida la relación de esbeltez efectiva, podemos definir el valor de esfuerzo crítico para un acero con límite de fluencia de $F_y = 36$ ksi, el valor se lo obtiene mediante interpolación de las tablas del AISC como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 15.

Esfuerzo critico de elemento sujeto a carga axial

LRFD	
KL/r	$\phi_c F_{cr}$
82	22,7
84	22,3
83,1	22,48

Nota. Cálculo del esfuerzo crítico para columna de acero. Elaborado por: Los Autores.

k. Resistencia Nominal de la Columna.

La capacidad resistente de la columna se evalúa considerando el pandeo elástico. La resistencia nominal a la compresión se determina como:

$$\begin{aligned}\phi_c P_n &= \phi_c F_{cr} A_g \\ \phi_c P_n &= 22.48 \frac{\text{kips}}{\text{in}^2} * 8.25 \text{ in}^2 \\ \phi_c P_n &= 185.43 \text{ kips}\end{aligned}$$

l. Resistencia Nominal de la Columna.

Finalmente, se verifica que la capacidad resistente de la columna sea mayor o igual a la carga axial última:

$$\begin{aligned}\phi_c P_n &\geq P_U \\ 185.43 \text{ kips} &\geq 120 \text{ kips (cumple)}\end{aligned}$$

m. Selección del perfil estructural.

A continuación, se selecciona un perfil estructural de acuerdo con secciones que están disponibles a nivel local, en este ejemplo se toma el catálogo de acero de DIPAC ilustrado en la figura 14, tomando en cuante el área de sección que se necesita para la selección del perfil de la columna:

$$A = 8.25 \text{ in}^2 \rightarrow 53.22 \text{ cm}^2$$

Figura 14.

Perfiles de acero del catálogo de DIPAC

DENOMINACION	DIMENSIONES					SECCION PESOS		TIPOS			
	h	b	s	t	r	cm2	Kg/mt	Ix	Iy	Wx	Wy
	mm	mm	mm	mm	mm			cm4	cm4	cm3	cm3
HEB 100	100	100	6.00	10.00	12	26.00	20.40	450	167	89	33.50
HEB 120	120	120	6.50	11.00	12	34.00	26.70	864	318	144	52.90
HEB 140	140	140	7.00	12.00	12	43.00	33.70	1510	550	216	78.50
HEB 160	160	160	8.00	13.00	15	54.30	42.60	2490	889	311	111.00
HEB 180	180	180	8.50	14.00	15	65.30	51.20	3830	1360	426	151.00
HEB 200	200	200	9.00	15.00	18	78.10	61.30	5700	2000	570	200.00
HEB 220	220	220	9.50	16.00	18	91.00	71.50	8090	2840	736	258.00
HEB 240	240	240	10.00	17.00	21	106.00	83.20	11260	3920	938	327.00
HEB 260	260	260	10.00	17.50	24	118.00	93.00	14920	5130	1150	395.00
HEB 280	280	280	10.50	18.00	24	131.00	103.00	19270	6590	1380	471.00
HEB 300	300	300	11.00	19.00	27	149.00	117.00	25170	8560	1680	571.00
HEB 320	320	300	11.50	20.50	27	161.00	127.00	30820	9240	1930	616.00

Nota. Selección del perfil estructural para columna. Fuente: DIPAC.

3.5.2 Pre-dimensionamiento de viga principal.

Para la viga, se estima el momento máximo que deberá soportar debido a una carga distribuida. Luego, usando el esfuerzo de fluencia del acero, se calcula el módulo de sección necesario.

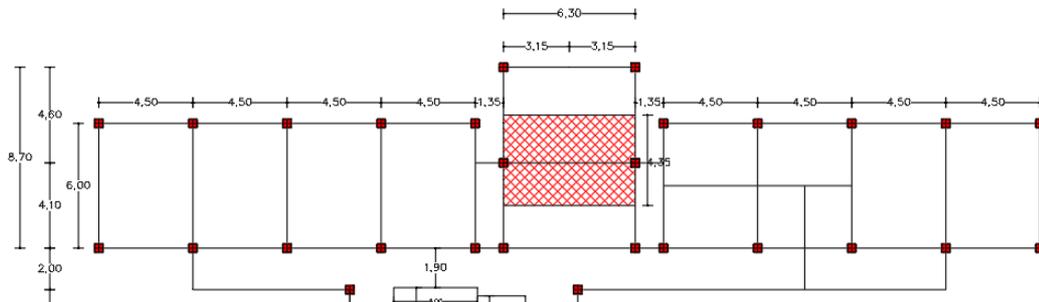
a. Ancho tributario para viga principal.

Se escoge la viga más crítica como se muestra en la figura 15, para poder obtener la carga distribuida:

Ancho tributario para viga = 4.35 m

Figura 15.

Ancho tributario para viga principal



Nota. Área tributaria para viga principal de acero estructural. Elaborado por: Los Autores.

b. Carga mayorada para un nivel de la edificación

Tomando en cuenta el análisis de carga realizado en la sección 3.4.3 se obtuvieron las siguientes cargas para un nivel de la edificación:

Carga muerta = 335 kg/m^2

Carga viva = 200 kg/m^2

$$U = 1.2(335) + 1.6(200)$$

$$U = 722 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

La carga mayorada para un nivel de la edificación es de 722 kg/m^2

c. Cálculo del momento ultimo para viga principal

Para una viga simplemente apoyada con una longitud de claro L , los momentos máximos se determinan mediante la siguiente ecuación:

$$M_u = \frac{w * L^2}{8}$$

Donde:

W=Carga distribuida

L=longitud del claro de la viga

Para el cálculo de la carga distribuida se necesita el ancho tributario de la viga y la carga mayorada que actúa sobre esa viga:

Ancho tributario: 4.35 m

Carga mayorada: 722 kg/m²

Entonces:

$$w = At * q$$
$$w = 4.35 \text{ m} * 722 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$
$$w = 3140,7 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Para una viga que tiene una luz crítica de 6m el momento último será el siguiente:

$$M_u = \frac{3140,7 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (6\text{m})^2}{8}$$
$$M_u = 15581,8 \text{ kg} * \text{m}$$
$$M_u = 1558180 \text{ kg} * \text{cm}$$

d. Cálculo del módulo de sección

El módulo de sección es un parámetro geométrico que indica la resistencia de una sección transversal frente a flexión. Se determina a partir del momento último y el esfuerzo admisible del material, para un acero A36 se obtiene el límite de fluencia del material de 2531 kg/cm² y un factor de reducción de resistencia de $\phi=0.9$.

$$S_x = \frac{M_U}{\phi F_Y}$$

$$S_x = \frac{1558180 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{0.9 \cdot 2531 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$S_x = 684.03 \text{ cm}^3$$

e. Selección del perfil para viga principal

A continuación, en la figura 16, se selecciona un perfil estructural que cumpla con el módulo de sección requerido obtenido previamente, el perfil se lo escogió en el catálogo de acero IPAC.

Figura 16.

Selección de perfil estructural para viga principal

Designación	Dimensiones							Área	Peso	Propiedades Elásticas						Módulo Plástico		Cons Tors
	Altura		Ala		Distancias					Eje y-y			Eje x-x			Zx	Zy	Jt
	h	s	b	t	r1	r2	d			lx	Sx	rx	ly	Sy	ry	Zx	Zy	Jt
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			cm ²	kg/mt	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³
IPE 80	80,00	3,80	46,00	5,20	5,00	69,60	59,60	7,64	6,00	80,10	20,00	3,24	8,50	3,70	1,05	23,20	5,80	0,70
IPE 100	100,00	4,10	55,00	5,70	7,00	88,60	74,60	10,30	8,10	171,00	34,20	4,07	15,90	5,80	1,24	39,40	9,10	1,20
IPE 120	120,00	4,40	64,00	6,30	7,00	107,40	93,40	13,20	10,40	318,00	53,00	4,90	27,70	8,60	1,45	60,70	13,60	1,74
IPE 140	140,00	4,70	73,00	6,90	7,00	126,20	112,20	16,40	12,90	541,00	77,30	5,74	44,90	12,30	1,65	88,30	19,20	2,45
IPE 160	160,00	5,00	82,00	7,40	9,00	145,20	127,20	20,10	15,80	869,00	109,00	6,58	68,30	16,70	1,84	124,00	26,10	3,60
IPE 180	180,00	5,30	91,00	8,00	9,00	164,00	146,00	23,90	18,80	1317,00	146,00	7,42	101,00	22,20	2,05	166,00	34,60	4,79
IPE 200	200,00	5,60	100,00	8,50	12,00	183,00	159,00	28,50	22,40	1943,00	194,00	8,26	142,00	28,50	2,24	221,00	44,60	6,98
IPE 220	220,00	5,90	110,00	9,20	12,00	201,60	177,60	33,40	26,20	2772,00	252,00	9,11	205,00	37,30	2,48	285,00	58,10	9,07
IPE 240	240,00	6,20	120,00	9,80	15,00	220,40	190,40	39,10	30,70	3892,00	324,00	9,97	284,00	47,30	2,69	367,00	73,90	12,90
IPE 270	270,00	6,60	135,00	10,20	15,00	249,60	219,60	45,90	36,10	5790,00	429,00	11,20	420,00	62,20	3,02	484,00	97,00	15,90
IPE 300	300,00	7,10	150,00	10,70	15,00	278,60	248,60	53,80	42,20	8356,00	557,00	12,50	604,00	80,50	3,35	628,00	125,00	20,10
IPE 330	330,00	7,50	160,00	11,50	18,00	307,00	271,00	62,60	49,10	11770,00	713,00	13,70	788,00	98,50	3,55	804,00	154,00	28,10
IPE 360	360,00	8,00	170,00	12,70	18,00	334,60	298,60	72,70	57,10	16270,00	904,00	15,00	1043,00	123,00	3,79	1019,00	191,00	37,30

Nota. Selección del perfil estructural para viga principal. Fuente: IPAC

3.5.3 Pre-dimensionamiento viguetas.

El procedimiento utilizado para el pre-dimensionamiento de las viguetas sigue la misma metodología aplicada en el caso de la viga principal. Como se muestra en la tabla 16 se han considerado las mismas combinaciones de carga y los criterios establecidos para determinar los parámetros necesarios como el momento último y el módulo de sección requerido.

Tabla 16.

Parámetros para pre-dimensionamiento de vigueta

Carga mayorada		
Parámetro	Valor	Unidad
Total carga muerta	335	kg/m ²
Total carga viva	200	kg/m ²
Carga mayorada	722	kg/m ²
Vigueta		
Parámetro	Valor	Unidad
Ancho tributario	1,575	m
Carga mayorada	722	kg/m ²
Carga distribuida(q)	1137,15	kg-m
luz	4,6	m
Momento último(Mu)	3007,76	kg-m
Momento último(Mu)	300776,18	kg-cm
Límite de fluencia Fy	2531,05	kg/cm ²
Modulo de sección		
Parámetro	Valor	Unidad
Momento último(Mu)	300776,18	kg-cm
Límite de fluencia Fy	2531,05	kg/cm ²
factor de reducción(φ)	0,9	s.u
Módulo de sección(Sx)	132,04	cm ³

Nota. Parámetros para pre-dimensionamiento de vigueta. Elaborado por: Los Autores.

Una vez obtenido el módulo de sección escogemos el perfil que cumpla con este parámetro en un catálogo de acero, para este análisis se tomó del catálogo de acero IPAC, como se ilustra en la siguiente figura.

Figura 17.

Selección de perfil estructural para viga principal

Designación	Dimensiones							Área	Peso	Propiedades Elásticas						Módulo Plástico		Cons Tors	
	Altura		Ala		Distancias					Eje y-y			Eje x-x			Zx	Zy		Jt
	h	s	b	t	r1	r2	d			Ix	Sx	rx	Iy	Sy	ry				
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			cm ²	kg/mt	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm		cm ³
IPE 80	80,00	3,80	46,00	5,20	5,00	69,60	59,60	7,64	6,00	80,10	20,00	3,24	8,50	3,70	1,05	23,20	5,80	0,70	
IPE 100	100,00	4,10	55,00	5,70	7,00	88,60	74,60	10,30	8,10	171,00	34,20	4,07	15,90	5,80	1,24	39,40	9,10	1,20	
IPE 120	120,00	4,40	64,00	6,30	7,00	107,40	93,40	13,20	10,40	318,00	53,00	4,90	27,70	8,60	1,45	60,70	13,60	1,74	
IPE 140	140,00	4,70	73,00	6,90	7,00	126,20	112,20	16,40	12,90	541,00	77,30	5,74	44,90	12,30	1,65	88,30	19,20	2,45	
IPE 160	160,00	5,00	82,00	7,40	9,00	145,20	127,20	20,10	15,80	869,00	109,00	6,58	68,30	16,70	1,84	124,00	26,10	3,60	
IPE 180	180,00	5,30	91,00	8,00	9,00	164,00	146,00	23,90	18,80	1317,00	146,00	7,42	101,00	22,20	2,05	166,00	34,60	4,79	

Nota. Selección del perfil para viguetas. Fuente: IPAC.

3.5.4 Pre-dimensionamiento losa colaborante.

Para la losa, se consulta la ficha técnica de un proveedor local con el objetivo de determinar sus propiedades, incluyendo el peso, el volumen y la resistencia de la lámina como se ilustra en la siguiente figura.

Figura 18.

Ficha técnica de la placa Novalosa 55

TIPOS DE NOVALOSA

NOVALOSA 55

NORMAS TÉCNICAS:

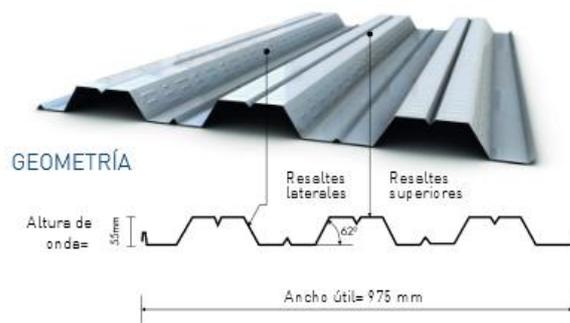
NTE INEN 2397
ASTM A653
ANSI/ASCE 3-91

LONGITUDES:

4, 5 y 6 metros en stock
Otras longitudes bajo pedido

RECUBRIMIENTO:

Galvanizado G90

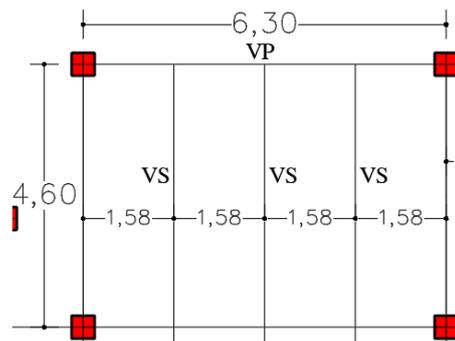


Nota. Detalle de ficha técnica de la placa Novalosa 55. Fuente: Catálogo de NOVACERO.

Para seleccionar la losa más adecuada para la edificación, se identifica el panel más crítico dentro de la planta. Con base en ello, se plantea la disposición de dos o tres vigas secundarias, según las características específicas del panel donde se instalará, tal como se ilustra en la imagen siguiente.

Figura 19.

Panel crítico de losa



Nota. Sección en planta del panel más crítico de la losa. Elaborado por: Los autores.

En este proyecto se utilizará el catálogo de Novacero para las placas colaborantes Novalosa, cuyas propiedades se detallan en la Figura 20. Este catálogo proporciona la capacidad de carga para diferentes combinaciones de espesores de láminas de acero y losas de concreto, considerando la separación entre apoyos. También permite determinar la longitud máxima sin apuntalamiento para evitar deformaciones excesivas, según las condiciones de apoyo y espesores de los materiales (Novacero, 2021).

Figura 20.

Espesor de placa colaborante Novalosa

Propiedades de la Sección Simple Novalosa 55 mm					
Espesor Novalosa (mm)	Peso (kg/m ²)	Ie+ (cm ⁴ /m)	Se+ (cm ³ /m)	Se- (cm ³ /m)	As (cm ² /m)
0,76	7,47	36,89	11,46	12,81	9,03
1,00	9,82	52,38	16,76	18,84	12,02

Nota. Propiedades de la sección simple Novalosa 55mm. Fuente: Novacero (2021).

Como se mencionó previamente, el diseño de la losa con placa colaborante se fundamentará en la longitud máxima sin apuntalamiento, con el objetivo de garantizar tanto los criterios de resistencia como los de serviciabilidad. La Figura 21 muestra la longitud máxima sin apuntalamiento correspondiente a la placa colaborante Novalosa.

Figura 21.

Longitud sin apuntalamiento para placa colaborante

Máxima Longitud sin Apuntalar Novalosa 55 mm {d} (m)						
Espesor losa {a} (cm)	e = 0,76 mm			e = 1,00 mm		
	1 vano	2 vanos	3 vanos	1 vano	2 vanos	3 vanos
5	1,853	2,230	2,257	2,078	2,785	2,567
6	1,780	2,140	2,166	1,996	2,675	2,465
8	1,612	1,891	2,015	1,864	2,498	2,302
10	1,359	1,612	1,699	1,761	2,360	2,175
12	1,174	1,393	1,468	1,678	2,235	2,072
14	1,034	1,226	1,292	1,608	2,124	1,986
16	0,924	1,095	1,154	1,549	1,969	1,913

Nota. Longitud sin apuntalamiento para placa colaborante Novalosa 55mm. Fuente: Novacero (2021).

En la figura 22 se detalla la carga viva máxima que la placa deck puede soportar según la separación entre apoyos. Para el pre-dimensionamiento, considerando la distancia de 1.58 metros, la capacidad de carga viva de la placa se encuentra en un valor aproximado de 2007 kg/m², esto debido a que se escogió un espesor de losa de 6 cm y un espesor de placa de 0.76 mm.

Figura 22.

Carga viva no factorada Novalosa 55mm

Carga Viva no Factorada Novalosa 55 mm {e} (kg/m ²)														
Espesor placa colaborante (mm)	Espesor losa (a) (cm)	Separación entre apoyos (m)												
		1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0
0,76	5	1714	1325	1047	841	684	562	465	387	323	270	226	188	156
	6	2007	1552	1227	987	804	662	549	457	383	321	269	225	188
	8	2622	2031	1608	1295	1057	872	725	607	510	429	362	305	256
	10	3264	2530	2006	1618	1322	1093	910	763	643	543	460	389	329
	12	3924	3044	2415	1950	1596	1320	1102	925	781	661	561	476	404
	14	4596	3568	2833	2288	1875	1553	1297	1091	922	782	665	566	481
	16	5277	4099	3256	2632	2158	1788	1495	1259	1066	905	771	657	560

Nota. Carga viva no factorada Novalosa 55mm. Fuente: Novacero (2021).

Se realiza la verificación de que las cargas de servicio que actuarán sobre las losas sean inferiores a las especificadas por el fabricante. Para ello, se comparan los valores presentados en la figura 22 con los de la Tabla 17, donde se detalla la carga de servicio estimada para cada nivel de la edificación.

Tabla 17.

Cargas de servicio

Nivel	Ocupación	Carga Muerta (kg/m ²)	Carga Viva (kg/m ²)	Carga servicio (kg/m ²)
+3.42	Aulas	335	200	535

Nota. Carga de servicio. Elaborado por: Los autores.

Como la carga admisible de la losa de 2007 kg/m² es mayor a la carga de servicio de 535 kg/m², entonces se opta por una losa de espesor de placa de 0.76 mm y un espesor de concreto de 6 cm para el posterior análisis estructural.

3.5.5 Pre-dimensionamiento de las diagonales rigidizadoras.

(Borbor & Panchana, 2020) Mencionan que mediante criterio técnico para poder seleccionar un perfil para el pre-dimensionamiento de diagonales rigidizadoras se puede usar el 5% del área bruta de las columnas de cada piso.

En la sección del pre-dimensionamiento de las columnas se optó por un perfil HEB180 con un $A_g=65.30 \text{ cm}^2$, con este dato se procede a calcular el área requerida para las diagonales rigidizadoras de la estructura.

$$A_g = 5\% * A_{g \text{ columna}}$$

$$A_g = 0.05 * (65.30 \text{ cm}^2)$$

$$A_g = 3.27 \text{ cm}^2$$

Con el A_g requerido se selecciona el perfil en un catálogo de acero local, en este caso de sección tubular redonda, tomada del catálogo de acero de IPAC, como se muestra en la siguiente figura:

Figura 23.

Sección de A_g requerida para diagonales rigidizadoras

Designaciones		Área		Peso	Propiedades Estáticas		
D	e	A	P	Momento de Inercia	Módulo de Flexión	Radio de Giro	
pulg.	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm
3/4	19,10	1,40	0,78	0,61	0,30	0,32	0,63
		1,50	0,83	0,65	0,32	0,34	0,62
		1,80	0,98	0,77	0,37	0,39	0,61
		2,00	1,07	0,84	0,39	0,41	0,61
7/8	22,20	1,40	0,92	0,72	0,50	0,45	0,74
		1,50	0,98	0,77	0,53	0,47	0,73
		1,80	1,16	0,91	0,61	0,55	0,72
		2,00	1,27	1,00	0,66	0,59	0,72
1	25,40	1,40	1,06	0,83	0,76	0,60	0,85
		1,50	1,13	0,88	0,81	0,64	0,85
		1,80	1,33	1,05	0,93	0,74	0,84
		2,00	1,47	1,15	1,01	0,80	0,83
1 1/4	31,80	1,40	1,33	1,05	1,54	0,97	1,07
		1,50	1,43	1,12	1,63	1,03	1,07
		1,80	1,69	1,33	1,91	1,20	1,06
		2,00	1,87	1,47	2,05	1,31	1,05
1 1/2	38,10	1,40	1,61	1,27	2,72	1,43	1,30
		1,50	1,72	1,35	2,89	1,52	1,30
		1,80	2,05	1,61	3,39	1,78	1,28
		2,00	2,27	1,78	3,71	1,95	1,28
1 3/4	44,50	1,40	1,89	1,49	4,39	1,98	1,52
		1,50	2,03	1,59	4,67	2,10	1,52
		1,80	2,41	1,89	5,49	2,47	1,51
		2,00	2,67	2,09	6,02	2,71	1,50
1 7/8	47,60	1,40	2,03	1,60	5,44	2,28	1,64
		1,50	2,17	1,71	5,79	2,43	1,63
		1,80	2,59	2,03	6,81	2,85	1,62
		2,00	2,87	2,25	7,47	3,14	1,61
2	50,80	1,40	2,17	1,71	6,63	2,61	1,75
		1,50	2,32	1,82	7,06	2,78	1,74
		1,80	2,77	2,18	8,33	3,28	1,73
		2,00	3,07	2,43	9,13	3,60	1,73
		3,00	4,51	3,24	12,95	5,09	1,69
		4,00	6,88	4,62	16,22	6,39	1,66

Nota. Selección de perfil para diagonales rigidizadoras. Fuente: IPAC.

3.6 Pre-dimensionamiento de la estructura con el sistema de muros portantes de hormigón armado.

Para el pre-dimensionamiento de la estructura de la losa y los muros portantes, se deberá cumplir con las normativas NEC-2015 Y ACI 318-19.

3.6.1 Características principales de la estructura con el sistema de muros portantes de hormigón armado.

La edificación consta de cuatro niveles, con una altura de entrepiso de 3.42 m, los muros contarán con una sección de 20 cm de espesor y con un espesor de losa de 20 cm con terraza inaccesible.

Para los muros y losa se implementará un $F'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Su uso está destinado a actividades educativas y se encuentra ubicada en La Libertad, provincia de Santa Elena.

3.6.2 Pre-dimensionamiento de muros portantes.

Según la NEC-SE-VIVIENDA, El espesor mínimo en estos sistemas estructurales debe ser al menos 1/30 de la altura del muro, y no puede ser inferior a 80 mm.

$$b_w = \frac{1}{30} * h$$
$$b_w = \frac{1}{30} * 3.42$$
$$b_w = 0.114 \text{ m}$$
$$b_w = 11 \text{ cm}$$

El mínimo espesor requerido para nuestro muro es de 11 cm, para este estudio se usó un muro de espesor de 20cm

3.6.3 Pre-dimensionamiento de losa.

La losa puede ser de dos tipos, aligerada o la tradicional losa maciza. Para la construcción de estos métodos, los procedimientos varían tanto en estructura como en materiales. Para este estudio se implementará para el análisis una losa maciza.

Las losas pueden diseñarse con refuerzo en una o dos direcciones, dependiendo de la relación entre su lado mayor y su lado menor. Para identificar estas dimensiones, es fundamental seleccionar el panel más representativo de la estructura, lo que permitirá calcular esta proporción y definir la dirección del refuerzo de la losa. (Villón Pico M. P., 2023)

De acuerdo con el ACI 318-19, la orientación del diseño de la losa se define por la relación entre el lado mayor y el lado menor del panel más representativo de la estructura. Si esta relación es inferior a 2, se considera una losa en dos direcciones; mientras que, si es superior a 2, se trata de una losa en una sola dirección.

$$\frac{\text{Claro largo}}{\text{claro corto}} > 2 \rightarrow \text{Losa en 1 dirección}$$

$$\frac{\text{Claro largo}}{\text{claro corto}} < 2 \rightarrow \text{Losa en 2 direcciones}$$

Basado en nuestro plano arquitectónico mostrado en la figura 10 establecemos la siguiente relación:

$$\frac{\text{Claro largo}}{\text{Claro corto}} = \frac{9}{6}$$

$$1,5 < 2 \rightarrow \text{losa en 2 direcciones}$$

La losa por implementar en este estudio es una losa maciza en 2 direcciones.

3.6.4 Espesor de losa.

Según las especificaciones del ACI 318-19, en el capítulo 8, apartado 8.3.1.1, el espesor mínimo recomendado para una losa maciza en dos direcciones es de 125 mm.

(Blanco, 1994) menciona que la resistencia y rigidez de una losa armada en dos direcciones son elevadas, lo que permite usar peraltes reducidos, los cuales pueden ser aproximadamente la cuarentava parte de la luz o equivalentes a la suma de los cuatro lados del perímetro del paño dividida entre 180. No obstante, en ocasiones se opta por un espesor mayor debido a requerimientos de aislamiento acústico y control de vibraciones.

$$h = \frac{1}{40} * ln$$

$$h = \frac{1}{40} * 9$$

$$h = 0.225 \text{ m} \rightarrow 22.5 \text{ cm}$$

$$h = \frac{\textit{perímetro del paño de losa}}{180}$$

$$h = \frac{6 * 2 + 9 * 2}{180}$$

$$h = 0.17 \text{ m} \rightarrow 17 \text{ cm}$$

Para este estudio se implementó una losa maciza en dos direcciones de 20 cm de espesor.

3.6.5 Densidad de muros.

(Viñansaca et al., 2023) menciona que para edificio de más de 2 pisos la densidad de muros recomendadas es de mayor al 2% en cada dirección. Esta densidad se calcula tanto para el bloque A y B mediante la fórmula proporcionada

por la Norma Ecuatoriana de la construcción, esto debido a que el bloque C está destinado para escaleras y ascensor.

$$d = \frac{A_W}{A_P} * 100$$

Donde:

d (%): densidad de muro en cada dirección.

A_w: Área de muros

A_p: Área en planta

3.6.5.1 Densidad de muros bloque A.

Longitud de paredes:

$$L_x = 90 \text{ m}$$

$$L_y = 45 \text{ m}$$

Espesor de muro(e. m) = 0.20 m

$$A_p = 273.74 \text{ m}^2$$

$$A_{wx} = L_x * e. m = 18 \text{ m}^2$$

$$A_{wy} = L_y * e. m = 9 \text{ m}^2$$

$$dx = \frac{A_W}{A_P} * 100 = 6.58\%$$

$$dy = \frac{A_W}{A_P} * 100 = 3.29\%$$

3.6.5.2 Densidad de muros bloque B.

Longitud de paredes:

$$L_x = 90 \text{ m}$$

$$L_y = 36 \text{ m}$$

Espesor de muro(e. m) = 0.20 m

$$A_p = 273.74 \text{ m}^2$$

$$A_{wx} = L_x * e. m = 18 \text{ m}^2$$

$$A_{wy} = L_y * e. m = 7.2 \text{ m}^2$$

$$dx = \frac{A_W}{A_P} * 100 = 6.58\%$$

$$dy = \frac{A_W}{A_P} * 100 = 2.63 \%$$

Se comprueba que mediante los resultados obtenidos se cumple con el porcentaje de densidad de muros.

3.6.6 Cargas gravitacionales

Como se muestra en la siguiente tabla, para la definición de las carga muerta y carga viva se tomó en consideración las cargas obtenidas en la sección 3.4.6, exceptuando la carga de mampostería, el peso propio de la losa se calcula en el software ETABS.

Tabla 18.

Cargas gravitacionales para estructura con muros portantes

Nivel	Ocupación	Enlucidos (kg/m ²)	Acabados (kg/m ²)	Instalaciones (kg/m ²)	Tumbado (kg/m ²)	Carga Muerta (kg/m ²)	Carga Viva (kg/m ²)
+3.42	Aulas	30	35	5	15	85	200
+6.84	Aulas	30	35	5	15	85	200
+10.26	Aulas	30	35	5	15	85	200
+13.68	Cubierta	30	0	3	0	33	100

Nota. Resumen de cargas gravitacionales por piso. Elaborado por: Los autores.

3.7 CARGA SÍSMICA.

La carga Sísmica se establece que la reacción de una estructura ante las fuerzas sísmicas está influenciada por la aceleración, la velocidad y el desplazamiento de sus componentes, por ende, las estructuras pueden soportar estos efectos por su capacidad de resistir las fuerzas generadas por el sismo de diseño. A continuación, se detallan los requisitos y el procedimiento para determinar el sismo de diseño o el espectro de diseño. Hay que tomar en cuenta ciertos puntos o requisitos para establecer estos espectros de diseño.

3.7.1 Factor de zona Z.

El mapa de zonificación sísmica para diseño se basa en el estudio de peligro sísmico y sus resultados. Este estudio incluye una saturación de 0.50 g en los

valores de aceleración sísmica en roca en la costa ecuatoriana, lo que caracteriza la zona VI.

El valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 19.

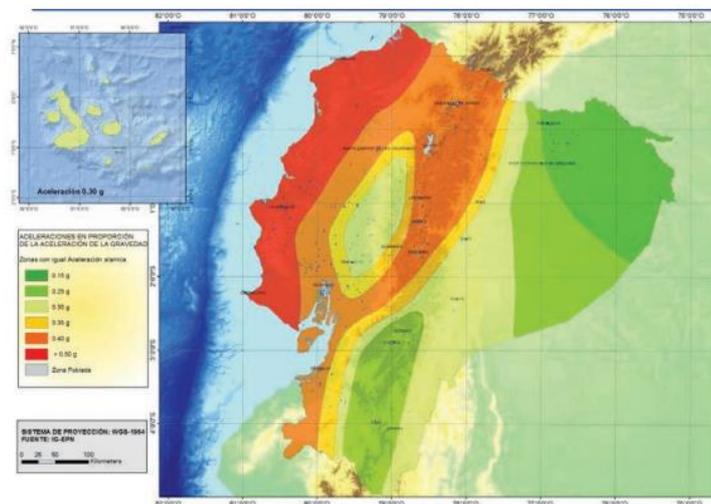
Valores del factor Z en función de la zona sísmica.

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Nota. Tabla adoptada de la sección 3.1.1 de la NEC-SE-DS. Fuente: NEC-SE-DS (2015).

Figura 24.

Mapa de zonificación sísmica.



Nota. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z. Fuente: NEC-SE-DS (2015).

3.7.2 Perfil de suelos para el diseño sísmico.

Para definir el tipo de perfil de suelo se debe tomar en consideración ciertos criterios de la NEC-SE-DS (2015), donde se observan las especificaciones de cada perfil, hay que tener en cuenta que para el perfil F se toman en cuenta otros principios de clasificación.

Para este procedimiento es necesario llevar a cabo tipos de ensayos, en este caso de ensayos geotécnicos, al tener los resultados de este, se consideran aspectos importantes como la velocidad de propagación de la onda, el número de golpes del ensayo SPT y la presión última del suelo.

3.7.2.1 Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s .

3.7.2.1.1 Coeficiente de suelo en la zona de período corto F_a .

Los valores del coeficiente F_a influyen que las ordenadas del espectro de respuesta elástico aumenten, mediante los efectos de sitio. En la tabla 20, se detallan los valores de los coeficientes F_a .

Tabla 20.

Coeficiente F_a según zona sísmica.

Tipos de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85
F	Para los suelos tipo F se requieren un estudio especial.					

Nota. Tabla adoptada de la sección 3.2.2.a de la NEC-SE-DS. Fuente: NEC-SE-DS (2015).

3.7.2.1.2 Ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca F_d .

Los valores del coeficiente F_d influyen que las ordenadas del espectro elástico de respuesta para amplificar desplazamientos en roca, mediante los efectos de sitio. En la tabla 21, se detallan los valores de los coeficientes F_d .

Tabla 21.

Coficiente F_d según zona sísmica

Tipos de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.6	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85
F	Para los suelos tipo F se requieren un estudio especial.					

Nota. Tabla adoptada de la sección 3.2.2.b de la NEC-SE-DS. Fuente: NEC-SE-DS (2015).

3.7.2.1.3 Coeficiente de perfil de suelo F_s , comportamiento no lineal de los suelos.

Los valores del coeficiente F_s tiene en cuenta el comportamiento no lineal de los suelos, de igual manera a la frecuencia de excitación sísmica, que son aplicables a los espectros de aceleraciones y desplazamientos. En la tabla 22, se detallan los valores de los coeficientes F_s .

Tabla 22.

Coficiente F_s según zona sísmica

Tipos de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.0	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Para los suelos tipo F se requieren un estudio especial.					

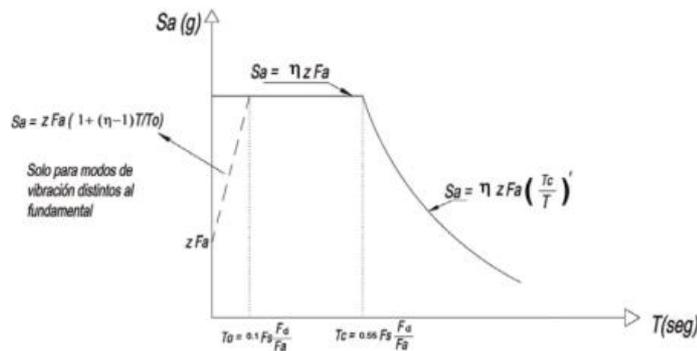
Nota. Tabla adoptada de la sección 3.2.2.c de la NEC-SE-DS. Fuente: NEC-SE-DS (2015).

3.7.2.2 Componentes horizontales de la carga sísmica: Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.

En la figura 25 el espectro de respuesta elástica de aceleraciones, expresado en términos de una fracción de la aceleración de la gravedad, correspondiente al nivel del sismo de diseño. Este espectro se ajusta de acuerdo con el factor de zona sísmica Z, el tipo de suelo en el sitio de la estructura, y los valores de los coeficientes de amplificación de suelo Fa, Fd, Fs.

Figura 25.

Espectro sísmico elástico de desplazamientos



Nota. Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño establecido por el código de diseño sismorresistente nacional. Fuente: NEC-SE-DS (2015).

Donde cada una de estas expresiones se definen en:

Fa = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó.

Fd = Coeficiente de amplificación de suelo.

Fs = Coeficiente de amplificación de suelo.

T = Período fundamental de vibración de la estructura.

Tc = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

Sa = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.

Z = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño.

r = Factor usado en el espectro de diseño elástico, debido a ubicación geográfica del proyecto.

η = Razón entre la aceleración espectral.

Para hallar los valores del espectro de respuesta elástica varían en función del periodo de vibración, expresándose en fracción de la aceleración de la gravedad, por la cual se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

Según la NEC-SE-DS (15) tenemos algunas especificaciones como:

Relación de amplificación espectral:

- $\eta = 1.80$ Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
- $\eta = 2.48$ Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$ Provincias del Oriente

Factor usado en el espectro de diseño elástico:

- $r = 1$ Todos los tipos de suelos (excepción del suelo tipo E).
- $r = 1.5$ Tipo de suelo E.

3.7.3 Diseño sismorresistente.

Los requerimientos y metodologías aplicables al diseño sismo resistente de edificios son fundamentales para garantizar la seguridad estructural, priorizando la protección de vidas humanas y evitando el colapso de las estructuras tras eventos sísmicos. En este contexto, se emplean normativas nacionales, como la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), complementadas con estándares internacionales reconocidos. Estas normativas proporcionan herramientas de

cálculo basadas en principios de ingeniería sísmica, permitiendo la adopción de hipótesis de diseño claras y fundamentadas para la toma de decisiones estructurales (NEC-SE-DS, 2015).

Los códigos de diseño sísmico que se emplean en esta investigación, como la NEC-SE-DS (2015), se basan en un análisis elástico de las estructuras. Este enfoque corresponde al método de diseño basado en fuerzas (DBF), el cual es ampliamente utilizado para determinar la respuesta sísmica de las edificaciones, Este método contempla dos enfoques principales para el análisis sísmico: el método estático y el método dinámico.

Método estático: Su diseño depende del cortante basal de diseño calculado directamente.

Método dinámico: Se fundamenta en el espectro sísmico de aceleraciones.

Ambos métodos deben ser evaluados de manera comparativa, como lo establece la NEC, la cual especifica los límites mínimos aceptables para el cortante basal calculado con el método estático:

Estructuras regulares: Cortante basal $V < 80\%$.

Estructuras irregulares: Cortante basal $V < 85\%$ (NEC-SE-DS, 2015, p. 57).

La filosofía de diseño se centra en dos objetivos clave: evitar la pérdida de vidas y prevenir el colapso de la estructura, asegurando además que esta permanezca funcional tras un evento sísmico. El diseño estructural considera un sismo de diseño con un 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años (NEC-SE-DS, 2015).

En cuanto al análisis dinámico, se utilizan dos técnicas:

Análisis dinámico espectral.

Análisis dinámico paso a paso en el tiempo.

Para elaborar el espectro de diseño necesario en estos análisis, se incorporan factores como la zona sísmica, tipo de perfil de suelo, factores de amplificación, periodos de vibración, factor de importancia, factor de reducción de resistencia sísmica, y configuración estructural. Estos parámetros son esenciales para evaluar adecuadamente el comportamiento estructural y garantizar la confiabilidad del diseño.

3.7.4 Coeficiente de importancia (I).

El coeficiente de importancia aumenta la demanda sísmica de diseño para estructuras que, debido a sus características de uso o importancia, por lo que se relaciona según sus necesidades operativas, por lo tanto, debe experimentar menores daños durante y después del sismo de diseño.

Tabla 23.

Coeficiente de importancia I

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas. Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1

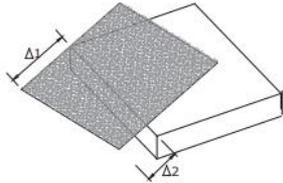
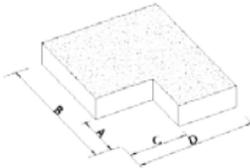
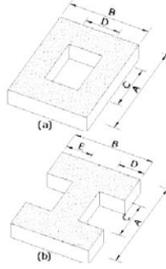
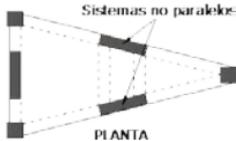
Nota. Tabla tomada de la sección 4.1. de la NEC-SE-DS. Fuente: NEC-SE-DS (2015).

3.7.5 Regularidad/configuración estructural.

Según la NEC-SE-DS (2015) sugiere que la estructura tenga una configuración simple y simétrica, tanto en planta como en elevación, para garantizar un buen desempeño estructural. En el caso de estructuras irregulares, se deben aplicar factores de configuración estructural que aumenten el valor del corte basal de diseño, proporcionando mayor resistencia a la estructura. A pesar de esto, no se garantiza que la edificación evite un posible comportamiento sísmico inadecuado. Por lo tanto, se recomienda minimizar al máximo la presencia de estas irregularidades.

Tabla 24.

Coefficiente de irregularidad en planta

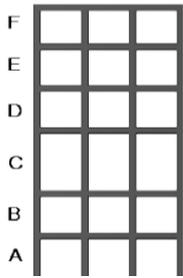
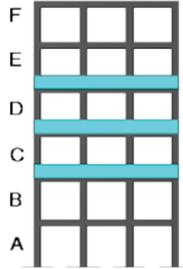
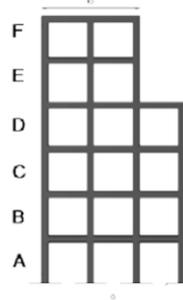
Tipo 1 - Irregularidad torsional	
$\phi_{pi} = 0.9$	
$\Delta > 1.2 \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$	
Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia	
Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas	
$\phi_{pi} = 0.9$	
$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$	
La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante	
Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso	
$\phi_{pi} = 0.9$	
a) $CxD > 0.5AxB$	
b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$	
La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	
Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos	
$\phi_{pi} = 0.9$ $\phi_{pi} = 0.9$	
La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura	

Nota. Tabla adoptada de la sección 5.2.3. de la NEC-SE-DS. Fuente: NEC-SE-DS (2015).

De la misma forma existe la presencia de irregularidades en elevación que requieren revisiones estructurales complementarias que aseguren un rendimiento adecuado tanto a nivel local como global de la estructura. Como se observa en la Tabla 25.

Tabla 25.

Coefficiente de irregularidad en elevación

Tipo 1 - Piso flexible	
$\phi_{Ei} = 0.9$ Rigidez $K_C < 0.7$ Rigidez K_D Rigidez $< 0.8 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$	
La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	
Tipo 2 - Distribución de masa	
$\phi_{Ei} = 0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$	
La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	
Tipo 3 - Irregularidad geométrica	
$\phi_{Ei} = 0.9$ $a > 1.3 b$	
La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	

Nota. Tabla adoptada de la sección 5.2.3. de la NEC-SE-DS. Fuente: NEC-SE-DS (2015).

3.7.6 Carga sísmica reactiva (W).

Esta carga corresponde a la carga reactiva que provoca el sismo. Donde se utilizará la siguiente expresión para la carga sísmica reactiva W.

$$W = D$$

Donde:

W = Carga sísmica reactiva.

D = Carga muerta total de la estructura.

3.7.7 Cortante basal de diseño (V).

El esfuerzo cortante basal de diseño aplicado a una estructura en una dirección determinada en nivel de su análisis de cargas ultimas, se determina según las siguientes expresiones:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} W$$

Donde cada una de estas expresiones se definen en:

V = Cortante basal total de diseño.

I = Coeficiente de importancia.

S_a = Espectro de diseño en relación con la aceleración.

T_a = Período de vibración.

R = Factor de reducción de resistencia sísmica.

ϕ_P = Coeficientes de configuración en planta.

ϕ_E = Coeficientes de configuración en elevación.

W = Carga sísmica reactiva.

3.7.8 Período de vibración T.

El periodo de vibración T es una estimación inicial razonable del período estructural, que facilita el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y permite su dimensionamiento.

El valor de T puede calcularse de manera aproximada según la expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Donde:

T = Período de vibración

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificación.

h_n = Altura máxima de la edificación.

α = Coeficiente que depende del tipo de edificación.

Tabla 26.

Factores según el tipo de estructura

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

Nota. Tabla adoptada de la sección 6.3.3.a de la NEC-SE-DS. Fuente: NEC-SE-DS (2015).

3.7.9 Factor de reducción de resistencia sísmica (R).

El factor de reducción sísmica R según la NEC-SE-DS (2015) permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es aceptable siempre que las estructuras y sus conexiones sean diseñadas para crear un mecanismo de falla previsible y con suficiente ductilidad, de manera que el daño se concentre en secciones específicamente reforzadas para actuar como rótulas plásticas. Los

valores del factor de reducción de resistencia sísmica (R) según la NEC-SEDS (2015) son:

Tabla 27.

Factor de reducción de resistencia sísmica R

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Nota. Tabla adoptada de la sección 6.3.4. de la NEC-SE-DS. Fuente: NEC-SE-DS (2015).

3.7.10 Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales.

Basado según en la NEC-SE-DS (2015) la distribución de las fuerzas verticales es similar al modo fundamental de vibración, aunque depende del período fundamental de vibración T_a . En caso de no contar con un procedimiento más detallado basado en principios dinámicos, las fuerzas laterales totales de cálculo deben distribuirse a lo largo de la altura de la estructura utilizando las siguientes fórmulas:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i$$

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

V = Cortante total en la base de la estructura.

V_x = Cortante total en el piso x de la estructura.

F_i = Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura.

F_x = Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.

n = Número de pisos de la estructura.

w_x = Peso aginado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .

w_i = Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .

h_x = Altura del piso x de la estructura.

h_i = Altura del piso i de la estructura.

k = Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T .

Para $T \leq 0.5$ $k = 1$

Para $0.5 < T \leq 2.5$ $k = 0.75 + 0.5 T$

Para $T > 2.5$ $k = 2$

3.7.11 Determinación del espectro elástico de aceleraciones para estructura de hormigón armado con muros portantes.

En base a la información obtenida de los documentos facilitados, se conoce que la estructura a analizar está ubicada en La Libertad, Península de Santa Elena, y que los estudios de suelos realizados dan como resultado un suelo tipo D, estos parámetros son esenciales para obtener el espectro elástico de respuesta, estos parámetros se muestran en la tabla 28.

A continuación, se calcula el período de vibración aplicando el método 1; luego, con ese valor, se determina la aceleración espectral correspondiente.

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$$T = 0.055 * 13.68^{0.75}$$

$$T = 0.391$$

Aceleración espectral para T:

$$T_c = 0.055 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.055 * 1.40 * \frac{1.11}{1.12}$$

$$T_c = 0.763$$

$$T_c = \text{Para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a$$

$$S_a = 1.80 * 0.5 * 1.12$$

$$S_a = 1.008$$

Después de obtener la aceleración espectral, se calcula el coeficiente de corte basal, tal como se describe a continuación.

$$V = \frac{I * S_{a(Ta)}}{R * \phi P * \phi E} * w$$

$$V = \frac{1 * 1.008}{5 * 1 * 1} * w$$

$$V = 0.2621$$

Por último, se realiza el cálculo del factor k, que está vinculado al período de vibración de la estructura.

$$\text{Para } 0.5 < T \leq 2.5$$

$$k = 0.75 + 0.5T$$

$$k = 0.75 + 0.5 * 0.391$$

$$k = 0.9456$$

Estos valores se han calculado porque son necesarios para llevar a cabo el análisis lineal estático de la estructura.

3.7.12 Determinación del espectro elástico de aceleraciones para estructura de acero con diagonales rigidizadoras.

Mediante el mismo proceso se calcula los parámetros para la estructura de acero con diagonales rigidizadoras.

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$$T = 0.073 * 13.68^{0.75}$$

$$T = 0.519$$

Aceleración espectral para T:

$$T_c = 0.055 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.055 * 1.40 * \frac{1.11}{1.12}$$

$$T_c = 0.763$$

$$T_c = \text{Para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a$$

$$S_a = 1.80 * 0.5 * 1.12$$

$$S_a = 1.008$$

Después de obtener la aceleración espectral, se calcula el coeficiente de corte basal, tal como se describe a continuación.

$$V = \frac{I * S_{a(Ta)}}{R * \phi P * \phi E}$$

$$V = \frac{1 * 1.008}{8 * 1 * 1}$$

$$V = 0.1638$$

Por último, se realiza el cálculo del factor k, que está vinculado al período de vibración de la estructura.

$$\text{Para } 0.5 < T \leq 2.5$$

$$k = 0.75 + 0.5T$$

$$k = 0.75 + 0.5 * 0.519$$

$$k = 1.0096$$

Estos valores se han calculado porque son necesarios para llevar a cabo el análisis lineal estático de la estructura.

Tabla 28.

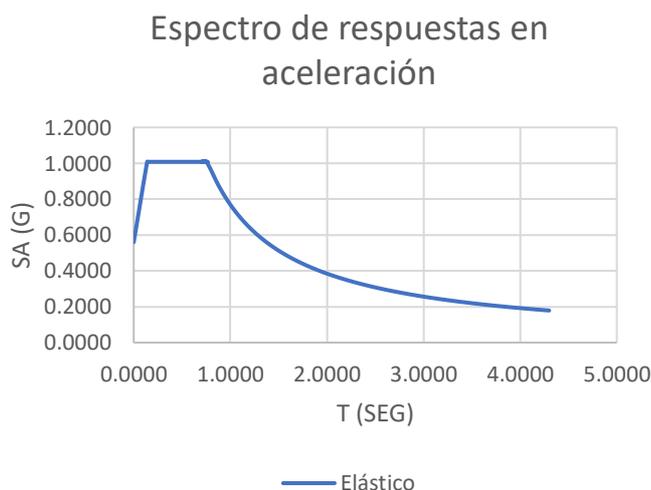
Parámetros para el diseño del espectro elástico en función de aceleraciones

Parámetro	Variable	Valor		Unidades	Referencia
		Con muros portantes	Con diagonales rigidizadoras		
Región del Ecuador		Costa			Sec. 3.1.1
Zonificación Sísmica		V	V	s.u	Tabla 1 - Sec. 3.1.1
Factor de aceleración de la zona sísmica	Z	0,5	0,5	s.u	Tabla 1 - Sec. 3.1.1
Tipo de perfil de suelo		D	D	s.u	Tabla 2 - Sec. 3.2.1
Factor de sitio	Fa	1,12	1,12	s.u	Tabla 3 - Sec. 3.2.1
Factor de sitio	Fd	1,11	1,11	s.u	Tabla 4 - Sec. 3.2.1
Factor de comportamiento inelástico	Fs	1,4	1,4	s.u	Tabla 5 - Sec. 3.2.2
Relación de amplificación espectral	η	1,8	1,8	s.u	Sec. 3.3.1
Factor asociado al período de retorno	r	1	1	s.u	Sec. 3.3.1
Período límite de vibración	To	0,139	0,139	seg	Sec. 3.3.1
Período límite de vibración	Tc	0,763	0,763	seg	Sec. 3.3.1
Aceleración en T=0	Sa	0,56	0,56	g	Sec. 3.3.1
Aceleración en T=To	Sa₀	1,008	1,008	g	Sec. 3.3.1
Coefficiente de importancia	I	1,3	1,3	s.u	Tabla 6 - Sec. 4.3
Coefficiente de irregularidad en planta	ϕ_p	1	1	s.u	Tabla 13 - Sec. 5.2.3
Coefficiente de irregularidad en elevación	ϕ_e	1	1	s.u	Tabla 13 - Sec. 5.2.3
Factor de reducción de resistencia	R	5	8,0	s.u	Tabla 15 - Sec. 6.3.4
Coefficiente por tipo de edificio	Ct	0,055	0,073	s.u	Sec. 6.3.3
Coefficiente por tipo de edificio α	α	0,75	0,75	s.u	Sec. 6.3.3
Altura máxima de la edificación	hm	13,68	13,68	m	Planos arquitectónicos
Período de vibración	Tl	0,391	0,519	seg	Sec. 6.3.3
Espectro de diseño en aceleración	Sa(Ta)	1,008	1,008	g	Sec. 6.3.3
Coefficiente relacionado al período Ta	k	0,9456	1,0096	s.u	Sec. 6.3.5
Coefficiente corte basal	C	0,2621	0,1638	s.u	Sec. 6.3.2

Nota. Parámetros y valores para la construcción de las gráficas de los espectros de respuesta elástico. Elaborado por: Los Autores

Figura 26.

Espectro de respuesta en aceleración



Nota. Se muestra el espectro elástico de respuesta Elaborado por: Los autores.

CAPITULO IV: ANALISIS Y MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGON ARMADO CON MUROS PORTANTES Y ESTRUCTURA DE ACERO CON DIAGONALES RIGIDIZADORAS

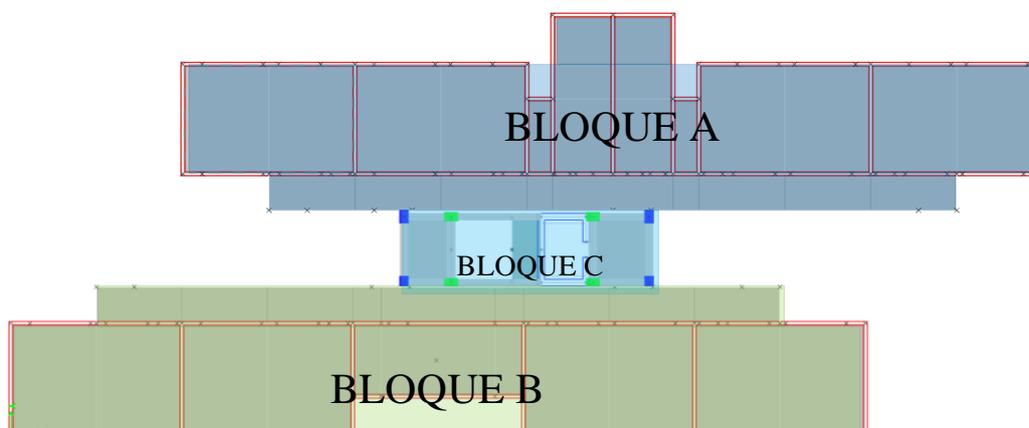
4.1 MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO CON MUROS PORTANTES

(Cabrera & González, 2018) Menciona que la modelación consiste en la representación matemática de una estructura, con el propósito de crear un modelo analítico que simule de forma aproximada el comportamiento real de dicha estructura. Este comportamiento está influenciado por las propiedades y características de los materiales, la geometría estructural, así como por las cargas que pueden o no actuar sobre ella.

El análisis de la estructura de hormigón armado con muros portantes se realizó mediante el mismo criterio de seccionar por bloques A, B y C para obtener una estructura más regular y tener una adecuada comparación en los resultados con el análisis de la estructura de acero con diagonales rigidizadoras. En la siguiente figura se muestra como están distribuidos estos bloques, en donde el bloque A y B están distribuidos arquitectónicamente por aulas, oficinas y baños. En el bloque C se encuentra el ascensor y las escaleras.

Figura 27.

Distribución de bloques para el análisis en ETABS.



Nota. Vista en planta de la edificación y distribución elegida para el análisis sísmico de la estructura. Elaborado por: Los autores.

4.2 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO CON MUROS PORTANTES

La edificación tiene una altura total de 13.68 m, distribuida en cuatro plantas, cada una con una altura de entrepiso de 3.42 m., con muros de 20 cm de espesor y una losa maciza con espesor de 20 cm, Además, la planta arquitectónica de cada nivel cuenta con un área de total 493.6 m².

4.2.1 Proceso de modelación en ETABS de estructura de hormigón armado con muros portantes.

En esta etapa, se desarrolló el modelo estructural del edificio de hormigón armado con muros portantes utilizando el software ETABS. El modelado solo incluye el proceso para uno de los bloques para fines prácticos. El proceso incluye la definición de materiales, propiedades seccionales de los muros y losas, y las condiciones de apoyo. Además, se configuran las cargas gravitacionales y sísmicas según las normativas, y se realizan ajustes para reflejar con precisión las

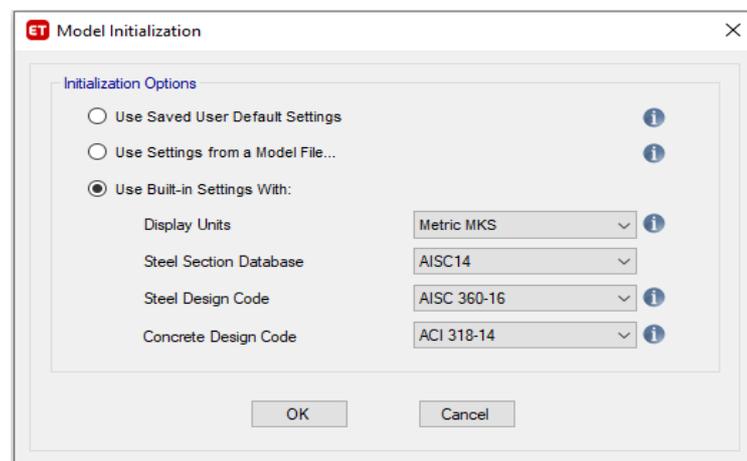
características geométricas y estructurales del proyecto construido, a partir de los planos facilitados.

4.2.1.1 Creación de nuevo modelo.

En primera instancia se define las unidades en las que se trabajará el proyecto, de la misma forma se selecciona el código de diseño para el modelo. En la figura 28 se muestra la ventana de opciones para la selección de código y unidades del modelo.

Figura 28.

Ventana de opciones del modelo



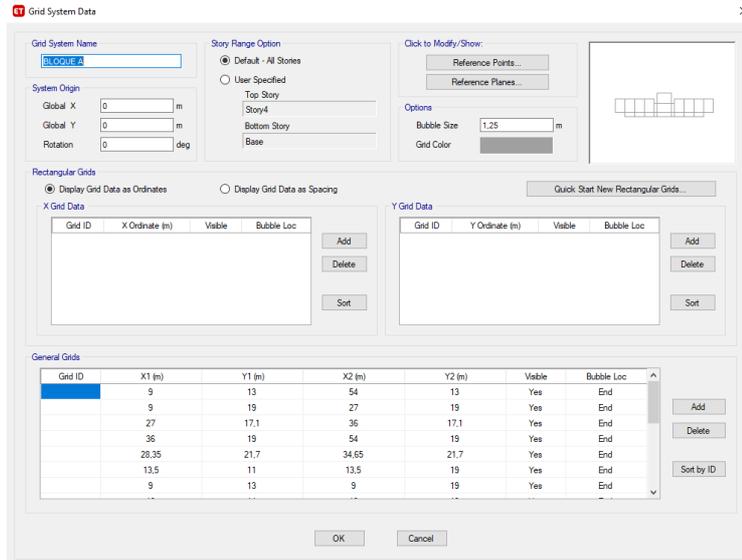
Nota. Ventana de opciones para elegir las unidades de medida y los códigos de diseño estructural del modelo. Fuente: ETABS.

4.2.1.2 Definición de ejes de referencia.

En este paso se crean los ejes en ETABS o también denominados “grids”, que sirven como guía para la ubicación y alineación de los elementos estructurales según las dimensiones del proyecto. En la siguiente figura se muestra los ejes de referencia del Bloque A.

Figura 29.

Ejes de referencia del bloque A



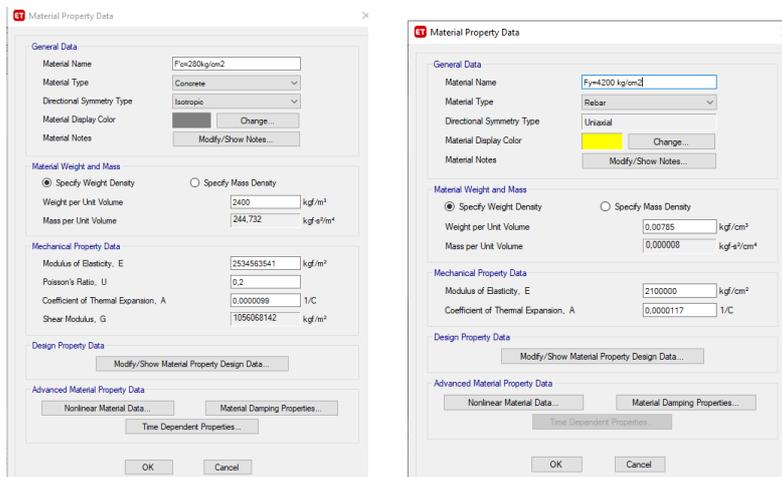
Nota. Ejes de referencia del bloque A creado con “General grids”. Fuente: ETABS.

4.2.1.3 Propiedades de los materiales.

En esta sección se definen las características específicas de cada material estructural, como el hormigón y el acero. Estas propiedades incluyen la resistencia, el módulo de elasticidad y el peso unitario, lo que permite que el modelo refleje con precisión el comportamiento real de los materiales en la estructura.

Figura 30.

Propiedades de los materiales



Nota. Propiedades de los materiales a usarse en estructura de hormigón armado.
Fuente: ETABS.

4.2.1.4 Definición de la sección de los elementos estructurales.

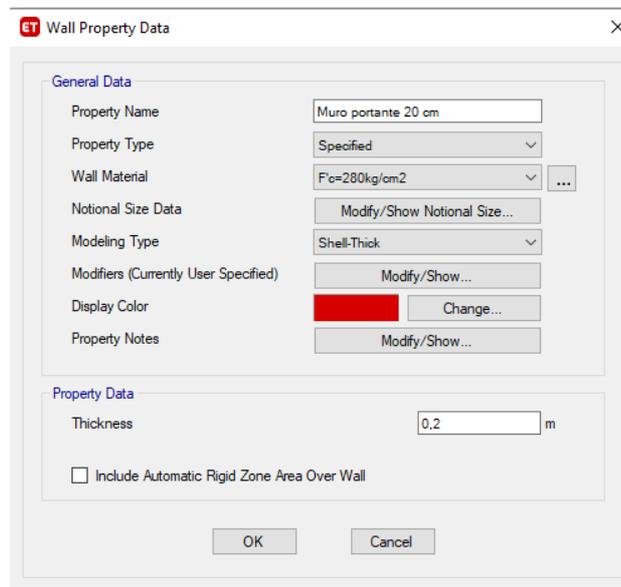
En esta sección se asignan las dimensiones y formas específicas de cada elemento estructural, como losas y muros. Esta configuración asegura que cada componente tenga las características geométricas adecuadas para soportar las cargas y responder de manera correcta bajo las condiciones de carga.

4.2.1.4.1 Muros portantes.

Para este estudio se utilizó un espesor de muro de 20 cm como se muestra en la siguiente figura

Figura 31.

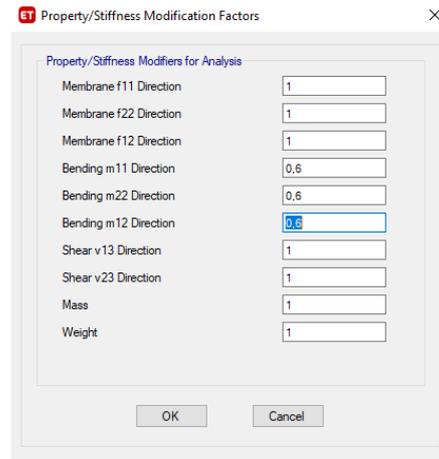
Definición de sección de muro portante



Nota. Propiedades de los elementos a usarse en muros portantes de hormigón armado. Fuente: ETABS.

Figura 32.

Definición de inercia de muro



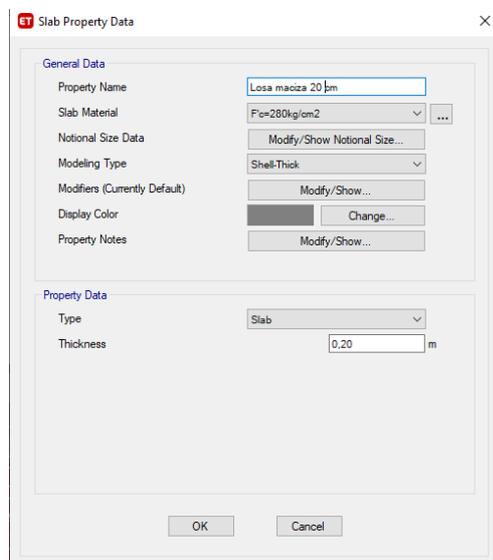
Nota. Inercia para sección de muro portante. Fuente: ETABS.

4.2.1.4.2 Losas.

Elemento estructural plano diseñado para resistir cargas aplicadas perpendicularmente a su superficie. Usualmente se coloca en posición horizontal y se caracteriza por ser mucho más extenso en dos de sus dimensiones que en la tercera (Hernán, 2014).

Figura 33.

Definición de sección de losa maciza en dos direcciones.



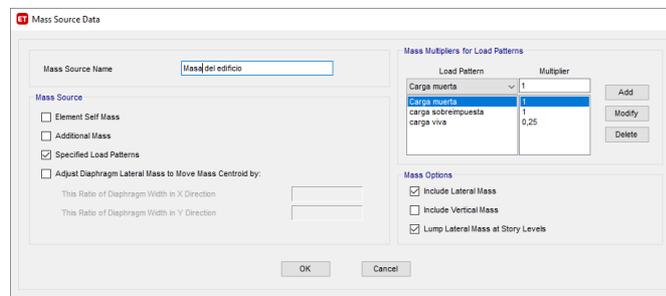
Nota. Propiedades de los materiales a usarse en losa aligerada. Fuente: ETABS.

4.2.1.5 Definición de la masa del edificio.

La masa de un edificio para estructuras corresponde al total de la carga muerta de la estructura. Sin embargo, además de la carga muerta, se debe incluir un 25% de la carga viva NEC-SE-DS (2015). En la figura 34 se define la masa del edificio.

Figura 34.

Masa del edificio



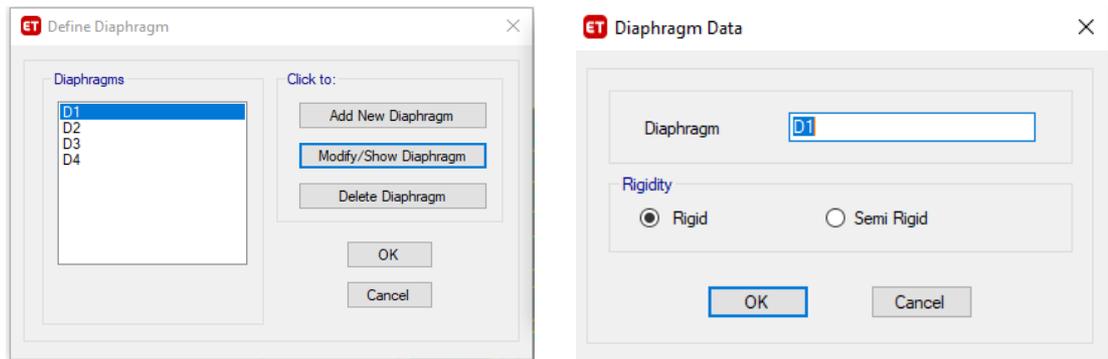
Nota. Definición de la masa del edificio. Fuente: ETABS.

4.2.1.6 Definición de diafragmas.

Los diafragmas cumplen la función de distribuir de manera uniforme las fuerzas gravitacionales y horizontales, junto con los desplazamientos que estas producen, hacia los elementos verticales de la estructura. Un diafragma se clasifica como rígido si se desplaza en dos direcciones o rota en su plano. En cambio, si es flexible, tiende a deformarse en su propio plano, lo que complica la determinación de los desplazamientos hacia los elementos verticales. Por otro lado, se considera semirrígido cuando la deflexión en el diafragma es comparable a la de los elementos verticales (colunga et al., 2013). En la figura 35 se define los diafragmas.

Figura 35.

Definición de diafragmas



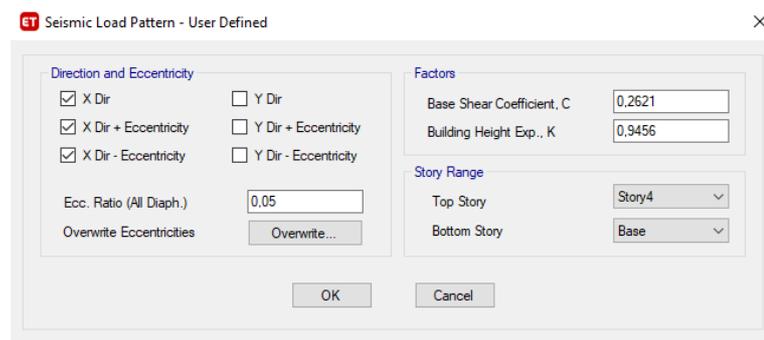
Nota. Definición de los diafragmas rígidos del edificio de 4 niveles. Fuente: ETABS.

4.2.1.7 *Ingreso de carga sísmica.*

En la sección de load patterns se ingresan los factores necesarios para la carga sísmica, como se muestra en la siguiente figura.

Figura 36.

Ingreso de carga sísmica en el software



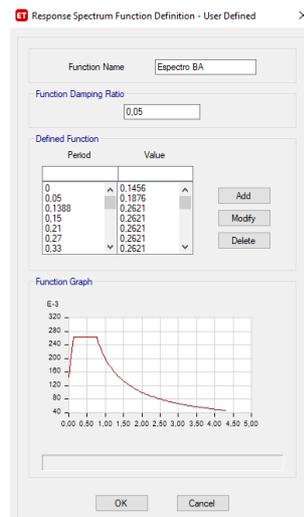
Nota. Definición de los diafragmas rígidos del edificio de 4 niveles. Fuente: ETABS.

4.2.1.8 *Ingreso de espectro de diseño.*

El espectro de diseño lo hace mediante la herramienta de **Functions-Response Spectrum** como se muestra en la siguiente figura:

Figura 37.

Espectro de diseño para muros portantes

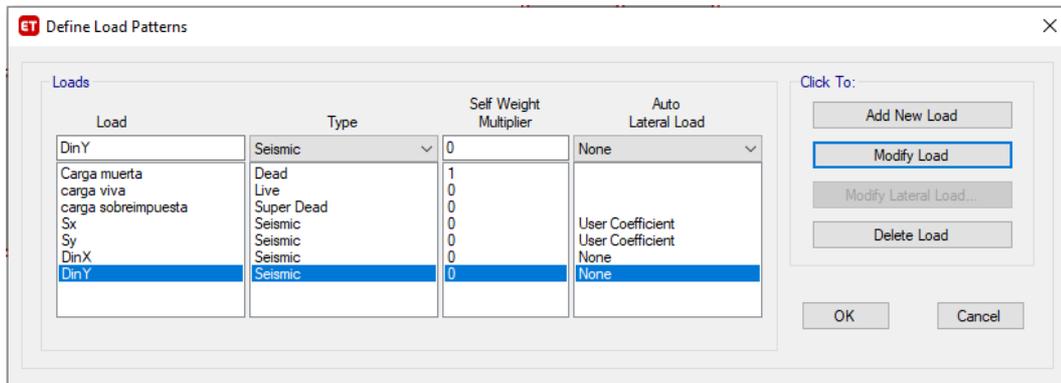


4.2.1.9 *Definiciones de patrones de carga*

En esta ventana se especifican los diferentes tipos de cargas que afectarán a la estructura, como cargas muertas, vivas, sísmicas o de viento. Cada patrón de carga representa un conjunto de fuerzas aplicadas sobre el modelo, permitiendo que se analicen las diversas condiciones a las que estará sometido el edificio. En la figura 38 se ilustra los distintos patrones de carga a implementarse.

Figura 38.

Definición de patrones de carga



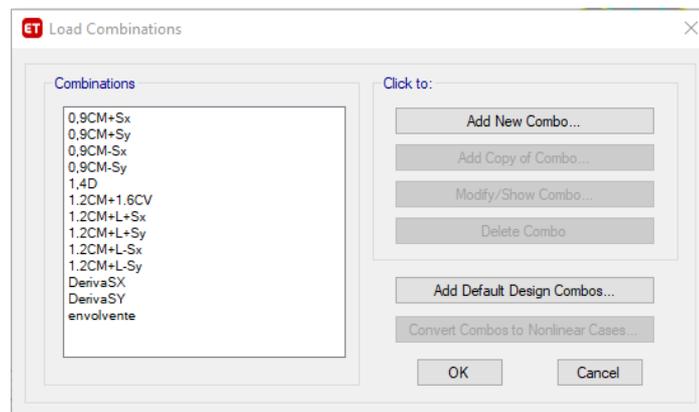
Nota. Definición de los patrones de carga para edificio de 4 niveles. Fuente: ETABS.

4.2.1.10 Definición de Combinaciones de carga.

En esta sección se establecen las combinaciones de carga que agrupan distintos patrones de carga como muerta, viva, sísmica y de viento, para simular situaciones de diseño exigentes. Estas combinaciones facilitan el análisis de la respuesta estructural ante escenarios con cargas concurrentes, garantizando el cumplimiento de los criterios de seguridad y desempeño según la normativa NEC-SE-CG. En la figura 39 se ilustra las distintas combinaciones de carga a usarse.

Figura 39.

Definición de combinaciones de carga según normativa.



Nota. Definición de las combinaciones de carga según normativa NEC-SE-CG.

Fuente: ETABS.

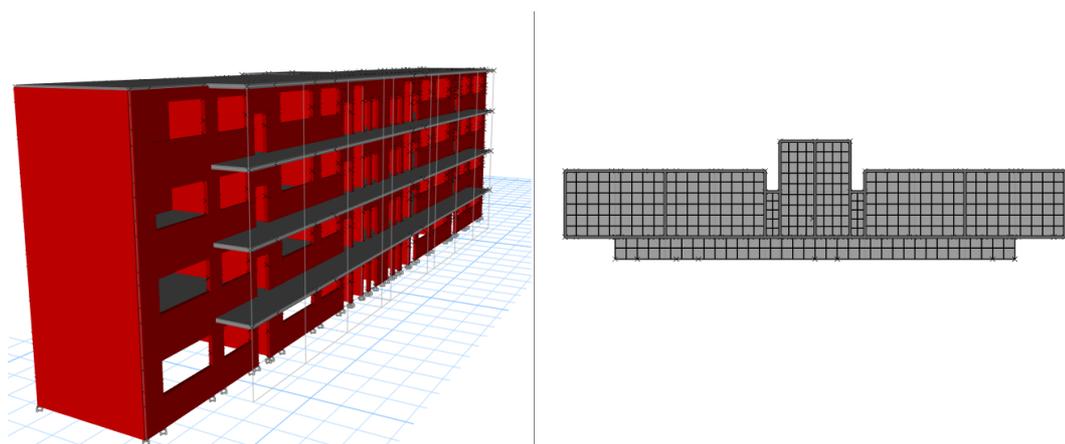
4.2.1.11 Modelamiento de la estructura de hormigón armado con muros portantes.

El proceso de modelación en ETABS implica construir un modelo completo de la estructura, representando con precisión los elementos como muros y losas. Se definen la disposición, geometría y conexiones de cada componente, creando un modelo virtual que simula el comportamiento real de la estructura frente a las cargas sísmicas y condiciones del edificio.

Para el presente estudio, se modela la estructura por 3 bloques, denominados como bloque A, B y C, con el fin de tener una estructura más regular y simplificar el análisis, a continuación, en las siguientes figuras se ilustra el modelado de los 3 bloques que aulas en hormigón armado con muros portantes, tomando en cuenta que el bloque C, este compuesto por el ascensor y las escaleras y los otros bloques por aulas, baños y oficinas.

Figura 40.

Modelado del bloque A con muros portantes

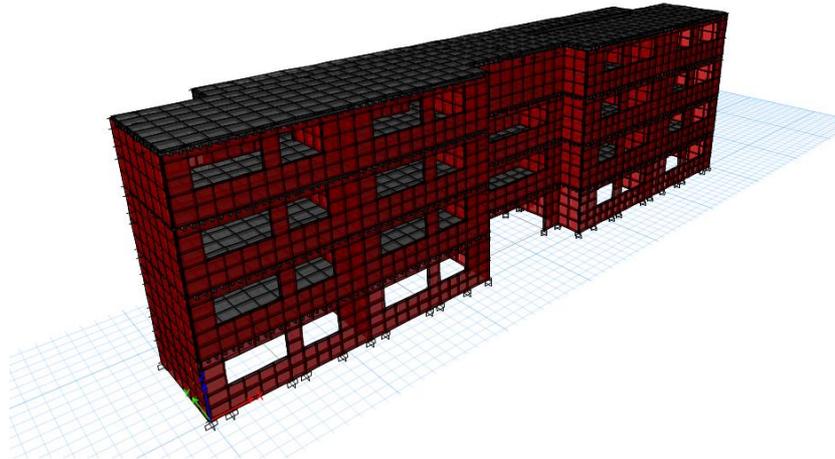


Nota. A la izquierda se presenta la vista en 3D de la estructura del bloque A y a la derecha una vista en planta de la misma estructura. Fuente: ETABS.

Mediante el mismo proceso se modeló el bloque B, como se ilustra en la siguiente figura.

Figura 41.

Modelado del bloque B con muros portantes

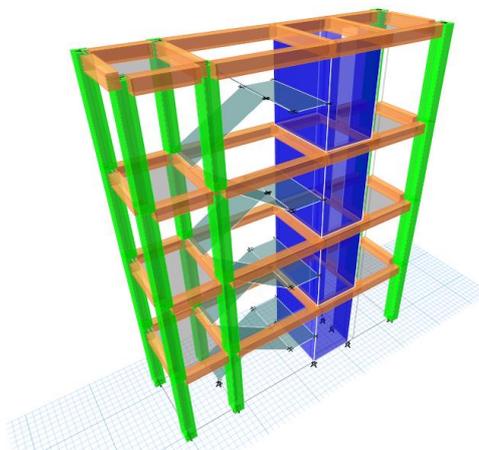


Nota. Vista en 3D de el modelado la estructura del bloque B. Fuente: ETABS.

Y por último se muestra el modelado del bloque C que está conformado por las escaleras y el ascensor.

Figura 42.

Modelado del bloque C de la estructura de hormigón armado



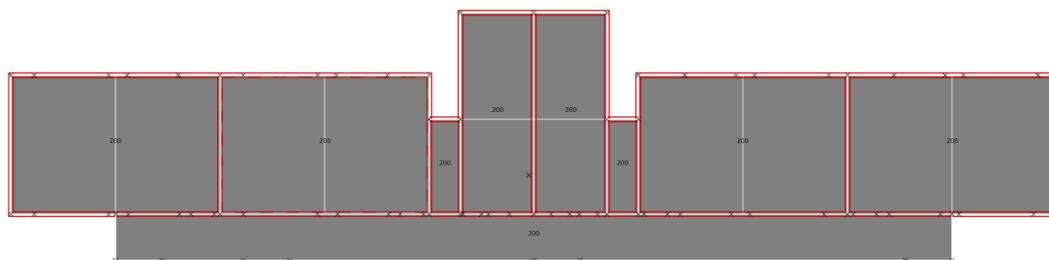
Nota. Vista en 3D del modelado de la estructura del bloque B. Fuente: ETABS.

4.2.1.12 *Asignación de cargas.*

Una vez modelado la estructura se procede a asignar las cargas muertas y vivas anteriormente calculadas.

Figura 43.

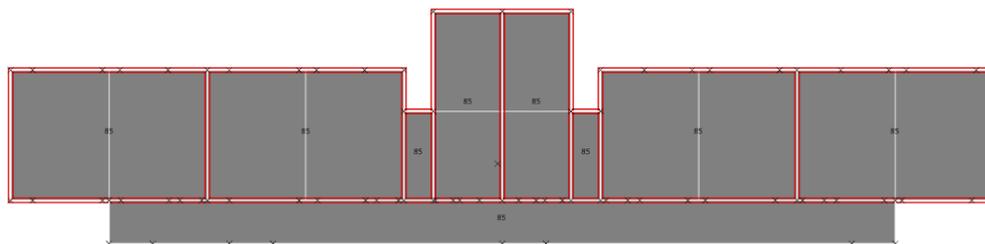
Asignación de carga viva al modelo



Nota. Definición de carga viva de la estructura. Fuente: ETABS.

Figura 44.

Asignación de carga muerta al modelo



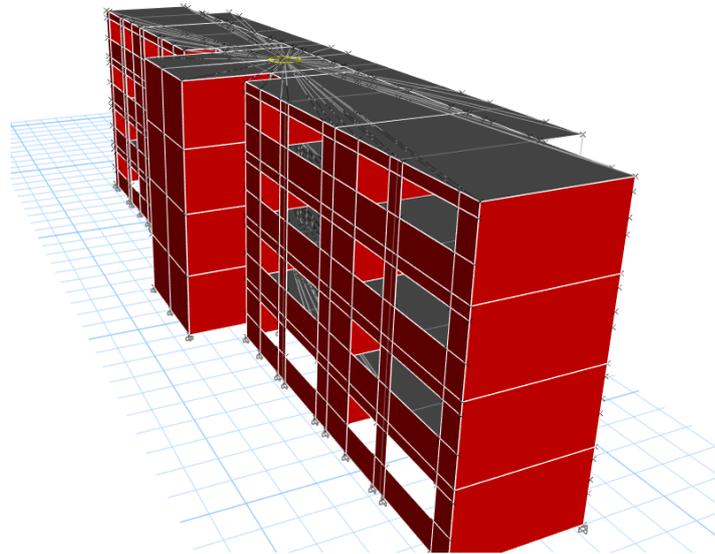
Nota. Definición de carga muerta de la estructura. Fuente: ETABS.

4.2.1.13 *Asignación de diafragmas al modelo.*

La asignación de diafragmas en un modelo estructural es una tarea clave para garantizar que los pisos se comporten como elementos rígidos en su plano, distribuyendo correctamente las fuerzas sísmicas entre los elementos verticales.

Figura 45.

Asignación de diafragmas



Nota. Definición de diafragmas rígidos al modelado de la estructura con muros portantes. Fuente: ETABS.

4.2.2 Proceso de modelación en ETABS de estructura de acero con diagonales rigidizadoras.

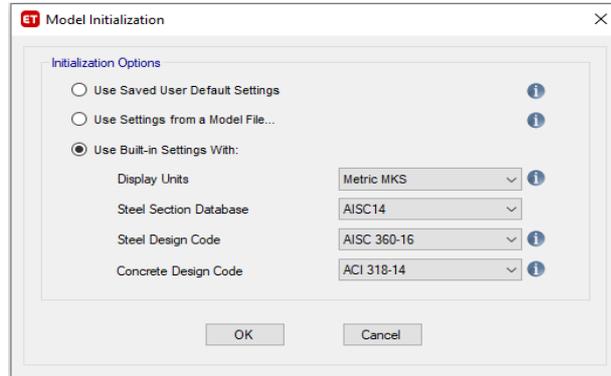
En esta etapa, se desarrolló el modelo estructural del edificio de acero con diagonales rigidizadoras utilizando el software ETABS. El modelado se limitó a uno de los bloques para mayor practicidad.

4.2.2.1 Creación de nuevo modelo.

En primera instancia se define las unidades en las que se trabajará el proyecto, como se muestra en la siguiente figura, se muestra la ventana de opciones para la selección de código de diseño y unidades del modelo.

Figura 46.

Selección de unidades y código de construcción



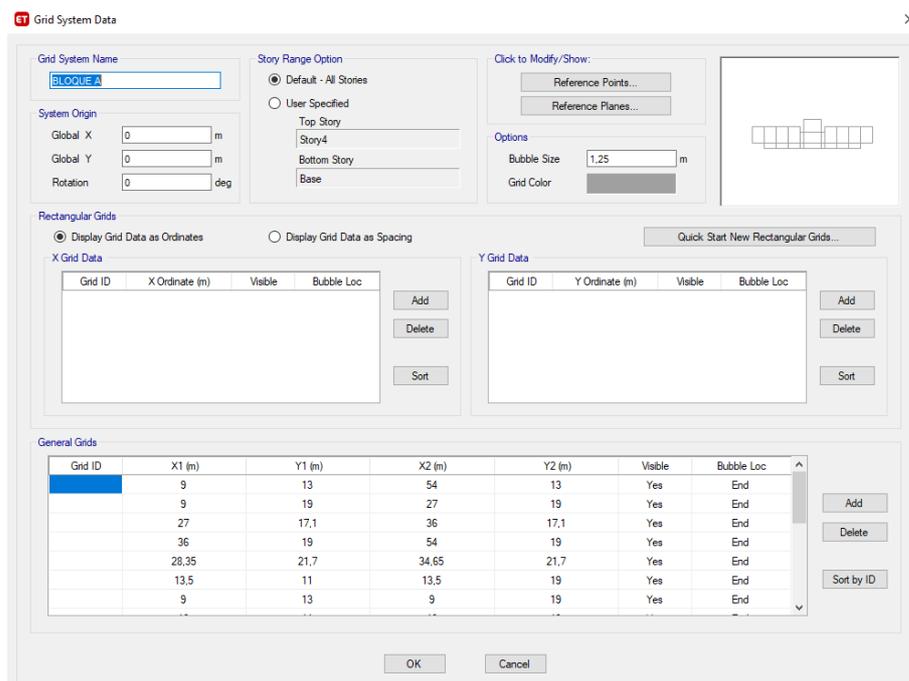
Nota. Selección de las unidades de medida y los códigos de diseño estructural del modelo. Fuente: ETABS.

4.2.2.2 Definición de ejes de referencia.

En este paso se definen los “grids”, que sirven como guía para la ubicación y alineación de los elementos estructurales según las dimensiones del proyecto. En la siguiente figura se muestra los ejes de referencia del Bloque A.

Figura 47.

Ejes de referencia del bloque A



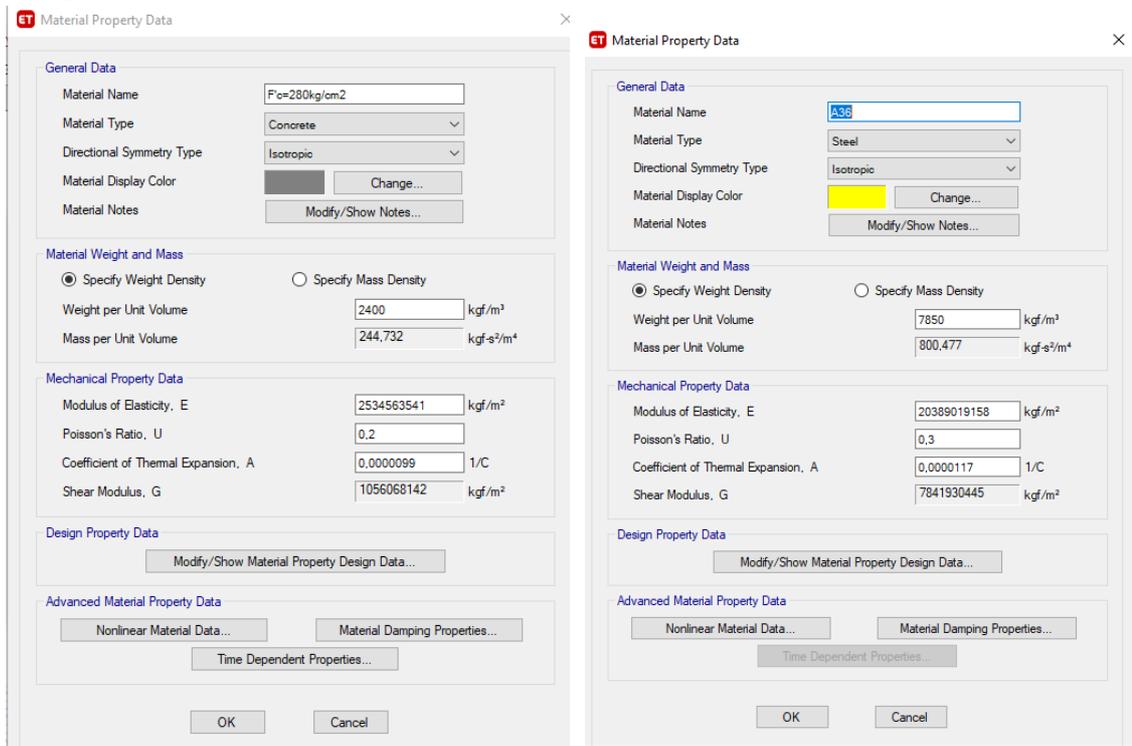
Nota. Ejes de referencia del bloque A creado con “General grids”. Fuente: ETABS.

4.2.2.3 Propiedades de los materiales.

En esta sección se definen las características específicas de cada material estructural, como el hormigón y el acero. Estas propiedades incluyen la resistencia, el módulo de elasticidad y el peso unitario, lo que permite que el modelo refleje con precisión el comportamiento real de los materiales en la estructura.

Figura 48.

Propiedades de los materiales



Nota. Propiedades de los materiales a usarse en estructura acero. Fuente: ETABS.

4.2.2.4 Definición de la sección de los elementos estructurales.

En esta sección se asignan las dimensiones y formas específicas de cada elemento estructural, como columnas, vigas, y losas. Esta configuración asegura que cada componente tenga las características geométricas

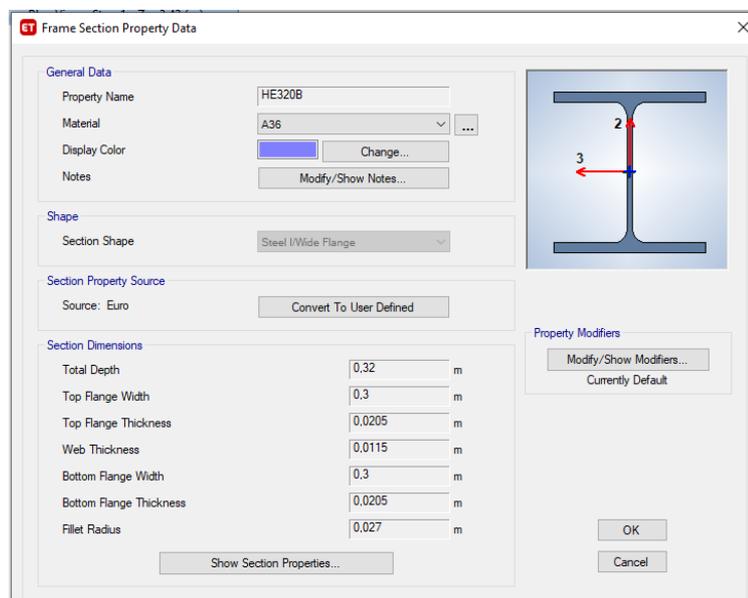
adecuadas para soportar las cargas y responder de manera correcta bajo las condiciones de carga.

4.2.2.4.1 Columnas.

Se define la sección estructural correspondiente a las columnas, considerando sus propiedades a compresión y características del material, para ser modeladas en el software.

Figura 49.

Definición de sección de columna



Nota. Propiedades de los elementos a usarse en columna de acero estructural.

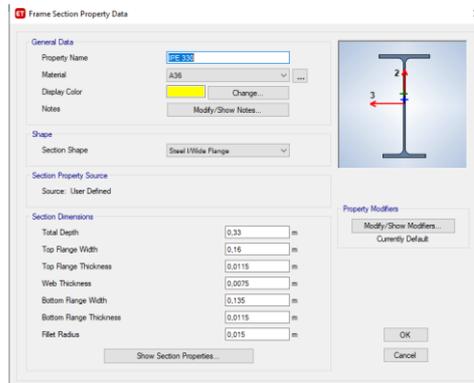
Fuente: ETABS.

4.2.2.4.2 Vigas.

Se asignan las secciones de las vigas principales, especificando sus dimensiones y propiedades resistentes, asegurando su capacidad para soportar las cargas gravitacionales y transferirlas a las columnas. En la figura 50 se muestra la ventana donde se define las propiedades y secciones de la viga.

Figura 50.

Definición de sección de viga.



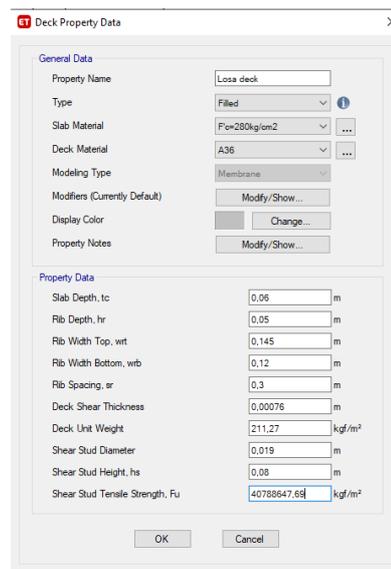
Nota. Propiedades de los materiales a usarse en vigas. Fuente: ETABS.

4.2.2.4.3 Losas.

Se modelan las losas de placa colaborante como diafragmas rígidos en el software ETABS, asignando su espesor, peso propio y propiedades mecánicas. Estas losas están compuestas por una combinación de lámina de acero perfilada y concreto, lo que permite que actúen de manera conjunta para resistir cargas gravitacionales y laterales.

Figura 51.

Definición de sección de losa de placa colaborante



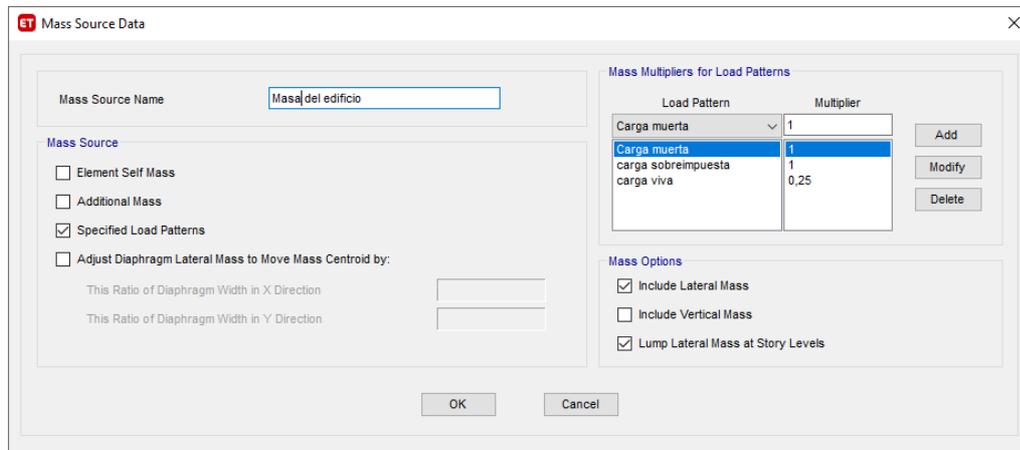
Nota. Propiedades de los materiales a usarse en losa. Fuente: ETABS.

4.2.2.5 Definición de la masa del edificio.

La masa de un edificio para estructuras corresponde al total de la carga muerta de la estructura. Sin embargo, además de la carga muerta, se debe incluir un 25% de la carga viva NEC-SE-DS (2015). En la figura 52 se define la masa del edificio.

Figura 52.

Masa del edificio



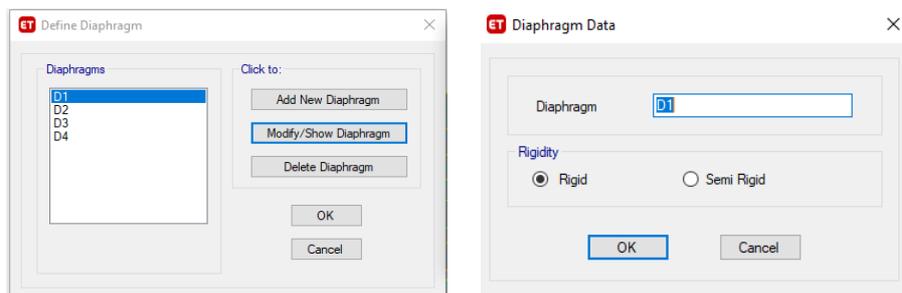
Nota. Definición de la masa del edificio. Fuente: ETABS.

4.2.2.6 Definición de diafragmas.

Los diafragmas tienen la función de repartir equitativamente las fuerzas verticales y horizontales en la estructura en la figura 53 se define los diafragmas.

Figura 53.

Definición de diafragmas



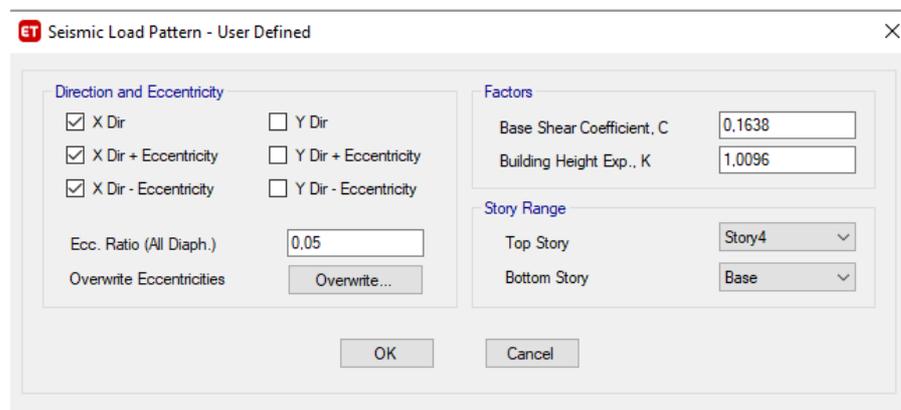
Nota. Definición de los diafragmas rígidos del edificio de 4 niveles. Fuente: ETABS.

4.2.2.7 *Ingreso de carga sísmica.*

En la sección de load patterns se ingresan los factores necesarios para la carga sísmica de la estructura de acero, como se muestra en la siguiente figura.

Figura 54.

Carga sísmica para estructura de acero



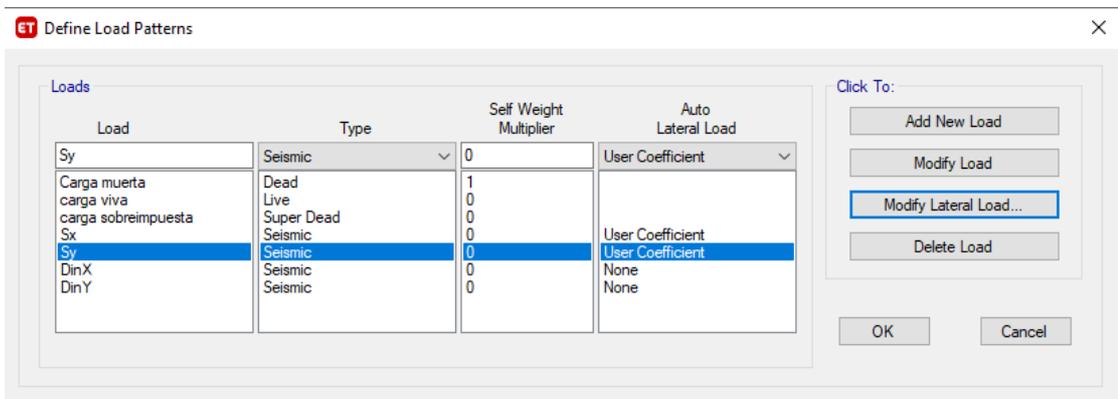
Nota. Definición de carga sísmica para edificio de 4 niveles. Fuente: ETABS.

4.2.2.8 *Definición de patrones de carga.*

En esta sección se definen los distintos tipos de cargas que actuarán sobre la estructura, tales como cargas muertas, vivas, sísmicas o de viento. Cada patrón de carga corresponde a un conjunto específico de fuerzas aplicadas al modelo, lo que permite evaluar las diferentes condiciones que afectarán al edificio. La figura 55 muestra los patrones de carga que se implementaron.

Figura 55.

Definición de patrones de carga



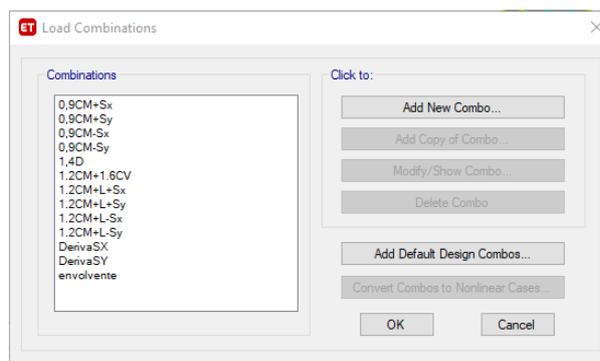
Nota. Definición de los patrones de carga para edificio de 4 niveles. Fuente: ETABS.

4.2.2.9 Definición de Combinaciones de carga.

En esta sección se establecen las combinaciones de carga que agrupan distintos patrones de carga como muerta, viva, sísmica y de viento, para simular situaciones de diseño exigentes. Estas combinaciones facilitan el análisis de la respuesta estructural ante escenarios con cargas concurrentes, garantizando el cumplimiento de los criterios de seguridad y desempeño según la normativa NEC-SE-CG. En la figura 56 se ilustra las distintas combinaciones de carga a usarse.

Figura 56.

Definición de combinaciones de carga según normativa.



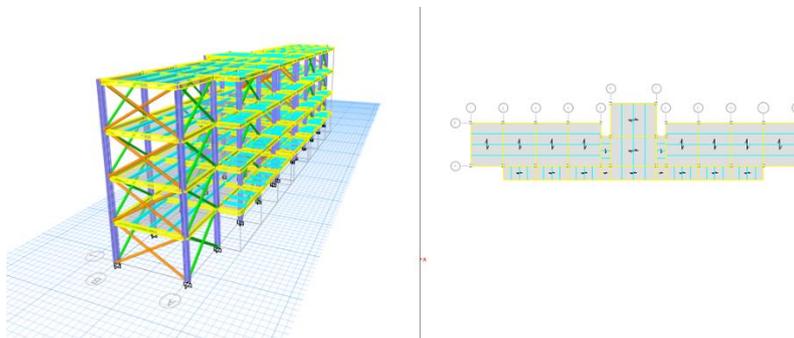
Nota. Definición de las combinaciones de carga según normativa NEC-SE-CG.
Fuente: ETABS.

4.2.2.10 Modelamiento de la estructura de acero con diagonales rigidizadoras.

El modelamiento de la estructura de acero con diagonales rigidizadoras se realiza utilizando el software ETABS, definiendo los elementos estructurales principales, como columnas, vigas y losas. En este sistema, se incorporan diagonales concéntricas, las cuales refuerzan los pórticos para mejorar la resistencia lateral y la rigidez de la estructura ante cargas sísmicas y de viento. Este enfoque permite optimizar el comportamiento estructural, garantizando un diseño eficiente y seguro bajo las condiciones de carga especificadas.

Figura 57.

Modelado del bloque A con diagonales rigidizadoras

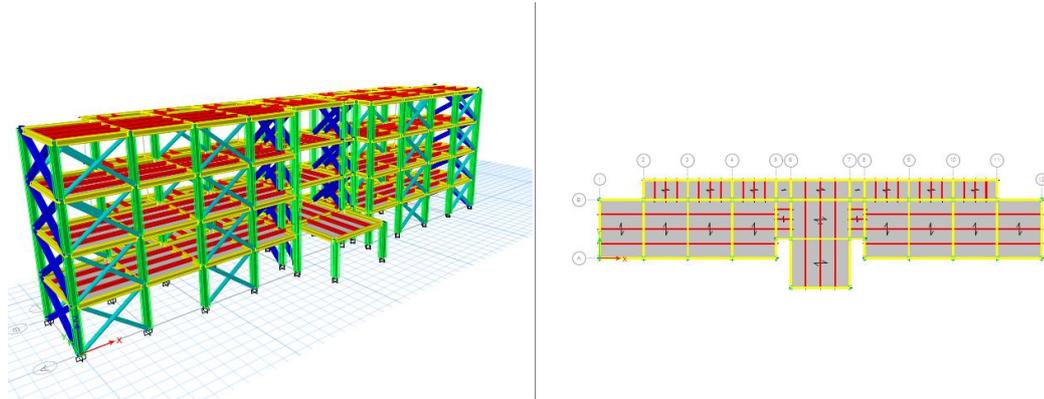


Nota. A la izquierda se presenta la vista en 3D de la estructura del bloque A y a la derecha una vista en planta de la misma estructura. Fuente: ETABS.

Mediante el mismo proceso se modeló el bloque B, como se ilustra en la siguiente figura.

Figura 58.

Modelado del bloque B con diagonales rigidizadoras

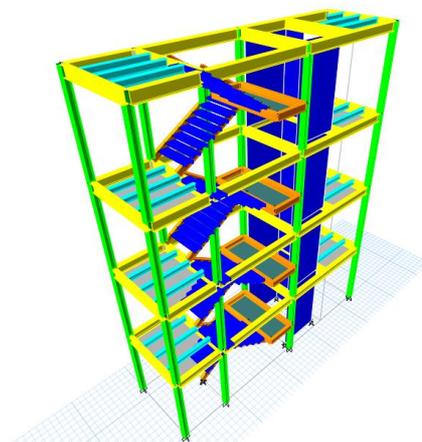


Nota. A la izquierda se presenta la vista en 3D de la estructura del bloque B y a la derecha una vista en planta de la misma estructura. Fuente: ETABS.

Y por último se muestra el modelado del bloque C que está conformado por las escaleras y el ascensor.

Figura 59.

Modelado del bloque C de la estructura de acero



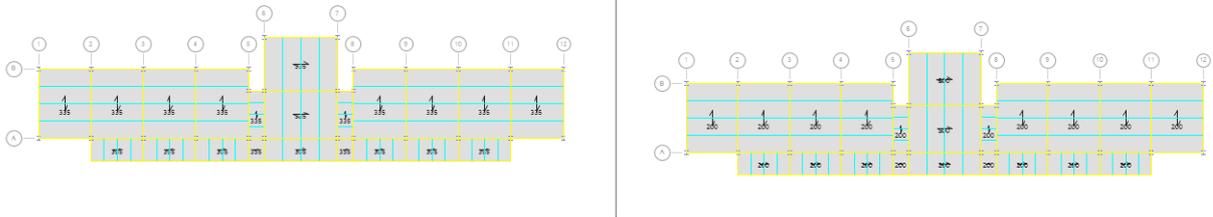
Nota. Vista en 3D del modelado de la estructura del bloque C. Fuente: ETABS.

4.2.2.11 Asignación de cargas.

Una vez modelado la estructura se procede a asignar las cargas muertas y vivas anteriormente calculadas.

Figura 60.

Asignación de carga viva y muerta al modelo



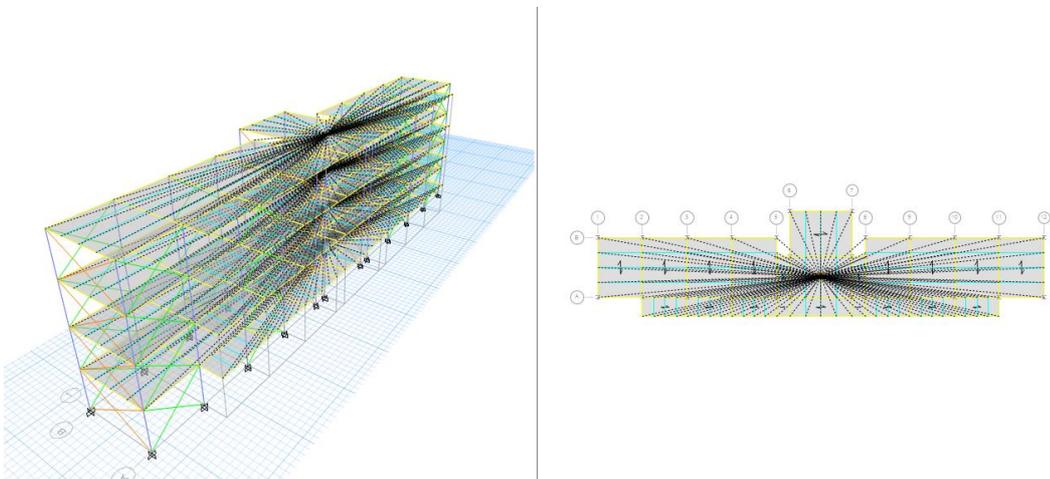
Nota. Definición de carga viva de la estructura. Fuente: ETABS.

4.2.2.12 Asignación de diafragmas al modelo.

La asignación de diafragmas en un modelo estructural es una tarea clave para garantizar que los pisos se comporten como elementos rígidos en su plano, distribuyendo correctamente las fuerzas sísmicas entre los elementos verticales.

Figura 61.

Asignación de diafragmas



Nota. Definición de diafragmas rígidos al modelado de la estructura con diagonales rigidizadoras. Fuente: ETABS.

4.3 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO CON MUROS PORTANTES Y ESTRUCTURA DE ACERO CON DIAGONALES RIGIDIZADORAS

4.3.1 Análisis de la estructura.

Se realizaron varios análisis a los modelos matemáticos, debido a que fue necesario modificar las secciones de los elementos estructurales, a fin de cumplir con los criterios de diseño sísmo resistente establecidos en la NEC-SE-DS. A continuación, se muestra el procedimiento y controles a realizar para conseguir un buen comportamiento estructural según los criterios establecidos en la NEC-SE-DS y parámetros recomendados para el diseño estructural.

4.3.2 Centro de masa y centro de rigidez.

El centro de masa es el punto donde actúa la masa total del piso, mientras que el centro de rigidez es el punto donde se concentra toda la rigidez del sistema estructural. Los sistemas de resistencia vertical, como las columnas y los muros portantes, contribuyen significativamente a la rigidez de la estructura. Sin embargo, las vigas también añaden masa al sistema.

La excentricidad, o la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez, debe mantenerse al mínimo para que la estructura sea resistente a momentos de torsión. En la Tabla 29 y 30 se presenta un gráfico del centro de masa y el centro de rigidez en las direcciones X y Y, para la estructura con muros portantes y para la edificación de acero con diagonales rigidizadoras, estos resultados se obtuvieron utilizando ETABS.

Tabla 29.*Centro de masa y rigidez de sistema de pórticos con muros portantes*

Nivel	BLOQUE A				BLOQUE B				BLOQUE C			
	XCM	YCM	XCR	YCR	XCM	YCM	XCR	YCR	XCM	YCM	XCR	YCR
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
N1:+3,42	31,2933	14,6838	31,49	16,53	22,5593	4,26	22,5088	3,79	27,1205	9,4999	27,1144	9,5013
N2:+6,84	31,2933	14,6838	31,48	16,94	22,4944	4,30	22,5022	3,94	27,1205	9,4999	26,3144	9,4976
N3:+10,26	31,2933	14,6838	31,47	17,15	22,4944	4,32	22,5021	4,05	27,1205	9,4999	26,0135	9,4923
N4:+13,68	31,2347	15,2362	31,46	17,23	22,6408	3,78	22,5096	4,03	26,9984	9,4953	25,8372	9,4824

Nota. Centro de masa y rigidez para sistema con muros portantes en direcciones X y Y. Elaborado por: Los autores.

Tabla 30.*Centro de masa y rigidez de sistema de pórticos con diagonales rigidizadoras*

Nivel	BLOQUE A				BLOQUE B				BLOQUE C			
	XCM	YCM	XCR	YCR	XCM	YCM	XCR	YCR	XCM	YCM	XCR	YCR
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
N1:+3,42	31,5	15,7095	31,5	16,053	22,5	3,57	22,5	3,08	26,8228	9,4954	28,3263	9,4913
N2:+6,84	31,5	15,7095	31,5	16,0333	22,5	3,71	22,5	3,01	26,9218	9,4999	28,8932	9,4961
N3:+10,26	31,5	15,7095	31,5	16,0494	22,5	3,79	22,5	3,05	26,9218	9,4999	29,5353	9,4981
N4:+13,68	31,5	15,4469	31,5	16,0705	22,5	3,83	22,5	3,03	26,9218	9,4999	29,8899	9,4985

Nota. Centro de masa y rigidez para sistema con muros portantes en direcciones X y Y. Elaborado por: Los autores.

4.3.3 Rigidez de piso.

La rigidez de piso, identificada en el programa ETABS como “story stiffness”, es un parámetro fundamental en el análisis estructural, que permite analizar la respuesta de un edificio frente a cargas laterales, como las ocasionadas por viento o sismos. Este valor se determina mediante la relación entre el cortante de piso y la deformación lateral del piso. Las tablas 31 y 32 muestran la rigidez de piso para ambos sistemas estructurales en las direcciones de X y Y.

Tabla 31.*Rigidez de piso para estructuras con sistema de muros portantes*

Nivel	caso	Bloque A	Bloque B	Bloque C
		Rigidez tonf/m	Rigidez tonf/m	Rigidez tonf/m
N4:+13,68	Sx	919209	1065973	21794
N3:+10,26	Sx	1189596	1231871	47612
N2:+6,84	Sx	1434425	1285818	81013
N1:+3,42	Sx	1695769	1387072	152216
N4:+13,68	Sy	490841	299326	22687
N3:+10,26	Sy	1188752	648100	48543
N2:+6,84	Sy	1518303	896496	76271
N1:+3,42	Sy	2450987	1413707	157199

Nota. Rigidez de piso para sistema con muros portantes en direcciones X y Y.

Elaborado por: Los autores.

Tabla 32.*Rigidez de piso para estructura de pórticos con diagonales rigidizadoras*

Nivel	Caso	Bloque A	Bloque B	Bloque C
		Rigidez tonf/m	Rigidez tonf/m	Rigidez tonf/m
N4:+13,68	Sx	133022,89	132875,89	6119,378
N3:+10,26	Sx	213471,88	209660,25	12379,02
N2:+6,84	Sx	281556,33	251633,31	23971,707
N1:+3,42	Sx	432065,81	430876,62	42569,144
N4:+13,68	Sy	194827,96	118835,38	1154,205
N3:+10,26	Sy	304058,32	205226,91	2026,8
N2:+6,84	Sy	391894,89	242270,24	2615,961
N1:+3,42	Sy	552005,22	449621,86	5117,856

Nota. Rigidez de piso para sistema de pórticos con diagonales rigidizadoras en direcciones X y Y. Elaborado por: Los autores.

4.3.4 Desplazamiento de pisos.

El desplazamiento de un piso, medido con respecto al nivel del suelo, se denomina desplazamiento de piso, A continuación, se presenta las tablas 33 y 34 los desplazamientos máximos por nivel en las direcciones X y Y para ambos sistemas estudiados.

Tabla 33.*Desplazamiento máximo de piso para sistema con muros portantes*

Nivel	Caso	Bloque A	Bloque B	Bloque C
		Desplazamiento mm	Desplazamiento mm	Desplazamiento mm
N4:+13,68	Sx	0,519	0,426	1,683
N3:+10,26	Sx	0,435	0,379	1,197
N2:+6,84	Sx	0,31	0,283	0,69
N1:+3,42	Sx	0,151	0,156	0,243
N4:+13,68	Sy	0,547	0,8	2,714
N3:+10,26	Sy	0,389	0,584	1,875
N2:+6,84	Sy	0,242	0,36	1,025
N1:+3,42	Sy	0,101	0,149	0,299

Nota. Desplazamientos máximos de piso para sistema con muros portantes en direcciones X y Y. Elaborado por: Los autores.

Tabla 34.*Desplazamiento máximo de piso para sistema pórticos con diagonales rigidizadoras*

Nivel	Caso	Bloque A	Bloque B	Bloque C
		Desplazamiento mm	Desplazamiento mm	Desplazamiento mm
N4:+13,68	Sx	2,689	2,267	2,976
N3:+10,26	Sx	2,043	1,817	2,027
N2:+6,84	Sx	1,291	1,19	1,104
N1:+3,42	Sx	0,545	0,478	0,353
N4:+13,68	Sy	1,908	2,311	22,254
N3:+10,26	Sy	1,471	1,823	17,778
N2:+6,84	Sy	0,95	1,179	11,522
N1:+3,42	Sy	0,42	0,452	4,459

Nota. Desplazamientos máximos de piso para sistema de pórticos con diagonales rigidizadoras en direcciones X y Y. Elaborado por: Los autores.

4.3.5 Derivas de piso.

La deriva de piso es la diferencia entre la altura de un nivel y el desplazamiento relativo entre dos niveles adyacentes. Los resultados obtenidos para ambos sistemas estructurales se los ilustra en la tabla 35 y 36 en las direcciones X y Y están expresados en porcentajes y, de acuerdo con la NEC-SE-DS-2015, no deben superar el 2% para el sistema estructural con diagonales rigidizadoras y el 1% para estructuras con muros portantes.

Tabla 35.*Derivas de piso para estructura con muros portantes*

Nivel	Caso	Bloque A	Bloque B	Bloque C
		Deriva %	Deriva %	Deriva %
N4:+13,68	Sx	0,015	0,009	0,089
N3:+10,26	Sx	0,023	0,018	0,085
N2:+6,84	Sx	0,029	0,023	0,078
N1:+3,42	Sx	0,027	0,027	0,043
N4:+13,68	Sy	0,023	0,036	0,147
N3:+10,26	Sy	0,026	0,039	0,149
N2:+6,84	Sy	0,025	0,037	0,127
N1:+3,42	Sy	0,018	0,026	0,053

Nota. Derivas de piso para sistema con muros portantes en direcciones X y Y.

Elaborado por: Los autores.

Tabla 36.*Derivas de piso para estructura de acero con diagonales rigidizadoras*

Nivel	Caso	Bloque A	Bloque B	Bloque C
		Deriva %	Deriva %	Deriva %
N4:+13,68	Sx	0,113	0,079	0,166
N3:+10,26	Sx	0,131	0,110	0,162
N2:+6,84	Sx	0,130	0,124	0,132
N1:+3,42	Sx	0,095	0,083	0,062
N4:+13,68	Sy	0,077	0,087	0,785
N3:+10,26	Sy	0,092	0,113	1,097
N2:+6,84	Sy	0,093	0,128	1,239
N1:+3,42	Sy	0,074	0,079	0,782

Nota. Derivas de piso para sistema de pórticos con diagonales rigidizadoras en direcciones X y Y. Elaborado por: Los autores.

4.3.6 Periodos de vibración.

En el análisis, se determinó el período fundamental para los diferentes modelos estructurales en cada nivel del edificio. Los resultados muestran que el período fundamental tiende a disminuir conforme aumenta la altura de los niveles, alcanzando su valor mínimo en el último nivel del edificio. Esto refleja el

comportamiento esperado de estructuras más rígidas en los niveles superiores como se muestra en las tablas 37 y 38 de ambos sistemas estructurales.

Tabla 37.

Periodo fundamental para estructuras de hormigón armado con muros portantes

Caso	Modo	Bloque A	Bloque B	Bloque C
		Periodo sec	Periodo sec	Periodo sec
Modal	1	0,092	0,105	0,457
Modal	2	0,085	0,089	0,432
Modal	3	0,083	0,083	0,359
Modal	4	0,049	0,053	0,141
Modal	5	0,049	0,05	0,107
Modal	6	0,049	0,049	0,088
Modal	7	0,049	0,049	0,061
Modal	8	0,044	0,049	0,042
Modal	9	0,039	0,049	0,033
Modal	10	0,039	0,041	0,027
Modal	11	0,039	0,04	0,021
Modal	12	0,039	0,039	0,017

Nota. Periodo fundamental para sistema con muros portantes. Elaborado por: Los autores.

Tabla 38.

Periodo fundamental para pórticos de acero con diagonales rigidizadoras

Caso	Modo	Bloque A	Bloque B	Bloque C
		Periodo sec	Periodo sec	Periodo sec
Modal	1	0,204	0,188	0,514
Modal	2	0,173	0,186	0,33
Modal	3	0,168	0,15	0,202
Modal	4	0,062	0,063	0,144
Modal	5	0,056	0,062	0,072
Modal	6	0,055	0,051	0,07
Modal	7	0,035	0,04	0,044
Modal	8	0,033	0,037	0,042
Modal	9	0,032	0,032	0,031
Modal	10	0,027	0,032	0,027
Modal	11	0,026	0,028	0,024
Modal	12	0,025	0,025	0,023

Nota. Periodo fundamental para sistema de pórticos con diagonales rigidizadoras. Elaborado por: Los autores.

4.3.7 Cortante en la base.

El cortante en la base se refiere a la fuerza lateral total que debe resistir la base de una estructura cuando esta está sometida a cargas sísmicas. Este valor, obtenido a partir del análisis estructural como se muestra en la tabla 39, es esencial para evaluar la respuesta global del edificio frente a un evento sísmico.

Tabla 39.

Cortante en la base para ambos sistemas estructurales

Sistema estructural	Bloque A	Bloque B	Bloque C
	Cortante Basal ton	Cortante Basal ton	Cortante Basal ton
Sistema con muros portantes de hormigon armado	241,95	206,19	36,90
Pórtico de acero con diagonales rigidizadoras	231,82	201,64	15,00

Nota. Fuerza lateral total que debe resistir la base de una estructura cuando está sujeto a cargas sísmicas. Elaborado por: Los autores.

CAPITULO V: COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGON ARMADO CON MUROS PORTANTES Y ESTRUCTURA DE ACERO CON DIAGONALES RIGIDIZADORAS

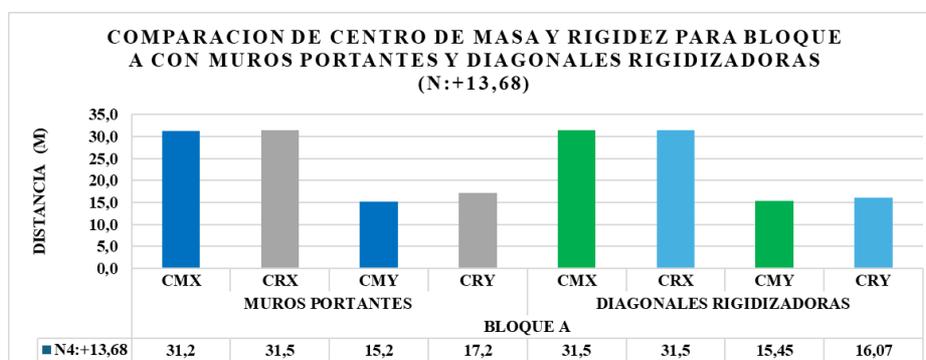
5.1 COMPARACIÓN DE CENTRO DE MASA Y RIGIDEZ

5.1.1 Comparación de centro de masa y rigidez para bloque A.

En el sistema de muros portantes, el centro de masa y el centro de rigidez están relativamente alineados en el eje x, pero presentan una mayor separación en el eje Y, lo que podría generar un comportamiento menos uniforme ante cargas sísmicas. Al emplear diagonales rigidizadoras, se observa una mejor distribución en el eje x, ya que el centro de masa y el centro de rigidez coinciden, pero se observa una disminución de excentricidad en el eje y.

Figura 62.

Comparación de centro de masa y rigidez del bloque A

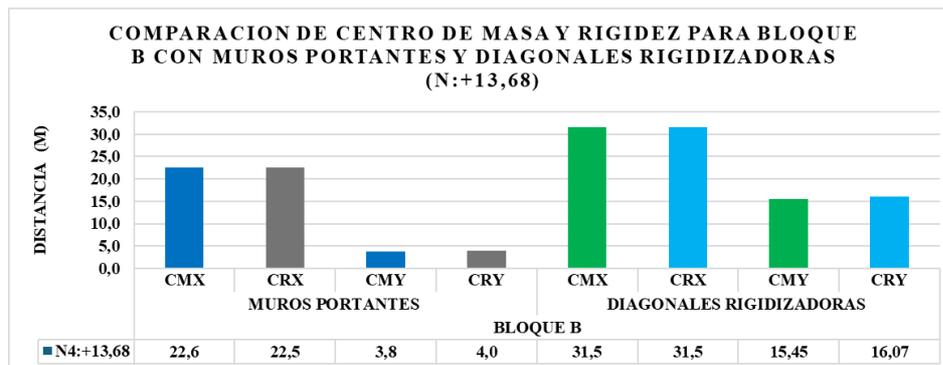


5.1.2 Comparación de centro de masa y rigidez para bloque B.

En la figura 63 del bloque B, en el sistema de muros portantes, el centro de masa y el centro de rigidez están relativamente alineados en el eje x y en el eje y optimizando el comportamiento estructural frente a esfuerzos horizontales. Al incorporar diagonales rigidizadoras, se logra una mejor distribución en el eje x, donde el centro de masa y el centro de rigidez coinciden completamente, mientras que en el eje y se observa un pequeño acoplamiento de 62 centímetros.

Figura 63.

Comparación de centro de masa y rigidez del bloque B



5.2 COMPARACIÓN DE RIGIDEZ DE PISO

Se realizó la comparación de la rigidez de piso en los ejes x e y para los bloques A y B, considerando sistemas de muros portantes y diagonales rigidizadoras. Se observa que el sistema de muros portantes es más eficiente en términos de rigidez para el caso de estudio del bloque A y B. Esta mayor rigidez puede ser beneficiosa para resistir cargas sísmicas, así como para controlar las deformaciones, si bien las diagonales rigidizadoras contribuyen a aumentar la rigidez del sistema, su efecto es menor en comparación con los muros portantes, esto podría deberse a la menor cantidad de material utilizado en las diagonales.

Figura 64.

Comparación de rigidez de piso para bloque A

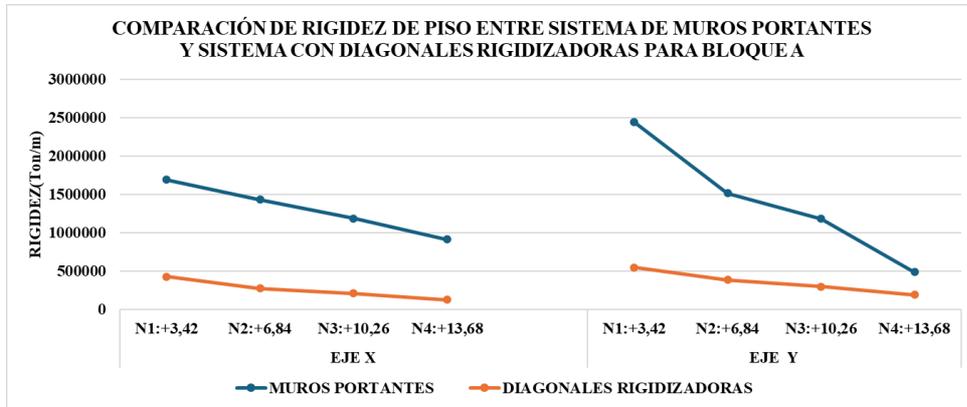
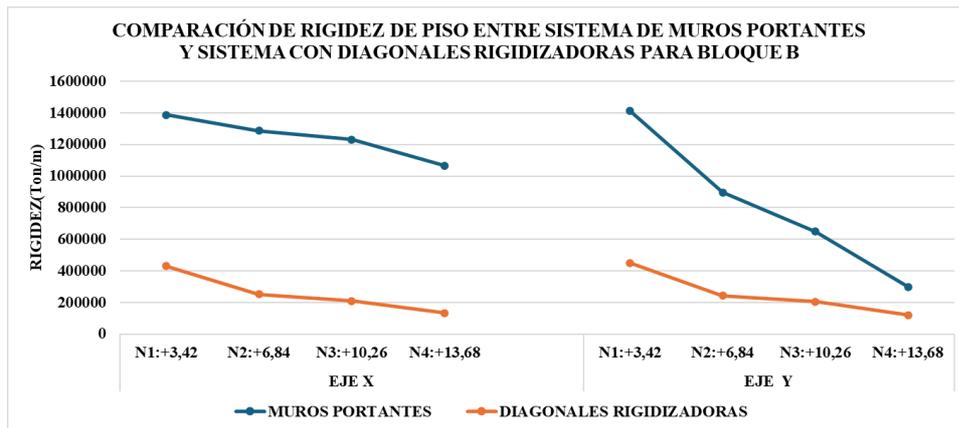


Figura 65.

Comparación de rigidez de piso para bloque B



5.3 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTO DE PISO

En general, el sistema con diagonales rigidizadoras presenta mayores desplazamientos en comparación con el sistema de muros portantes. Esto indica que los muros portantes ofrecen una mayor rigidez y resistencia a las deformaciones. En ambos sistemas, los desplazamientos son mayores en el eje x. Esto podría indicar que la estructura es más flexible en esa dirección, posiblemente debido a la geometría de la estructura.

Figura 66.

Desplazamientos de piso en el bloque A

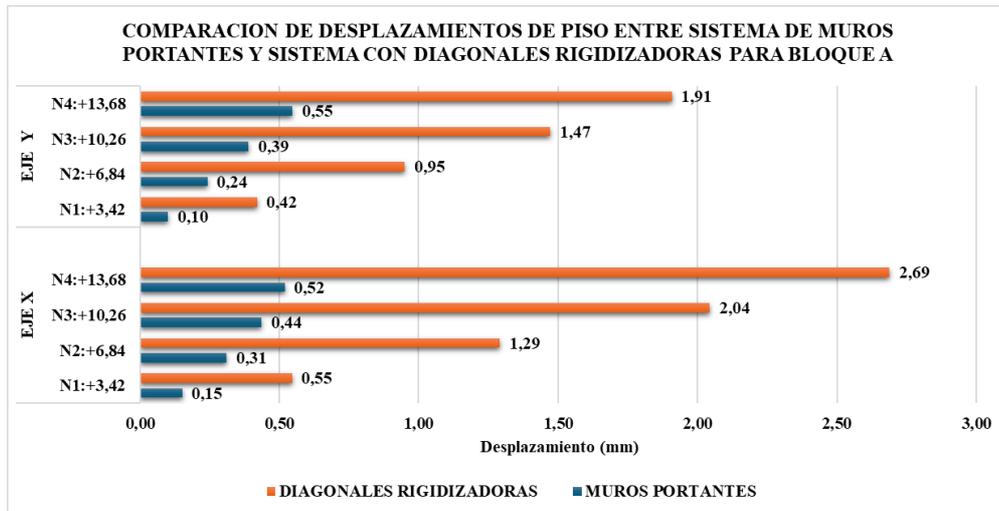
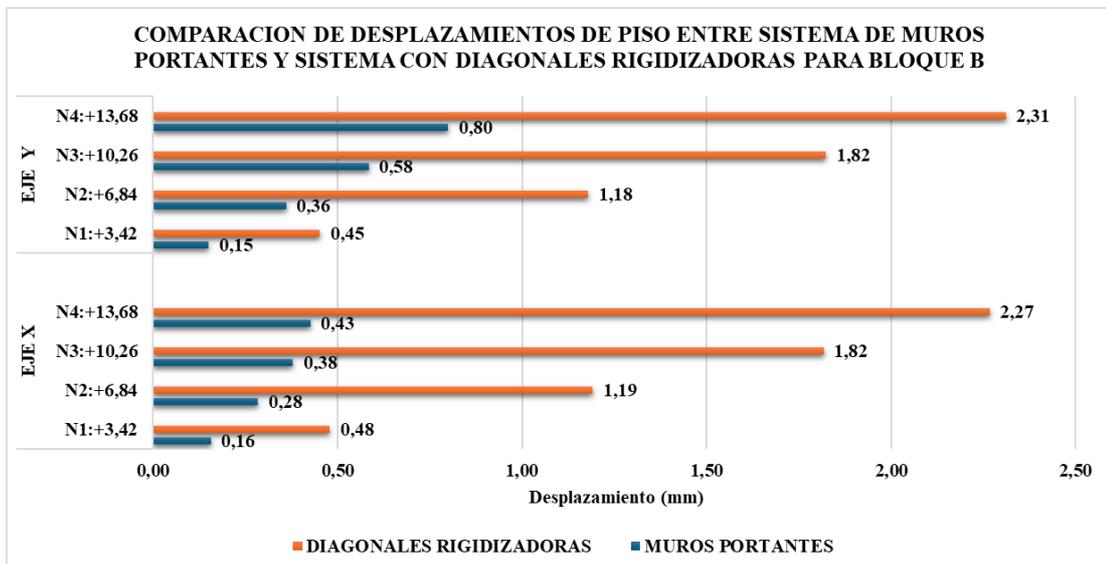


Figura 67.

Desplazamientos de piso en el bloque B



5.4 COMPARACIÓN DE DERIVAS DE PISO

En la figura 68 se muestra la variación de derivas hay entre los bloques A y B, cada modelo cumple con lo establecido en la norma NEC-SE-DS que indica que este

parámetro no debe ser mayor a 2 % para el sistema con diagonales tipo X y no debe ser mayor al 1% para sistemas de muros portantes.

Figura 68.

Derivas de piso de cada sistema estructural en las direcciones de X y Y.

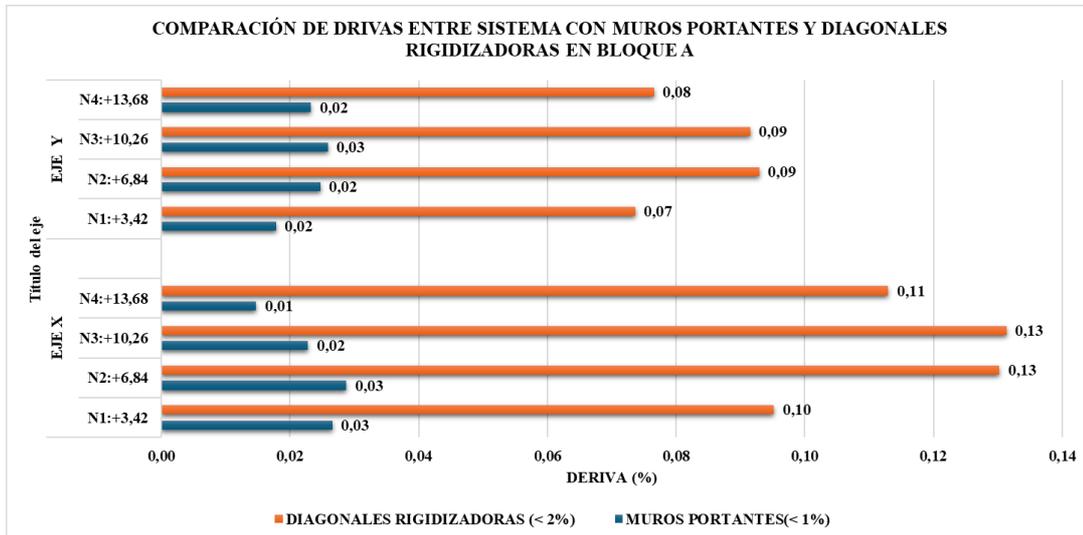
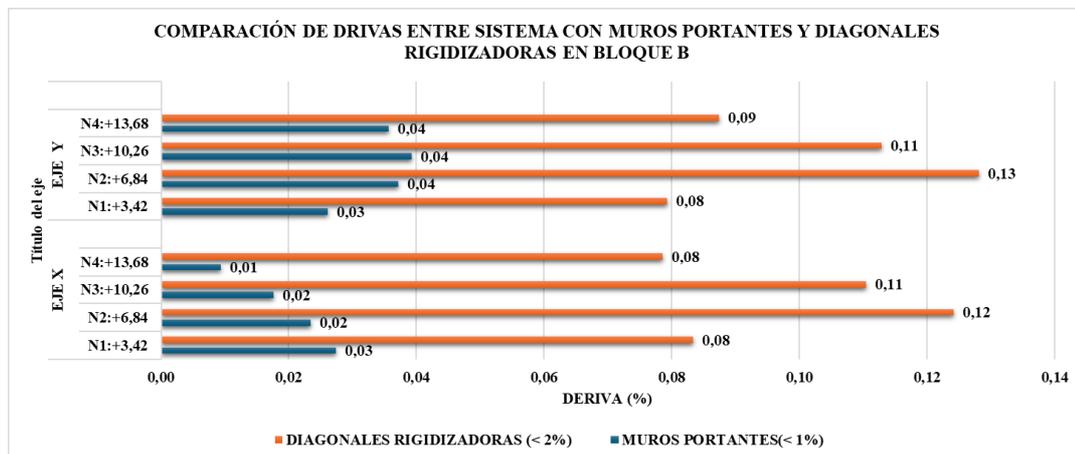


Figura 69.

Derivas de piso de cada sistema estructural en las direcciones de X y Y



5.5 COMPARACIÓN PERIODOS DE CADA SISTEMA ESTRUCTURAL

Unos de los parámetros más importantes dentro del análisis del comportamiento estructural es el periodo de vibración, ya que este es un valor que nos da un indicio

de que si nuestra edificación debe ser reforzada para cumplir con lo requerido por la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-2015), como se muestra en la figura 70 los resultados muestran los 12 periodos a los que el análisis ha sido aplicado, y es importante recalcar que se cumple con el porcentaje de participación de masa que indica que en los primeros modos debe al menos tener una masa participativa mayor a 90%.

Figura 70.

Periodo fundamental de cada sistema obtenido del modelo matemático para el bloque A

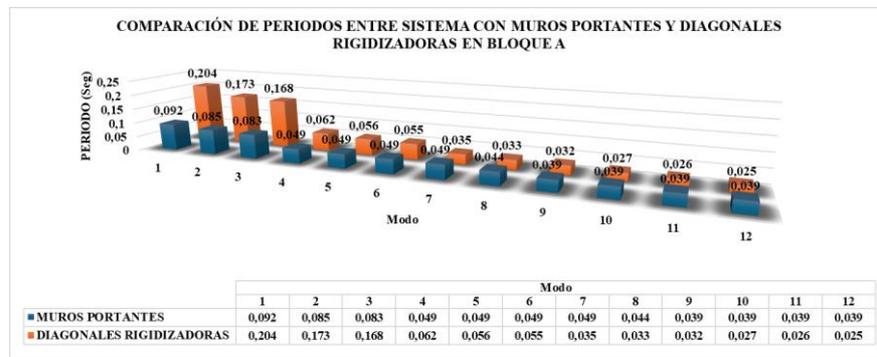
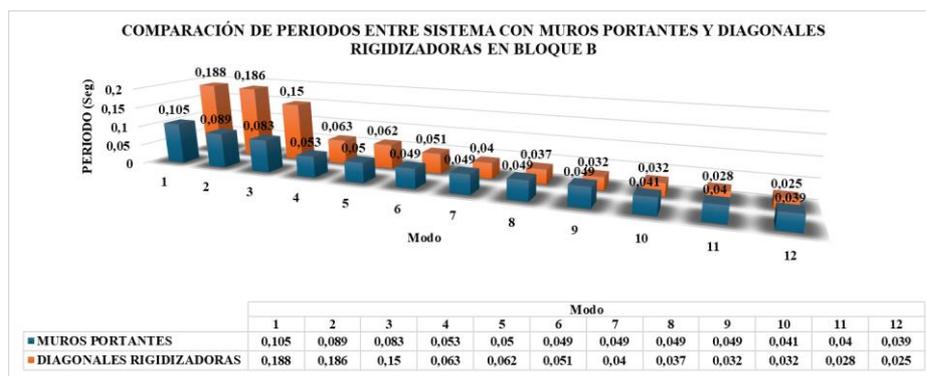


Figura 71.

Periodo fundamental de cada sistema obtenido del modelo matemático para el bloque B

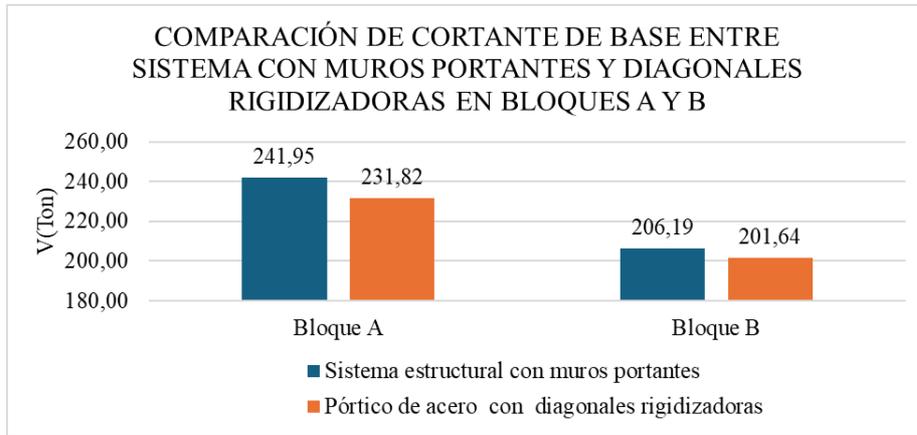


5.6 COMPARACIÓN DE LA CORTANTE DE BASE

Los resultados mostrados en la figura 72 muestra la fuerza que debe ser capaz de resistir la base de una estructura que es afectada por un evento sísmico.

Figura 72.

Fuerza cortante en la Base



CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

- ✓ La excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez puede generar momentos torsionales adicionales en la estructura, lo cual puede afectar su comportamiento bajo cargas laterales, especialmente en sismos.
- ✓ El acoplamiento o excentricidad que existe en los modelos matemáticos se redujo aumentando la rigidez lateral de la estructura y con el aumento de secciones en los elementos estructurales principales para lograr reducir esas distancias entre el centro de rigidez y centro de masa.
- ✓ Los resultados indican claramente que el sistema de muros portantes es más eficiente en términos de rigidez de piso para ambos bloques, esta mayor rigidez indica que no se presentan problemas de piso blando y puede ser beneficiosa para resistir cargas sísmicas.
- ✓ El cortante basal del sistema con diagonales rigidizadoras disminuyó un 5% con respecto al sistema de muros portantes en el bloque A y un 3% en el bloque B.
- ✓ Ambos sistemas estructurales cumplen con los límites de derivas establecidos por la normativa NEC-SE-DS. Sin embargo, las derivas son menores en los muros portantes, destacando su eficacia en el control de deformaciones frente a cargas sísmicas.

6.2 RECOMENDACIONES

- ✓ Implementar nuevas juntas de construcción en el análisis al dividir tanto el bloque A como el B en 3 partes para reducir los esfuerzos de torsión en la estructura.
- ✓ Para garantizar una mayor rigidez y resistencia a las deformaciones, se recomienda priorizar el uso de muros portantes en el diseño estructural.
- ✓ Para una evaluación más completa, se recomienda realizar un análisis dinámico de la estructura, considerando las características del sismo y las propiedades dinámicas de los materiales.
- ✓ Priorizar el cumplimiento de normativas vigentes: Los elementos estructurales deben diseñarse asegurando que satisfagan los requisitos sismorresistentes y de desempeño definidos por las regulaciones locales, garantizando así la estabilidad y seguridad a lo largo del tiempo.
- ✓ Comparar los costos de los materiales utilizados en cada sistema, incluyendo acero, hormigón, conectores, etc. Considerar las cantidades requeridas y los precios unitarios de cada material.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Acebo Castro, C. A. (2016). Análisis De Muros Portantes De Hormigón Armado Según La Norma Ecuatoriana De Construcción (NEC), Como Un Sistema De Estructura Alternativo De Implementación En Proyectos De Viviendas Masivas. Universidad de Guayaquil: Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas ...,
- Abreu, J. L. (2012). Hipótesis, Método & Diseño de Investigación. *International Journal of Good Conscience*. 7(2) 187-197. Julio 2012. ISSN 1870-557X, 187-197.
- Arqhys Arquitectura*. (Septiembre de 2024). Obtenido de Arqhys Arquitectura: <https://www.arqhys.com/arquitectura/muros.html>
- Banshuy, J., & Guamunshi, E. (2024). *Título "Análisis comparativo de la normativa dispuesta en la ACI*. Riobamba: UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO.
- Bautista Benalcazar, B. A., & Inca Encarnación, D. S. (2023). *ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO Y ACERO PARA EDIFICACIONES*. La libertad: UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA.
- Bondarenko, H., Slawko, B., García, T., & Iván, A. (2012). *MANUAL DE CÁLCULO Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO*. Universidad Bolivariana de Venezuela.
- Ching, F., Onouye, B., & Zuberbuhler. (2020). *Manual de estructuras ilustrado*. Barcelona: GG.
- Comité ACI, 3. (2005). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05)*. Obtenido de https://www.oaxaca.gob.mx/sinfra/wp-content/uploads/sites/14/2016/02/ACI_318_2005.pdf

- Conislla, P. (31 de Mayo de 2018). *Scribd*. Obtenido de Scribd: <https://es.scribd.com/document/380626963/Muros-de-Acero>
- Crisafulli, F. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Mendoza: Universidad Nacional de Cuyo.
- Daquilema, M. V., Guamán, E. P., Narváez, E. B., Oñate, F. X., Tanicuchi, S. M., & Vargas, D. S. (2022). Análisis comparativo del diseño y construcción de una vivienda de planta regular y otra de planta irregular: Con su cálculo, su diseño y el presupuesto respectivo, considerando como: a.- un sistema aporticado, b.- muros portantes de hormigón armado y c.- muros portantes livianos de acero (steel framing) [Tesis de licenciatura, Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE]. Repositorio ESPE. <https://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/29045/1/T-ESPE-052159.pdf>
- Flores, J., & Reyes, F. (2019). *“DISEÑO DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL PARA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL USANDO LA METODOLOGÍA DE PAREDES PORTANTES CON MORTERO CELULAR*. La Libertad: UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA.
- Franco Rojas, Y., González Díaz, L., B. Milanes, C., Felix López, N. s., & Calderín Mestre, F. (2022). Mampostería confinada vs pórticos de hormigón: Selección de alternativas para viviendas por esfuerzos propios en Cuba. *MODULO ARQUITECTURA*, 22.
- García Vinces, L. J., Palacios Rodríguez, J., Mendoza Palacios, A. M., & Rodríguez Solorzano, J. C. (2021). Análisis de reforzamiento sísmico de edificio de docentes #1 de ña Universidad Técnica de Manabí. *RIEMAT*, 9.
- Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, M. d. (2014). *Metodología de la investigación*. México D.F: McGRAW-HILL / INTERAMERICANA EDITORES, S.A. DE C.V.
- Luco, D. I. (2017). *docplayer*. Obtenido de docplayer: <https://docplayer.es/42228143-Los-materiales-y-su-impacto-sobre-la-tecnologia-de-construccion-analisis-historico-tecnico.html>

Mateo Villao, K. M., & Medina Carvajal, D. N. (2021). *ANÁLISIS, DISEÑO Y COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA ENTRE UNA VIVIENDA DE DOS PLANTAS CON PORTICOS DE HORMIGON ARMADO Y UNA DE MUROS PORTANTE DE HORMIGON ARMADO EN EL CANTON SANTA ELENA, PROVINCIA DE SANTA ELENA*. La libertad: UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA.

MATEUS, G. (2023). *ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURA*. ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL.

Parrales, J., & Prehn, C. (2014). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS PARA VIVIENDAS DE HASTA DOS PISOS*. Quito: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR.

Santos Asencio, Á. M., & Soriano Castillo, K. L. (2021). *ESTUDIO DEL DESEMPEÑO DE DISIPADORES CON DIAGONALES DE ARRIOSTRAMIENTO DE PANDEO RESTRINGIDO PARA UNA ESTRUCTURA DE ACERO Y SU COMPARACIÓN CON EL DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO SIN DIAGONALES Y CON DIAGONALES*. La libertad: UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA.

SkyCiv. (5 de Septiembre de 2020). *CLOUD STRUCTURAL SOFTWARE*. Obtenido de SkyCiv CLOUD STRUCTURAL SOFTWARE: <https://skyciv.com/es/docs/tutorials/reinforced-concrete-tutorials/reinforced-concrete-vs-prestressed-concrete/>

Velaña Carcelén, L. (2021). *Diseño sismorresistente de una estructura mixta de 4 niveles, con interacción suelo estructura y diagonales rigidizadoras, para uso administrativo, enfocado a un suelo con características tipo E*. Jipijapa: Universidad estatal del sur de manabi.

Villón Pico, M. (2023). *ANÁLISIS DE COSTOS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS EN MUROS PORTANTES DE HORMIGÓN ARMADO*. La libertad: UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA.

- Wigle, V. R., & Fahnestock, L. A. (2009). Buckling-restrained braced frame connection performance. *ELSERVIER*, 10.
- Belisario, A., Alberto, C., Quispe, H., & Franklyn, E. (2021). *Arequipa – Perú 2021*.
- Blanco, A. (1994). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto armado. *Colegio de Ingenieros Del Perú*, 2, 1–155.
- Cabrera, H., & González, A. (2018). *ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra Presentado por*.
- Rodas Andrade, H. (2014). Estructuras 1. In *Universidad de Cuenca* (Vol. 1, Issues 978-9978-14-244–8). <https://dialnet.unirioja.es/descarga/libro/693803.pdf>
- Tena-colunga, A., Lineth, K., & Portillo, C. (2013). *urbanos. January 2021*. <https://doi.org/10.18867/ris.89.167>