



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

TEMA:

PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UNA EDIFICACIÓN
RESIDENCIAL MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL NO
LINEAL.

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTORES:

BORBOR RODRÍGUEZ HÉCTOR MANUEL
BALÓN MEDINA HÉCTOR ARTURO

TUTOR:

ING. VIANNA ANDREA PINOARGOTE ROVELLO Mg.

LA LIBERTAD - ECUADOR

2025

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

TEMA:

PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UNA EDIFICACIÓN RESIDENCIAL MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL NO LINEAL.

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTORES:

BORBOR RODRÍGUEZ HÉCTOR MANUEL

BALÓN MEDINA HÉCTOR ARTURO

TUTOR:

ING. VIANNA ANDREA PINOARGOTE ROVELLO Mg.

LA LIBERTAD - ECUADOR


2025

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

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

f. 
Ing. Vianna Pinoargote Rovello MSc
DOCENTE TUTOR

f. 
Ing. Raúl Andrés Villao Vera MSc.
DOCENTE ESPECIALISTA

f. 
Ing. Richard Ramírez MSc.
DOCENTE UIC

DEDICATORIA

Dedico este trabajo, en primer lugar, a Dios, por guiarme con su infinita sabiduría, fortaleza y amor a lo largo de este camino académico. Por darme salud, paciencia y perseverancia para superar cada reto y permitirme alcanzar esta meta tan importante.

A mi familia, por su amor incondicional, comprensión y apoyo constante. Por creer en mí, por sus sacrificios silenciosos y por ser la fuente de inspiración que nos motivó a seguir adelante en los momentos más difíciles. Este triunfo es también de ustedes.

A la Universidad Estatal Península de Santa Elena (UPSE), por acogerme durante esta formación profesional y brindarme las herramientas necesarias para crecer como ingeniero civil comprometidos con el desarrollo de nuestra comunidad y del país.

Mi más sincero reconocimiento a la Ingeniera Vianna Pinoargote Rovello, tutora de esta tesis, por su guía, paciencia y dedicación durante todo el proceso de investigación. Su acompañamiento fue esencial para lograr los objetivos propuestos.

De igual manera, expreso mi agradecimiento al docente Ingeniero Richard Ramírez Palma, por sus valiosos aportes, su compromiso académico y su constante disposición para orientar y motivar nuestro aprendizaje.

A todos quienes conforman la Carrera de Ingeniería Civil de la UPSE, por su esfuerzo y compromiso en la formación de profesionales íntegros y competentes.

Finalmente, a mis compañeros y amistades formados durante este proceso. Gracias por compartir las experiencias, conocimientos, momentos de esfuerzo y alegría que hicieron de esta etapa una vivencia inolvidable y enriquecedora.

ARTURO BALÓN MEDINA

Dedico esta tesis con todo mi amor y gratitud a mis padres, Héctor Borbor y Rocío Rodríguez, por ser mi fuerza, mi guía y mi refugio en cada paso de este camino. Gracias por creer en mí incluso cuando yo dudaba, por su sacrificio silencioso y por enseñarme que la constancia vence cualquier obstáculo.

A mi abuelita, Gloria Cano, por sus abrazos cálidos, sus consejos sabios y por ser ese faro que siempre me iluminó con ternura y fe.

Y a mi querida gatita, que ahora descansa en paz, por acompañarme en tantas madrugadas de estudio, por su compañía silenciosa y por enseñarme que el amor también se encuentra en los seres más pequeños. Siempre estarás en mi corazón.

HÉCTOR BORBOR RODRÍGUEZ

CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO



Biblioteca General

Formato No. **BIB-009**

CERTIFICADO ANTIPLAGIO

La Libertad, 10 de Noviembre de 2025

001-TUTOR VAPR -2025

En calidad de tutor del trabajo de titulación denominado "**PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UNA EDIFICACIÓN RESIDENCIAL MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL NO LINEAL**", elaborado por el(la) estudiante **BORBOR RODRÍGUEZ HÉCTOR MANUEL** y **BALÓN MEDINA HÉCTOR ARTURO**, egresados(as) de la **Carrera de Ingeniería Civil**, de la **Facultad de Ciencias de la Ingeniería** de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, me permito declarar que una vez analizado en el sistema antiplagio, luego de haber cumplido con los requerimientos de valoración, el presente proyecto, se encuentra con **7%** de la valoración permitida, por consiguiente se procede a emitir el presente certificado.

Adjunto el reporte de análisis.

Atentamente,

f.

VIANNA ANDREA PINOARGOTE ROVELLO

C.I.: 2400061632

DOCENTE TUTOR

vpinoargote@upse.edu.ec

Dirección: Campus matriz, La Libertad - prov. Santa Elena - Ecuador
Código Postal: 240204 - Teléfono: (04) 781732 ext 131
www.upse.edu.ec





Biblioteca General

Formato No. BIB-009

CERTIFICADO ANTIPLAGIO

Reporte de análisis.

INFORME DE ANÁLISIS magister

TESIS-REFORZAMIENTO-BALON-BORBOR

7% Textos sospechosos

- < 1% Similitudes
0% similitudes entre comillas
0% entre las fuentes mencionadas
0% Idiomas no reconocidos
7% Textos potencialmente generados por la IA

Table with document metadata: Nombre del documento, ID del documento, Tamaño del documento original, Depositante, Fecha de depósito, Tipo de carga, fecha de fin de análisis, Número de palabras, Número de caracteres.

Ubicación de las similitudes en el documento:



Fuentes de similitudes

Fuentes con similitudes fortuitas

Table with 5 columns: N°, Descripción, Similitudes, Ubicaciones, Datos adicionales. Lists 4 sources of similarity.



Dirección: Campus matriz, La Libertad - prov. Santa Elena - Ecuador
Código Postal: 240204 - Teléfono: (04) 781732 ext 131
www.upse.edu.ec



DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Nosotros, **BORBOR RODRÍGUEZ HÉCTOR MANUEL** y **BALÓN MEDINA HÉCTOR ARTURO** declaramos bajo juramento que el presente trabajo de titulación denominado **“PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UNA EDIFICACIÓN RESIDENCIAL MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL NO LINEAL”**, 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 y perteneciente 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,

f. 

Borbor Rodríguez Héctor Manuel

AUTOR DE TESIS

CI. 2450621889

f. 

Balón Medina Héctor Arturo

AUTOR DE TESIS

CI. 2450111865

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

Ing. Vianna Andrea Pinoargote Rovello MSc
TUTOR DE PROYECTO DE INVESTIGACIÓN
Universidad Estatal Península de Santa Elena

En mi calidad de Tutor del presente trabajo **“PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UNA EDIFICACIÓN RESIDENCIAL MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL NO LINEAL”**, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, elaborado por los señores **BORBOR RODRÍGUEZ HÉCTOR MANUEL** y **BALÓN MEDINA HÉCTOR ARTURO**, 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.

f. 

Ing. Vianna Pinoargote Rovello MSc
C.I. 2400061632
DOCENTE TUTOR

CERTIFICADO DE GRAMATOLOGÍA

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 en Civil, denominado **“PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UNA EDIFICACIÓN RESIDENCIAL MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL NO LINEAL”**, de los estudiantes: **BORBOR RODRÍGUEZ HÉCTOR MANUEL** y **BALÓN MEDINA HÉCTOR ARTURO**

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, 10 de Noviembre del 2025


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 SENEYCOT 1050-2014-86052892

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer profundamente a todas las personas que fueron parte de este proceso, que me acompañaron, me impulsaron y me sostuvieron en los momentos más difíciles.

A mis padres y a mi abuelita, por su amor constante, sus consejos, su paciencia y por ser ese abrazo que siempre me reconfortó cuando más lo necesitaba. Gracias por enseñarme que la perseverancia y el cariño son las bases para alcanzar cualquier meta.

A mi querida gatita, que ya no está físicamente conmigo, pero vive en mi memoria. Gracias por tu compañía fiel, por estar a mi lado en tantas noches de estudio y por enseñarme que el amor también se expresa en silencio.

A mis amigos, docentes y compañeros, por su apoyo, sus consejos y por compartir conmigo este camino lleno de aprendizajes y desafíos.

A todos ustedes, gracias por creer en mí.

HÉCTOR BORBOR RODRÍGUEZ

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por concederme la vida, la fortaleza y la sabiduría necesarias para culminar esta etapa académica, y por guiarme en cada decisión a lo largo de este proceso formativo.

A mi familia, por su apoyo incondicional, amor, comprensión y constante motivación. Su ejemplo y confianza fueron fundamentales para alcanzar este logro.

A los docentes de la carrera de Ingeniería Civil, por su dedicación, compromiso y por compartir sus conocimientos, que han contribuido de manera significativa a mi desarrollo profesional y personal.

A mi tutora de tesis, por su orientación, paciencia y valioso acompañamiento durante la realización de este trabajo. Su guía fue esencial para alcanzar los objetivos propuestos.

Finalmente, a todas las personas que, de una u otra forma, brindaron su apoyo durante mi formación universitaria, les expreso mi más sincero agradecimiento.

ARTURO BALÓN MEDINA

CONTENIDO

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN	ii
DEDICATORIA	iii
CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO	v
DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....	vii
CERTIFICACIÓN DEL TUTOR	viii
CERTIFICADO DE GRAMATOLOGÍA	ix
AGRADECIMIENTOS	x
AGRADECIMIENTOS	xi
RESUMEN.....	xxv
ABSTRACT	xxvi
1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	27
1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	28
1.2. ANTECEDENTES.....	29
1.3. HIPÓTESIS.....	32
1.3.1. Hipótesis General.....	32
1.3.2. Hipótesis específicas.....	33
1.4. OBJETIVOS	33
1.4.1. Objetivo General.....	33
1.4.2. Objetivos específicos.....	33
1.5. ALCANCE.....	34
1.6. VARIABLES	35
1.6.1. Variables Independientes	35
1.6.2. Variables Dependientes.....	35

xii

2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	37
2.1. HORMIGÓN ARMADO	37
2.1.1. Componentes del Hormigón	37
2.1.2. Acero de Refuerzo.....	38
2.1.3. Propiedades del Hormigón.....	38
2.1.4. Clasificación del Hormigón	39
2.1.5. Uso del hormigón armado	39
2.1.6. Comportamiento Mecánico.....	40
2.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	41
2.3. DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	42
2.3.1. Estructura	42
2.3.2. Carga:	42
2.3.3. Esfuerzo Interno (σ , τ):.....	43
2.3.4. Deformación (ϵ , γ).....	43
2.3.5. Rigidez	43
2.3.6. Tipos de Análisis Estructural	44
2.4. MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL	45
2.4.1. Métodos Matriciales Clásicos	45
2.4.2. Método de los Elementos Finitos (MEF).....	46
2.4.3. Análisis Dinámico: Modal y Espectral	46
2.5. Software de Análisis Estructural (ETABS).....	47
2.5.1. Capacidades:.....	47
2.5.2. Fundamento:.....	47
2.6. MATERIALES ESTRUCTURALES	48
2.7. Propiedades Mecánicas Fundamentales.....	48

2.7.1. Módulo de Elasticidad (E).....	48
2.7.2. Coeficiente de Poisson (ν).....	48
2.7.3. Límite de Fluencia (f_y)	49
2.7.4. Resistencia Máxima a la Tracción (f_u).....	49
2.7.5. Resistencia a la Compresión f_c'	49
2.7.6. Comportamiento bajo Cargas.....	49
2.8. PATOLOGÍAS Y MECANISMOS DE FALLA EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO	51
2.8.1. Tipos de fallas.	51
2.8.2. Síntomas y Diagnóstico de Daños.....	53
2.9. EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO	55
2.9.1. Inspección y Diagnóstico Visual.....	55
2.9.2. Ensayos No Destructivos (NDT) y Destructivos In Situ	55
2.10. METODOLOGÍA DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE	59
2.10.1. Zonificación sísmica	59
2.10.2. Tipos de perfiles de estudio.....	60
2.10.3. Espectros elásticos de diseño	62
2.10.4. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s	63
2.10.5. Ecuaciones del espectro de respuesta elástico.	66
2.10.6. Configuración y regularidad estructural.....	67
2.10.7. Categoría de edificio y coeficiente de importancia.....	68
2.10.8. Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R	68
2.10.9. Límites permisibles de las derivas de los pisos.....	70
2.10.10. Control de la deriva de piso (derivadas inelásticas máximas de piso ΔM). 70	
2.10.11. Período de vibración T	71

2.10.12. Configuración Estructural	72
2.11. TÉCNICAS DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL PARA HORMIGÓN ARMADO.....	73
2.11.1. Reforzamiento por Aumento de Sección	73
2.11.2. Reforzamiento por Confinamiento Externo	73
2.11.3. Reforzamiento por Adición de Elementos	73
2.12. ENCAMISADO DE HORMIGÓN ARMADO	73
2.12.1. Principio fundamental	74
2.12.2. Proceso Constructivo	74
2.12.3. Diseño Estructural del Encamisado	77
2.12.4. Ventajas y Limitaciones.....	77
3. CAPÍTULO III: METODOLOGÍA	79
3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN	79
3.1.1. Tipo.	79
3.1.2. Nivel.	79
3.2. MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	79
3.2.1. Método.	80
3.2.2. Enfoque.	80
3.2.3. Diseño.	81
3.3. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO	81
3.3.1. Población.	81
3.3.2. Muestra.	82
3.3.3. Muestreo.....	82
3.4. UBICACIÓN Y SECTOR DE ESTUDIO	83
3.5. METODOLOGÍA DEL O.E.1.: REALIZAR UN LEVANTAMIENTO TÉCNICO DE LAS CONDICIONES ACTUALES DE LA VIVIENDA,	

INCLUYENDO DIMENSIONES, MATERIALES Y CARGAS APLICADAS, PARA EL MODELADO ESTRUCTURAL.....	84
3.5.1. Datos generales de la edificación.....	84
3.5.2. Dimensiones y Configuración Geométrica.....	85
3.5.3. Especificaciones de Materiales y Detalle de Refuerzo.....	94
3.5.4. Cargas Aplicadas.....	95
3.5.5. Parámetros Sísmico-Estructurales para el Análisis.....	96
3.5.6. Documentación Fotográfica.....	97
3.6. METODOLOGÍA DEL O.E.2.: ANALIZAR LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LA EDIFICACIÓN MEDIANTE UN MODELO ESTRUCTURAL EN ETABS, APLICANDO LAS NORMAS ASCE, ACI Y NEC. PUEDES ESCRIBIR LA METODOLOGÍA DEL OBJETIVO 2 XFAVOR DE LA TESIS.	98
3.6.1. Modelación estructural de la edificación existente.....	98
3.6.2. Definición de materiales.....	99
3.6.3. Definición de cargas y combinaciones.....	99
3.6.4. Análisis dinámico modal espectral.....	100
3.6.5. Obtención de esfuerzos internos.....	101
3.6.6. Verificación de la capacidad resistente.....	101
3.6.7. Identificación de deficiencias estructurales.....	101
3.6.8. Modelamiento Pushover (Análisis Estático No Lineal).....	102
3.7. METODOLOGÍA DEL O.E.3.: DISEÑAR UNA PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL QUE MEJORE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA VIVIENDA, CONSIDERANDO SU VIABILIDAD TÉCNICA, NORMATIVA Y ECONÓMICA.	106
3.7.1. Identificación de elementos estructurales críticos.....	106
3.7.2. Selección del tipo de reforzamiento estructural.....	107

3.7.3. Definición geométrica y constructiva del encamisado.....	107
4. CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	109
4.1. RESULTADOS DEL O.E.1: ANALIZAR LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LA EDIFICACIÓN MEDIANTE UN MODELO ESTRUCTURAL EN ETABS, APLICANDO LAS NORMAS ASCE, ACI Y NEC.	109
4.1.1. Evaluación de regularidad estructural en planta	109
4.1.2. Evaluación de irregularidades en elevación.....	111
4.1.3. Análisis FEMA - Seguridad estructural y desempeño sísmico.....	113
4.1.4. Resultados del ensayo de esclerometría y verificación del refuerzo.....	116
4.2. RESULTADOS DEL OE.2. ANALIZAR LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LA EDIFICACIÓN MEDIANTE UN MODELO ESTRUCTURAL EN ETABS, APLICANDO LAS NORMAS ASCE, ACI Y NEC.	116
4.2.1. Modelo estructural de la edificación existente.....	117
4.2.2. Resultados del análisis modal	118
4.2.3. Periodos naturales de vibración y tipos de modo.....	119
4.2.4. Participación modal de masa.....	119
4.2.5. Verificación del cumplimiento normativo	120
4.2.6. Demanda sísmica global: cortante basal	121
4.2.7. Cortante basal obtenida del análisis modal–espectral.....	121
4.2.8. Distribución del cortante sísmico por niveles	121
4.2.9. Desplazamientos laterales y deflexiones globales	123
4.2.10. Derivas de piso de la estructura existente	125
4.2.11. Verificación de la capacidad resistente de los elementos estructurales ..	127
4.2.12. Verificación Demanda / Capacidad (D/C)	130
4.2.13. Evaluación normativa del desempeño estructural.....	131

4.3. RESULTADOS DEL OE.3: DISEÑAR UNA PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL QUE MEJORE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA VIVIENDA, CONSIDERANDO SU VIABILIDAD TÉCNICA, NORMATIVA Y ECONÓMICA.	132
4.3.1. PROPUESTA DE REHABILITACIÓN.....	132
4.3.2. Criterio de dimensionamiento del encamisado de hormigón armado	133
4.3.3. Derivas de piso de la estructura reforzada	135
4.3.4. Desplazamientos laterales y deflexiones globales de la estructura	137
4.3.5. Cortante basal sísmico y distribución de fuerzas en elevación	139
4.3.6. Distribución del cortante sísmico por piso.....	140
4.3.7. Efecto del reforzamiento en la respuesta dinámica de la estructura	143
4.3.8. Carga Axial Pu	144
4.4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	146
4.4.1. Caracterización estructural y condiciones constructivas.....	146
4.4.2. Evaluación del estado de conservación y materiales	147
4.4.3. Evaluación de vulnerabilidad sísmica – Método FEMA P-154 (Nivel 1)	147
4.4.4. Discusión del análisis modal–espectral (ETABS)	148
4.5. Implicaciones estructurales y criterios de refuerzo	149
4.6. Proceso de encamisado de columnas	150
4.6.1. Preparación de la columna existente (fase crítica).....	150
4.6.2. Aplicación del puente de adherencia (aditivo).....	151
4.6.3. Colocación de conectores y anclajes.....	151
4.6.4. Colocación del acero de refuerzo del encamisado	151
4.6.5. Encofrado	152
4.6.6. Vaciado del nuevo hormigón	152
4.6.7. Curado	152

4.7. ANÁLISIS DE COSTOS DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL MEDIANTE ENCAMISADO DE COLUMNAS	152
4.7.1. Costos de equipo	153
4.7.2. Costos de mano de obra	153
4.7.3. Costos de materiales.....	154
4.7.4. Costo directo del encamisado de columna	154
5. CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	155
5.1. CONCLUSIONES	155
5.2. RECOMENDACIONES	158
BIBLIOGRAFÍA.....	159
ANEXO.....	166

LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones	62
Ilustración 2. Vista general del modelo sin reforzamiento estructural en ETABS	117
Ilustración 3. Formas modales principales de la estructura (Modos 1 y 2) obtenidos en ETABS	118
Ilustración 4. Diagrama de cortante sísmico por niveles – sismo dinámico X (ETABS)	122
Ilustración 5. Diagrama de cortante sísmico por niveles – sismo dinámico Y (ETABS)	122
Ilustración 6. Deformada global de la estructura bajo acción sísmica en la dirección X obtenida del análisis modal – espectral (ETABS).....	124
Ilustración 7. Deformada global de la estructura bajo acción sísmica en la dirección Y obtenida del análisis modal – espectral (ETABS).....	125
Ilustración 8. Gráficas de derivas máximas de piso por nivel obtenidas del análisis dinámico modal – espectral (direcciones X).....	126
Ilustración 9. Gráficas de derivas máximas de piso por nivel obtenidas del análisis dinámico modal – espectral (direcciones Y).....	127
Ilustración 10. Diagrama de fuerza axial en la columna C3 para la combinación 1.2D + 1.0E +1.0L	129
Ilustración 11. Diagrama de cortante V2 y V3 en la columna V3.....	129
Ilustración 12. Diagramas de momento flector M3 y M2 en la columna C3 (Piso 1)	129

Ilustración 13. Diagramas de momento flector M3 y M2 en la columna C3 (Piso 1)	133
Ilustración 14. Detalle constructivo de la columna encamisada.....	133
Ilustración 15. Distribución de derivas de piso de la estructura reforzada (direcciones X).....	136
Ilustración 16. Distribución de derivas de piso de la estructura reforzada (direcciones Y).....	137
Ilustración 17. Deformación global de la estructura bajo acción sísmica dirección en X.....	139
Ilustración 18. Deformación global de la estructura bajo acción sísmica dirección en Y	139
Ilustración 19. Diagrama de distribución del cortante sísmico por piso – Dirección X (ETABS).....	141
Ilustración 20. Diagrama de distribución del cortante sísmico por piso – Dirección Y (ETABS).....	142
Ilustración 21. Periodos modales obtenidos en ETABS.....	144
Ilustración 22. Diagrama axial para combinación 1.2D + Ex +1.0L.....	144
Ilustración 23. Momento M3 para la combinación de diseño	145
Ilustración 24. Diagrama menor (V3 y M2) para las columna C3	145

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Propiedades del Hormigón.....	38
Tabla 2. Clasificación del Hormigón	39
Tabla 3. Guía de diagnostico basada en síntomas visibles en el hormigón armado	54
Tabla 4. Ensayos para la caracterización del hormigón y refuerzo en estructuras existentes.....	58
Tabla 5. Tipos de perfiles de suelo.....	61
Tabla 6. Tipo de suelo y factores de sitio Fa.....	64
Tabla 7. Tipo de suelo y factores de sitio Fd	65
Tabla 8. Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo F _s	65
Tabla 9. Valores de la razón espectral.....	66
Tabla 10. Factor r usado en el espectro de diseño elástico	67
Tabla 11 Categoría de utilización, propósito e importancia de la estructura.	68
Tabla 12 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles y de ductilidad limitada.....	69
Tabla 13 Coeficiente C _t y α de acuerdo con el tipo de estructura.	72
Tabla 14 Dimensiones y Especificaciones Constructivas	94
Tabla 15 Materiales y Detalle de Refuerzo	94
Tabla 16. Carga muerta primer piso.....	95

Tabla 17. Carga muerta segundo piso	95
Tabla 18. Carga muerta losa.....	95
Tabla 19. Caso gravitacional base para el Pushover (Initial Case)	104
Tabla 20. Tipos de rótulas plásticas empleadas	105
Tabla 21. Definición del patrón de carga lateral aplicado en Pushover	106
Tabla 22. Evaluación cuantitativa FEMA Nivel 1.	115
Tabla 23. Periodos naturales y tipo de modo de la estructura existente.....	119
Tabla 24. Participación modal acumulada de masa de la estructura existente...	120
Tabla 25. Cortante basal de diseño obtenida del análisis modal–espectral.....	121
Tabla 26. Desplazamientos laterales máximos por nivel (antes del reforzamiento)	124
Tabla 27. Derivas máximas de piso obtenidas del análisis modal–espectral	126
Tabla 28. Esfuerzos mayorados en la columna C3	128
Tabla 29. Comparación demanda – capacidad de la columna c3.....	131
Tabla 30. Deriva máxima obtenida (modelo reforzado)	136
Tabla 31. Desplazamientos laterales máximos por nivel (ETABS).....	138
Tabla 32. Distribución del cortante sísmico por nivel obtenida del análisis dinámico espectral (ETABS)	140
Tabla 33. Cortante sísmico por piso obtenido del análisis dinámico espectral..	143
Tabla 34. Esfuerzos mayorados en la columna C3 reforzada (40 X 40).....	146
Tabla 35. Costos de equipo para encamisado de columna	153

Tabla 36. Costos de mano de obra para encamisado de columna	153
Tabla 37. Costos de materiales para encamisado de columna	154
Tabla 38. Resumen del costo directo del encamisado de columna	154

“PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UNA EDIFICACIÓN RESIDENCIAL MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL NO LINEAL”

Autores: Borbor Rodríguez Héctor Manuel

Balón Medina Héctor Arturo

Tutora: Pinoargote Rovello Vianna Andrea

RESUMEN

La presente investigación se centra en la evaluación estructural de una edificación residencial de hormigón armado que fue intervenida con la construcción de un segundo piso sin un análisis estructural previo. Esta ampliación generó un incremento en las cargas gravitacionales y sísmicas, afectando principalmente a las columnas originales de la vivienda.

Mediante el modelado estructural realizado en el software ETABS y considerando los criterios establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y el ACI 318, se identificaron los elementos estructurales más críticos y las principales deficiencias en la capacidad resistente de la estructura existente. A partir de estos resultados, se planteó una propuesta de reforzamiento estructural basada en el encamisado de columnas, técnica que permite mejorar el confinamiento del concreto y aumentar la capacidad portante de los elementos verticales.

Los resultados obtenidos evidencian que la aplicación del encamisado estructural mejora el comportamiento global de la edificación, reduce su vulnerabilidad frente a cargas actuantes y contribuye a prolongar su vida útil. Finalmente, se concluye que el reforzamiento propuesto constituye una solución técnica viable y adecuada para edificaciones existentes que han sido ampliadas sin un diseño estructural previo, especialmente en zonas de alta actividad sísmica.

Palabras claves: *Reforzamiento estructural, encamisado de columnas, análisis estructural, ETABS*

“PROPOSAL FOR REINFORCING A RESIDENTIAL BUILDING THROUGH NONLINEAR STRUCTURAL ANALYSIS”

Authors: Héctor Manuel Borbor Rodríguez

Héctor Arturo Balón Medina

Tutor: Vianna Andrea Pinoargote Rovello

ABSTRACT

This research focuses on the structural evaluation of a reinforced concrete residential building that underwent a second-story addition without prior structural analysis. This expansion resulted in an increase in gravitational and seismic loads, primarily affecting the building's original columns.

Using structural modeling performed with ETABS software and considering the criteria established in the Ecuadorian Construction Standard (NEC) and ACI 318, the most critical structural elements and the main deficiencies in the existing structure's load-bearing capacity were identified. Based on these results, a structural reinforcement proposal was developed using column jacketing, a technique that improves concrete confinement and increases the load-bearing capacity of vertical elements.

The results obtained demonstrate that applying structural jacketing improves the overall performance of the building, reduces its vulnerability to applied loads, and contributes to extending its service life. Finally, it is concluded that the proposed reinforcement is a viable and appropriate technical solution for existing buildings that have been expanded without prior structural design, especially in areas of high seismic activity.

Keywords: *Structural reinforcement, column jacketing, structural analysis, ETABS*

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

La evaluación de estructuras existentes ha cobrado especial importancia debido a que muchas edificaciones residenciales y comerciales no fueron diseñadas para soportar ampliaciones futuras. El análisis estructural de edificaciones existentes adquiere una gran relevancia técnica y económica, particularmente cuando se plantea la posibilidad de incrementar niveles, como la construcción de un segundo piso. Este tipo de intervención requiere una evaluación rigurosa de la capacidad resistente de la estructura actual y, de ser necesario, el diseño de una propuesta de reforzamiento que garantice la seguridad y funcionalidad del edificio (Chopra, 2017).

Las estructuras de hormigón armado, ampliamente utilizadas en edificaciones por su durabilidad y resistencia, no siempre cuentan con documentación completa de diseño ni fueron concebidas bajo normativas modernas. Por ello, su evaluación estructural demanda metodologías que consideren tanto la inspección visual como ensayos no destructivos y modelaciones estructurales basadas en normas vigentes, tales como el ACI 318-19 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE. Diseño estructural en edificaciones, 2015), las cuales establecen criterios de seguridad y desempeño para edificaciones (ACI, 2019; NEC-SE, 2015).

El refuerzo estructural, por su parte, es una técnica cada vez más empleada para mejorar la capacidad de carga o prolongar la vida útil de estructuras existentes. Entre las soluciones más comunes se encuentran el aumento de la sección de los elementos, el uso de materiales compuestos como fibras de carbono y la incorporación de elementos metálicos que trabajen juntamente con el hormigón (Fardis, 2009). Estas intervenciones deben estar precedidas por un análisis detallado de cargas, esfuerzos, asentamientos y condiciones geotécnicas del terreno, con el fin de evitar patologías estructurales como fisuras o fallas prematuras.

En zonas sísmicamente activas, como lo es gran parte del territorio ecuatoriano, el análisis y reforzamiento de estructuras cobra aún más importancia. La vulnerabilidad sísmica de una edificación puede incrementarse notablemente con una ampliación mal diseñada, afectando no solo la integridad de la estructura, sino

también la seguridad de sus ocupantes (Alarcón & García, 2020). Por ello, el diseño de un segundo piso debe contemplar no solo la carga gravitacional adicional, sino también la respuesta dinámica de la edificación frente a sismos, en cumplimiento con los parámetros establecidos en la NEC-SE-DS (Diseño Sísmico).

El presente trabajo tiene como objetivo principal analizar estructuralmente una edificación de hormigón armado existente, con el fin de evaluar su capacidad para soportar la construcción de un segundo piso y, en caso necesario, plantear una propuesta técnica de reforzamiento. Para ello, se realizará una revisión documental de los planos originales (en caso de existir), inspecciones técnicas, ensayos mecánicos de materiales y simulaciones estructurales mediante software especializado. Se considerarán las cargas vivas y muertas conforme a la NEC (2015), así como los factores de amplificación sísmica y las combinaciones de carga establecidas en el ACI 318-19.

Este estudio se justifica no solo por la necesidad de ampliar el uso de edificaciones existentes, optimizando recursos y espacio urbano, sino también por el compromiso con la seguridad estructural y la resiliencia de las construcciones. Asimismo, busca contribuir con lineamientos técnicos que puedan ser replicados en otras edificaciones con condiciones similares.

1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

En el cantón La Libertad, provincia de Santa Elena, se ha identificado una problemática estructural crítica en una vivienda residencial donde se ejecutó la construcción de un segundo piso sin un análisis estructural previo. Esta ampliación impuso cargas adicionales sobre las columnas originales, las cuales no fueron diseñadas para soportar dicha sobrecarga, generando fallas visibles como fisuras y deformaciones que comprometen la estabilidad estructural y la seguridad de sus ocupantes.

Este escenario evidencia una situación recurrente en zonas urbanas de crecimiento acelerado, donde las modificaciones estructurales en edificaciones existentes se realizan sin estudios técnicos adecuados ni el cumplimiento de las normativas

vigentes. Como resultado, se incrementa la vulnerabilidad ante eventos sísmicos, exponiendo a los habitantes a riesgos innecesarios.

El desconocimiento de las capacidades de carga de los elementos estructurales existentes y la ausencia de medidas de reforzamiento adecuadas puede conducir a fallos estructurales severos, especialmente en contextos de alta sismicidad como el de la costa ecuatoriana. Por ello, surge la necesidad de realizar una evaluación estructural detallada que permita determinar si la estructura puede ser reforzada de forma segura o si, por el contrario, es más viable su demolición y posterior reconstrucción bajo los criterios actuales de diseño estructural.

En este contexto, se plantea la siguiente pregunta general:
P.G: ¿Cómo influye la aplicación de un análisis estructural en la identificación de fallas y en la propuesta de reforzamiento estructural para una vivienda existente intervenida con un segundo piso en el cantón La Libertad? A partir de esta interrogante se derivan los siguientes problemas específicos:

P.E.1: ¿Cuál es la capacidad estructural actual de la vivienda, considerando las condiciones del sistema de columnas originales tras la adición del segundo piso?

P.E.2: ¿Qué elementos estructurales presentan mayor vulnerabilidad ante cargas gravitacionales y sísmicas, según el análisis realizado en ETABS?

P.E.3: ¿Qué tipo de reforzamiento estructural es el más adecuado técnica y económicamente para garantizar la estabilidad de la vivienda?

La resolución de este problema permitirá no solo definir la factibilidad del incremento del segundo piso, sino también establecer criterios técnicos replicables en otras edificaciones similares, contribuyendo al mejoramiento del parque construido existente en el país.

1.2. ANTECEDENTES

A nivel mundial, uno de los estudios más relevantes es el realizado por González, J. et al. (2017), titulado “*Refuerzo estructural de viviendas existentes ante la*

adición de un segundo piso: un enfoque práctico". Este trabajo se centró en la evaluación y propuesta de refuerzo para estructuras de viviendas unifamiliares de concreto que no fueron originalmente diseñadas para soportar un segundo piso. La investigación se enfocó en el análisis estructural de las columnas y vigas existentes, aplicando métodos de refuerzo como el uso de fibra de carbono y mallas de acero. Los resultados demostraron que las técnicas de refuerzo propuestas mejoraron la capacidad de carga de las columnas sin necesidad de reconstrucción, utilizando software estructural para modelar las condiciones de carga antes y después del refuerzo.

Otro estudio significativo es el de Mendoza, C. y Díaz, E. (2019), titulado "*Análisis estructural de viviendas existentes para el reforzamiento con un segundo piso*". En este estudio, los autores evaluaron la capacidad de viviendas de concreto armado que iban a ser ampliadas verticalmente con un segundo piso. Se utilizó software especializado, como SAP2000, para modelar la estructura original y las cargas adicionales derivadas del nuevo nivel. La investigación identificó que las viviendas sin un diseño adecuado para soportar cargas adicionales presentaban fallas en las columnas principales, lo que comprometía la seguridad estructural. El estudio recomendó reforzar las columnas mediante sistemas de confinamiento con concreto lanzado y barras de acero adicionales, logrando una mejora sustancial en la capacidad de carga.

Un estudio relevante a nivel regional sobre la ampliación vertical de viviendas es el realizado por Quintero, J. y Pérez, M. (2017), titulado "*Análisis estructural de viviendas unifamiliares en zonas sísmicas para la ampliación vertical en la ciudad de Guayaquil*". Este trabajo se enfoca en evaluar viviendas en zonas sísmicas para determinar su capacidad de soportar un segundo piso sin comprometer su estabilidad. El estudio identifica problemas estructurales comunes en viviendas construidas sin considerar la posibilidad de ampliación, como refuerzos insuficientes en columnas y vigas.

La investigación utilizó software especializado como ETABS para realizar el modelado estructural, evaluando las cargas de diseño y las cargas sísmicas conforme a las normativas locales. Además, se realizaron ensayos de resistencia en

columnas y losas de concreto para determinar su capacidad ante las cargas adicionales. Los resultados evidenciaron que muchas viviendas no cumplían con los requisitos para soportar un segundo piso sin refuerzos adecuados. Como solución, se propuso un plan de reforzamiento basado en mallas de acero y concreto de alta resistencia.

Otro antecedente importante es el estudio de Hernández, L. y Vélez, F. (2018), titulado *“Refuerzo de estructuras de viviendas para soportar ampliaciones de segundo piso en áreas urbanas de Ecuador”*. Este trabajo analiza cómo las viviendas construidas con técnicas tradicionales de concreto armado pueden ser reforzadas para soportar cargas adicionales, especialmente en zonas de alta actividad sísmica como Guayaquil y La Libertad. La investigación evaluó viviendas ubicadas en áreas urbanas con crecimiento acelerado y documentó su capacidad para soportar la carga de un segundo piso.

Utilizando software como SAP2000 y ETABS, el estudio evaluó diversos tipos de refuerzo para columnas y vigas, tales como concreto de alta resistencia y mallas de fibra de carbono. Los resultados demostraron mejoras significativas en la capacidad estructural y sísmica de las viviendas, aumentando su estabilidad ante cargas adicionales. Asimismo, se analizaron la calidad de los materiales y el cumplimiento de las normativas vigentes para estructuras existentes.

A nivel local, se destaca el trabajo de Rodríguez, M. y Delgado, P. (2020), titulado *“Evaluación estructural de viviendas existentes en la ciudad de Guayaquil para la ampliación de un segundo piso”*. Este estudio tuvo como objetivo evaluar la capacidad de viviendas de concreto armado para soportar un segundo piso, considerando las condiciones sísmicas de la región. Se analizó una muestra de viviendas construidas entre las décadas de 1990 y 2000, las cuales no fueron diseñadas para cargas adicionales asociadas a ampliaciones verticales.

La metodología incluyó análisis estructurales mediante ETABS, considerando propiedades reales de los materiales y cargas sísmicas definidas por la normativa ecuatoriana. A través de pruebas de resistencia en columnas, vigas y losas, se determinó que varias de las viviendas estudiadas presentaban deficiencias en su

capacidad para soportar un segundo piso. Como solución, se propuso el uso de concreto de alta resistencia y barras de acero adicionales para mejorar el desempeño estructural.

Por otro lado, el estudio de Vega, E. y Ramírez, C. (2019), titulado “*Refuerzo estructural de viviendas para soportar un segundo piso en zonas sísmicas de la provincia de Santa Elena*”, analiza la viabilidad de realizar ampliaciones verticales sin comprometer la seguridad de las viviendas en la provincia de Santa Elena, donde se ubica el cantón La Libertad. Este estudio identificó deficiencias significativas en los sistemas estructurales existentes y propuso refuerzos basados en concreto de alta resistencia en columnas y refuerzos metálicos en vigas.

Finalmente, la estructura objeto de estudio corresponde a una vivienda unifamiliar cuya planta baja fue construida hace aproximadamente 40 años. Con el tiempo, la edificación ha experimentado intervenciones no planificadas, incluyendo ampliaciones realizadas sin estudios técnicos sobre la capacidad de los elementos estructurales existentes. Esta práctica, común en zonas urbanas y semiurbanas del país, es una de las principales causas de patologías estructurales en edificaciones antiguas (Alvarado et al., 2021). En esta vivienda se han identificado fisuras longitudinales y desprendimientos parciales en las columnas originales, evidenciando un deterioro importante de la capacidad portante del sistema estructural. Esto hace necesaria la implementación de un reforzamiento estructural que permita recuperar la funcionalidad de la estructura y adecuarla para soportar la carga adicional de un segundo piso, en cumplimiento con normativas actuales como el ACI 318 y la NEC-SE (González & Torres, 2020).

1.3. HIPÓTESIS

1.3.1. Hipótesis General.

La aplicación de un análisis estructural mediante software especializado, conforme a las normativas ASCE, ACI y NEC, permitirá determinar la capacidad real de una vivienda intervenida estructuralmente con un segundo piso en el cantón

La Libertad, y establecer un sistema de reforzamiento adecuado que garantice su estabilidad, seguridad y prolongación de vida útil.

1.3.2. Hipótesis específicas.

H.E.1.: La estructura actual de la vivienda presenta deficiencias en su capacidad de carga debido a que las columnas no fueron diseñadas para soportar el peso del segundo piso, situación que puede evidenciarse mediante un análisis estructural detallado.

H.E.2.: El uso de software de modelado estructural (ETABS), bajo los lineamientos de normas como ASCE 41-17 y ACI 318, permitirá identificar los puntos críticos de la edificación y predecir su comportamiento ante cargas gravitacionales y sísmicas.

H.E.3.: La implementación de técnicas adecuadas de reforzamiento estructural, seleccionadas en función del análisis estructural realizado, incrementará significativamente la capacidad resistente de las columnas, mejorando la seguridad estructural de la vivienda.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo General.

Evaluar la capacidad estructural de una vivienda existente intervenida con un segundo piso en el cantón La Libertad, mediante análisis estructural realizado en software especializado, con el fin de proponer una solución de reforzamiento efectiva y segura.

1.4.2. Objetivos específicos.

O.E.1. Realizar un levantamiento técnico de las condiciones actuales de la vivienda, incluyendo dimensiones, materiales y cargas aplicadas, para el modelado estructural.

O.E.2. Analizar la capacidad resistente de la edificación mediante un modelo estructural en ETABS, aplicando las normas ASCE, ACI y NEC.

O.E.3. Diseñar una propuesta de reforzamiento estructural que mejore la capacidad de carga de la vivienda, considerando su viabilidad técnica, normativa y económica.

1.5. ALCANCE

La presente investigación se centra en la evaluación estructural y la propuesta de reforzamiento para una vivienda ubicada en el cantón La Libertad, provincia de Santa Elena, que ha sido objeto de un proyecto de ampliación que contempla la construcción de un segundo piso. El estudio abarcará la inspección de la estructura existente, con énfasis en las columnas originales que presentan fallas significativas debido a la sobrecarga generada por la adición de este segundo piso. El alcance del análisis incluye los siguientes aspectos:

Evaluación Estructural de la Vivienda: Se realizará un levantamiento técnico de la edificación, obteniendo datos de las dimensiones, materiales, cargas aplicadas y estado de conservación de los elementos estructurales. Este levantamiento será utilizado para la creación de un modelo estructural detallado en el software ETABS.

Análisis Estructural bajo la NEC-15: Mediante el uso del software ETABS y en estricta conformidad con los requisitos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, se llevará a cabo un análisis estructural para evaluar la capacidad actual de la estructura frente a cargas gravitacionales y sísmicas. Este análisis permitirá identificar los puntos críticos y las áreas que requieren reforzamiento.

Propuesta de Reforzamiento: Con base en los resultados del análisis estructural, se diseñará una propuesta de reforzamiento que incluya las técnicas más apropiadas para mejorar la resistencia de las columnas y otros elementos estructurales clave. Esta propuesta garantizará que la vivienda pueda soportar de

forma segura la carga adicional del segundo piso, considerando tanto la seguridad estructural como los costos asociados.

El estudio no abordará la ampliación de otros elementos de la edificación (como las losas o los muros), ni se evaluará la posibilidad de realizar una reconstrucción completa de la vivienda. Tampoco se realizará un análisis exhaustivo del impacto ambiental de la intervención, aunque se destacarán los beneficios en términos de seguridad y durabilidad de la estructura a largo plazo.

1.6. VARIABLES

1.6.1. Variables Independientes

- **Cargas de diseño según la NEC-15:** Las acciones (cargas gravitacionales, sísmicas y de viento) definidas por la normativa ecuatoriana para el análisis y diseño de la estructura existente y ampliada.
- **Resistencia del hormigón ($f'c$):** Es la capacidad que tiene este material para soportar cargas o esfuerzos sin romperse, especialmente a compresión. Se mide en Megapascales (MPa) y determina la calidad y el uso adecuado del hormigón en construcción.

1.6.2. Variables Dependientes

- **Capacidad resistente de los elementos reforzados:** La nueva resistencia a carga axial, corte y flexión de las columnas (y otros elementos) una vez aplicado el reforzamiento, verificada según la NEC-15.
- **Técnica de reforzamiento estructural seleccionada:** El método constructivo específico (ej. encamisado con concreto, placas de hormigón, fibras) aplicado para mejorar la capacidad de los elementos estructurales.

- **Desempeño estructural global:** La respuesta de la estructura completa (desplazamientos, derivas de piso) ante las acciones sísmicas especificadas en la NEC-15, garantizando que cumpla con los estados límite de servicio y resistencia.
- **Costo total de la intervención de reforzamiento:** La suma de los costos directos de materiales, mano de obra y equipos necesarios para ejecutar la propuesta de reforzamiento.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

Este capítulo presenta los fundamentos teóricos y normativos que sustentan la investigación. Se abordan las características de los materiales estructurales principales, los principios del análisis y diseño sismorresistente conforme a la normativa ecuatoriana vigente, y las técnicas de reforzamiento estructural aplicables a estructuras de hormigón armado existentes. Este conocimiento es esencial para realizar una evaluación crítica de la estructura en estudio y formular una propuesta de intervención técnica y económicamente viable.

2.1. *HORMIGÓN ARMADO*

El hormigón armado es un material compuesto que se obtiene al combinar hormigón (mezcla de cemento, agua, agregados finos y gruesos) con acero de refuerzo. Esta fusión permite que el elemento estructural tenga una excelente resistencia tanto a la compresión (aportada por el hormigón) como a la tracción (aportada por el acero) (Neville, 2011). El principio de funcionamiento se basa en la adherencia entre el acero y el concreto, lo cual garantiza un comportamiento monolítico ante cargas estructurales.

2.1.1. *Componentes del Hormigón*

Cemento: Material hidráulico que, al mezclarse con agua, forma una pasta que fragua y endurece. El tipo más usado es el cemento Portland.

Agua: Elemento vital que inicia la hidratación del cemento. Debe ser potable y libre de impurezas para no afectar las reacciones químicas ni la durabilidad del hormigón.

Agregados: Se clasifican en finos (arena) y gruesos (grava o piedra chancada). Representan entre el 70% y 80% del volumen del concreto, proporcionándole volumen estable y reduciendo costos.

Aditivos: Sustancias químicas que se añaden en pequeñas proporciones para modificar propiedades específicas del hormigón fresco o endurecido, como el tiempo de fraguado, la trabajabilidad, la resistencia inicial o la impermeabilidad.

2.1.2. *Acero de Refuerzo*

El acero de refuerzo, típicamente en forma de barras corrugadas para mejorar la adherencia, es el componente encargado de absorber los esfuerzos de tracción y corte que el hormigón no puede resistir eficientemente. Sus propiedades de resistencia a la fluencia (f_y) y a la tracción (f_u) son parámetros fundamentales para el diseño.

2.1.3. *Propiedades del Hormigón*

Las propiedades del hormigón varían de acuerdo al estado del mismo, sea fresco o endurecido

Tabla 1.

Propiedades del Hormigón.

Propiedad	Descripción
Trabajabilidad	Facilidad con la que el hormigón puede ser mezclado, transportado y colocado.
Resistencia a compresión (f'_c)	Capacidad del concreto endurecido para resistir cargas de compresión. Es la propiedad fundamental de diseño.
Durabilidad	Capacidad de resistir el deterioro frente a condiciones ambientales (carbonatación, cloruros, ciclos hielo-deshielo).
Densidad	Masa por unidad de volumen; oscila entre 2200 a 2500 kg/m^3 en hormigones normales.
Módulo de elasticidad (E_c)	Relación entre esfuerzo y deformación en el rango elástico; varía según la resistencia del concreto.

Nota. Adaptado de Federación Iberoamericana del Hormigón Premezclado (FIHP, 2015) y Mindess et al. (2003).

2.1.4. Clasificación del Hormigón

Según la resistencia a la compresión (f_c), el hormigón puede clasificarse como:

Tabla 2.

Clasificación del Hormigón

Tipo	Rango de Resistencia (f_c)	Aplicación Típica
Baja resistencia	< 175 kg/cm ² (17.5 MPa)	Caminos, aceras, obras menores.
Media resistencia	175–280 kg/cm ² (17.5–28 MPa)	Viviendas, estructuras convencionales, columnas y vigas.
Alta resistencia	> 280 kg/cm ² (28 MPa)	Puentes, edificios de altura, obras industriales.

Nota. Adaptado del Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN, 2014) y ACI Committee 318 (2019).

2.1.5. Uso del hormigón armado

La popularidad del hormigón armado como material estructural predominante se debe a un conjunto balanceado de ventajas técnicas y económicas, aunque también presenta limitaciones que deben ser consideradas en el diseño.

2.1.5.1. Ventajas

Alta resistencia a la compresión: El hormigón posee una capacidad excepcional para soportar cargas que lo comprimen, haciendo que sea ideal para elementos como columnas, pilares y muros de carga.

Gran adaptabilidad formal: Puede ser moldeado en una amplia variedad de formas y geometrías mientras está fresco, permitiendo satisfacer requerimientos arquitectónicos complejos y creativos.

Costo accesible y disponibilidad: Sus materias primas (cemento, agregados, acero) son generalmente de bajo costo y están ampliamente

disponibles a nivel local, lo que lo convierte en una solución económica para proyectos de diversa escala.

Buena resistencia al fuego: El hormigón es un material no combustible y actúa como un excelente aislante térmico, protegiendo al acero de refuerzo de altas temperaturas durante un incendio y contribuyendo a la seguridad estructural.

Bajo mantenimiento: Cuando está correctamente diseñado, dosificado y construido, una estructura de hormigón armado requiere un mantenimiento mínimo a lo largo de su vida útil, ofreciendo una solución durable y de larga duración.

2.1.5.2. Limitaciones

Baja resistencia a la tracción: Su resistencia a esfuerzos de tracción es muy reducida (aproximadamente un 10% de su resistencia a compresión), una deficiencia que se suple indispensablemente con la incorporación del acero de refuerzo.

Propensión a la fisuración: Es susceptible a agrietarse debido a la retracción por secado, cambios térmicos o cargas de servicio excesivas, lo que puede afectar la durabilidad y estética si no se controla mediante un diseño adecuado, un curado apropiado y el uso de juntas.

Dependencia de la ejecución: Sus propiedades finales (resistencia, durabilidad) dependen críticamente de la calidad de los materiales, la precisión del dosificado, los procedimientos de colocación y compactación, y las condiciones de curado en obra.

2.1.6. Comportamiento Mecánico

El comportamiento del hormigón es complejo y depende intrínsecamente del tiempo, ya que sus propiedades mecánicas no son instantáneas, sino que se desarrollan progresivamente a través del proceso de hidratación del cemento.

La resistencia característica a compresión (f_c), parámetro fundamental de diseño, se especifica convencionalmente a los 28 días. Bajo condiciones estándar de curado (temperatura de 20°C y humedad relativa superior al 95%), el hormigón desarrolla su resistencia de manera aproximada de la siguiente forma (Neville, 2011):

- Alcanza aproximadamente el 40% de f_c a los 3 días.
- Alcanza aproximadamente el 65% de f_c a los 7 días.
- Alcanza el 100% de f_c a los 28 días.

Es importante destacar que el hormigón continúa ganando resistencia a un ritmo mucho menor más allá de este plazo, pudiendo superar significativamente su resistencia nominal con el tiempo.

2.1.6.1. Propiedades Elásticas y Relaciones:

En su estado endurecido, el módulo de elasticidad (E_c), que relaciona esfuerzo y deformación en el rango elástico, varía principalmente con su resistencia y densidad, encontrándose generalmente entre 20 y 35 GPa para hormigones de peso normal. El coeficiente de Poisson (relación entre deformación lateral y axial) oscila típicamente entre 0.15 y 0.20. Su resistencia a tracción directa es baja, representando entre el 8% y el 12% de su resistencia a compresión (Mindess et al., 2003).

2.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural es la disciplina de la ingeniería civil que aplica los principios de la mecánica, la resistencia de materiales y la teoría de la elasticidad para determinar las fuerzas internas (esfuerzos), deformaciones, desplazamientos y reacciones en los elementos de una estructura sometida a un sistema de cargas (Hibbeler, 2017). Su objetivo fundamental es garantizar que la estructura, bajo todas las combinaciones de carga previstas, cumpla con los estados límite de resistencia (seguridad contra el colapso) y servicio (funcionalidad y confort), de

acuerdo con las normativas vigentes (NEC-SE, 2015). La importancia de un análisis estructural riguroso radica en:

Garantizar la seguridad humana: Evitar el colapso o fallas catastróficas.

Optimizar el diseño: Lograr eficiencia en el uso de materiales, reduciendo costos sin comprometer la seguridad.

Cumplir normativas: Verificar que el diseño satisface los requisitos de los códigos de construcción locales e internacionales.

Evaluar estructuras existentes: Diagnosticar la capacidad residual y proponer intervenciones de reparación o reforzamiento, como es el caso de esta investigación.

2.3. DISEÑO SISMORRESISTENTE

Para comprender el análisis estructural, es esencial definir los siguientes conceptos básicos:

2.3.1. Estructura

Sistema compuesto por elementos conectados entre sí, diseñado para soportar y transferir cargas de manera segura a la cimentación y, finalmente, al suelo (Leet et al., 2011). Ejemplos: pórticos, losas, muros de carga.

2.3.2. Carga:

Cualquier fuerza o acción (directa o indirecta) aplicada a la estructura. Se clasifican en:

2.3.2.1. Cargas Permanentes (D):

Peso propio de la estructura y elementos fijos permanentes.

2.3.2.2. Cargas Variables (L):

Peso de ocupantes, mobiliario, nieve (Lr o S), que pueden cambiar en magnitud y posición.

2.3.2.3. Cargas Accidentales (E, W):

Producidas por sismos (E), viento (W), impactos o explosiones (NEC-SE-CG, 2015).

2.3.3. Esfuerzo Interno (σ , τ):

Fuerza interna por unidad de área que se genera dentro de un material al resistir una carga externa. Los tipos básicos son: Tracción, Compresión, Cortante, Flexión (combinación de tracción y compresión) y Torsión (Hibbeler, 2017).

2.3.4. Deformación (ϵ , γ)

Cambio en la dimensión o forma de un elemento debido a los esfuerzos aplicados. Puede ser **elástica** (recuperable) o **plástica** (permanente).

2.3.5. Rigidez

Propiedad de una estructura o elemento para resistir la deformación bajo carga. Depende del **módulo de elasticidad (E)** del material y de la **geometría** del elemento (momento de inercia, I). Una alta rigidez limita los desplazamientos.

2.3.5.1. Estabilidad

Capacidad de una estructura para mantener su equilibrio y configuración geométrica bajo carga, sin sufrir pandeo, volcamiento o colapso progresivo (Chen & Lui, 2005).

2.3.5.2. Sistema Estructural Integral

Incluye la **superestructura** (vigas, columnas, losas) y la **subestructura** o cimentación. El diseño debe considerar la **interacción suelo-estructura**, asegurando que las cargas se transmitan al terreno sin asentamientos perjudiciales (Bowles, 1996).

2.3.6. Tipos de Análisis Estructural

La elección del método de análisis depende de la naturaleza de las cargas y del comportamiento esperado de la estructura.

2.3.6.1. Análisis Estático

Evalúa la respuesta de la estructura bajo cargas que se aplican de forma lenta, gradual y constante, donde los efectos dinámicos (inercia, amortiguamiento) son despreciables. Es el método utilizado para cargas gravitacionales (peso propio, carga viva) (McCormac & Brown, 2016).

2.3.6.2. Análisis Estático Lineal

Asume un comportamiento elástico lineal del material y pequeñas deformaciones. Es el método base para el diseño por fuerzas equivalentes en sismorresistencia para estructuras regulares (NEC-SE-DS, 2015).

2.3.6.3. Análisis Dinámico

Se emplea cuando las cargas varían rápidamente en el tiempo (sismos, viento fuerte, impactos), generando fuerzas de inercia significativas. Considera las propiedades dinámicas de la estructura: masas, rigideces, amortiguamiento, frecuencias naturales y modos de vibración (Chopra, 2017).

2.3.6.4. Análisis Espectral

Método dinámico simplificado prescrito por la NEC-SE-DS (2015). Utiliza un espectro de diseño elástico que representa la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad, combinando los efectos de los diferentes modos de vibración. Es el método dinámico más común para el análisis sísmico de edificios.

2.3.6.5. Análisis Tiempo-Historia

Aplica un registro de aceleraciones del terreno (real o artificial) paso a paso en el tiempo para obtener la respuesta estructural transitoria. Es más complejo y se usa para análisis detallados o estructuras especiales.

2.4. MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El desarrollo del análisis estructural ha dado lugar a una evolución de métodos, desde las técnicas manuales clásicas hasta los métodos numéricos implementados en software computacional, que son la base del análisis moderno de estructuras complejas.

2.4.1. Métodos Matriciales Clásicos

Estos métodos, predecesores del análisis computacional, son fundamentales para comprender los principios del comportamiento estructural.

2.4.1.1. Método de los Nodos (o de las Juntas):

Técnica analítica utilizada para determinar las fuerzas axiales en los miembros de una armadura o cercha. Se aplican las ecuaciones de equilibrio estático ($\Sigma F_x=0$, $\Sigma F_y=0$) en cada nodo, partiendo de aquellos con un máximo de dos incógnitas. Asume que los miembros están conectados por pasadores y las cargas se aplican solo en los nodos (Hibbeler, 2017). Es la base para entender el concepto de fuerza axial.

2.4.1.2. Método de las Matrices de Rigidez:

Es el método matricial más general y la base de la mayoría del software de análisis estructural (como ETABS). Consiste en ensamblar una matriz de rigidez global $[K]$ que relaciona los desplazamientos nodales $\{D\}$ con las fuerzas nodales $\{F\}$ mediante la ecuación $\{F\} = [K]\{D\}$. Al resolver este sistema, se obtienen todos los desplazamientos y, posteriormente, los esfuerzos internos en cada elemento (viga, columna, etc.). Es aplicable a pórticos, cerchas y estructuras complejas (McGuire et al., 2000).

2.4.2. Método de los Elementos Finitos (MEF)

El MEF es la metodología numérica predominante en el análisis estructural computacional. Consiste en dividir (discretizar) una estructura compleja y continua en un conjunto finito de subdominios simples interconectados llamados elementos (ej: elementos de barra, de viga, de cascarón, sólidos). El comportamiento de cada elemento se define por ecuaciones de rigidez simples. El ensamblaje de todos los elementos, considerando su conectividad en los nodos, genera un modelo matemático global que aproxima el comportamiento real de la estructura con gran precisión (Zienkiewicz et al., 2005).

2.4.3. Análisis Dinámico: Modal y Espectral

Para el análisis sísmico, dos técnicas son esenciales y están íntimamente relacionadas:

2.4.3.1. Análisis Modal

Es el primer paso en cualquier análisis dinámico. Determina las propiedades dinámicas intrínsecas de la estructura: sus frecuencias naturales (ω_n), periodos naturales (T_n) y sus correspondientes formas modales de vibración. Estos parámetros definen cómo vibrará la estructura si es perturbada y son cruciales para entender su respuesta ante cargas dinámicas (Chopra, 2017).

2.4.3.2. Análisis Espectral:

Es el método dinámico simplificado prescrito por la NEC-SE-DS (2015) para el diseño sísmico. Utiliza un espectro de respuesta de diseño, el cual representa la aceleración máxima esperada para sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos, dado un nivel de amortiguamiento. El análisis combina las respuestas máximas de cada modo de vibración (obtenidas del análisis modal) usando reglas de combinación (como CQC o SRSS) para estimar las fuerzas sísmicas máximas probables y los desplazamientos en la estructura (Chopra, 2017).

2.5. Software de Análisis Estructural (ETABS)

El uso de **software especializado** es indispensable para el análisis de estructuras reales. ETABS (Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems) es un programa integral para el análisis y diseño de edificios, ampliamente reconocido y validado.

2.5.1. Capacidades:

Permite el modelado 3D, análisis estático y dinámico (modal, espectral, tiempo-historia), diseño de elementos de concreto, acero y compuesto según diversas normativas (incluyendo la NEC), y la verificación de desplazamientos y derivas.

2.5.2. Fundamento:

Su núcleo de cálculo se basa en el Método de los Elementos Finitos y el Método de la Matriz de Rigidez, lo que permite analizar con precisión sistemas estructurales complejos sometidos a diversas combinaciones de carga (CSI, 2020).

2.5.2.1. Aplicación en la Tesis:

En esta investigación, ETABS será la herramienta principal para crear el modelo estructural de la vivienda existente y ampliada, realizar el análisis bajo cargas gravitacionales y sísmicas según la NEC-15, e identificar las demandas y capacidades de los elementos estructurales.

2.6. MATERIALES ESTRUCTURALES

Los materiales constituyen la base física de cualquier sistema estructural, determinando su resistencia, rigidez, ductilidad y durabilidad. La selección y comprensión de sus propiedades mecánicas y comportamiento bajo carga son fundamentales para garantizar la seguridad y funcionalidad de las edificaciones a lo largo de su vida útil, especialmente en zonas sísmicas como Ecuador.

2.7. Propiedades Mecánicas Fundamentales.

Las propiedades mecánicas definen la respuesta cuantificable de un material ante la aplicación de fuerzas externas. Son esenciales para el modelado, análisis y diseño estructural (Beer et al., 2013).

2.7.1. Módulo de Elasticidad (E)

Representa la rigidez del material en su fase elástica, definida como la pendiente de la curva esfuerzo-deformación dentro del límite proporcional. Se expresa como $E = \sigma/\epsilon$. Un valor alto indica que el material es rígido y se deforma poco bajo carga (Hibbeler, 2017).

2.7.2. Coeficiente de Poisson (ν)

Relaciona la deformación unitaria transversal con la deformación unitaria longitudinal bajo carga axial uniaxial: $\nu = -\epsilon_{transversal}/\epsilon_{longitudinal}$. Para el hormigón, valores típicos oscilan entre 0.15 y 0.20, mientras que para el acero es cercano a 0.30 (Mindess et al., 2003; McCormac & Brown, 2016).

2.7.3. Límite de Fluencia (f_y)

Es el esfuerzo a partir del cual un material, como el acero estructural, comienza a deformarse plásticamente sin un aumento significativo de la carga. Es el parámetro fundamental para el diseño dúctil, ya que define el inicio de la disipación de energía (AISC, 2017).

2.7.4. Resistencia Máxima a la Tracción (f_u)

Es el esfuerzo máximo que el material puede soportar antes de la fractura. Para el acero, la relación f_u/f_y (razón de endurecimiento por deformación) es un indicador de ductilidad (McCormac & Brown, 2016).

2.7.5. Resistencia a la Compresión (f'_c)

Propiedad crítica para materiales como el hormigón, define su capacidad para soportar cargas que tienden a reducir su volumen. Es la base para el diseño de elementos a compresión (ACI Committee 318, 2019).

2.7.6. Comportamiento bajo Cargas.

El comportamiento real de los materiales en estructuras va más allá de su respuesta elástica inicial e incluye fenómenos no lineales y dependientes del tiempo que afectan el desempeño a largo plazo.

2.7.6.1. Comportamiento Elástico y Plástico:

Dentro del rango elástico, el material se recupera completamente al retirar la carga. Superado el límite elástico (o de fluencia), se entra en el rango plástico, donde ocurren deformaciones permanentes. En diseño sismorresistente, se busca un comportamiento dúctil, que es la capacidad de un material o elemento de deformarse plásticamente de manera significativa antes de la falla, disipando energía sísmica (Gere & Goodno, 2012; NEC-SE-HM, 2015).

2.7.6.2. Fluencia (Creep):

Es el aumento progresivo de la deformación en un material sometido a un esfuerzo constante durante un período prolongado. En el hormigón, es un fenómeno crítico que provoca deflexiones adicionales en vigas, pérdida de pretensado y redistribución de esfuerzos internos. Depende de factores como la carga aplicada, la edad del hormigón al cargar, la humedad y la temperatura (Neville, 2011).

2.7.6.3. Relajación:

Fenómeno relacionado, típico del acero de pretensado, donde bajo una deformación constante, el esfuerzo interno disminuye con el tiempo. Afecta directamente a la fuerza efectiva en elementos pretensados (Nilson et al., 2010).

2.7.6.4. Fatiga:

Es el proceso de daño acumulativo y progresivo que conduce a la falla de un material sometido a cargas cíclicas o fluctuantes, incluso si los esfuerzos máximos son inferiores a la resistencia estática del material. Es una consideración de diseño esencial para puentes, grúas y elementos sometidos a vibraciones (Dowling, 2013).

2.7.6.5. Dilatación Térmica:

Los materiales se expanden o contraen con los cambios de temperatura. El coeficiente de dilatación térmica es vital para el diseño de juntas y para evaluar esfuerzos secundarios inducidos por restricciones, especialmente en estructuras de gran longitud (Hibbeler, 2017).

2.8. PATOLOGÍAS Y MECANISMOS DE FALLA EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

Una falla estructural se define como la pérdida de la capacidad de un elemento o sistema para cumplir su función de soporte de cargas, manifestándose a través de deformaciones excesivas, fisuración, desplazamientos o colapso (Salvadori & Heller, 2002). Estas pueden originarse por errores en el diseño, deficiencias en la construcción, sobrecargas no previstas, acciones ambientales o la combinación de estos factores (Nilson et al., 2010). Comprender los mecanismos de falla es esencial para diagnosticar correctamente el estado de una estructura existente y proponer soluciones de reforzamiento adecuadas.

2.8.1. Tipos de fallas.

Las fallas en elementos de hormigón armado se clasifican principalmente por el tipo de esfuerzo que las provoca y su modo de falla (dúctil o frágil). Los mecanismos más relevantes para el análisis de columnas son:

2.8.1.1. Falla por Compresión Axial (Aplastamiento)

Ocurre cuando la carga axial aplicada excede la capacidad resistente del núcleo de hormigón confinado. Es una falla frágil y repentina, especialmente peligrosa en columnas con bajo porcentaje de refuerzo transversal (estribos). Se caracteriza por el desprendimiento del recubrimiento de hormigón y el pandeo posterior de las barras longitudinales (Park & Paulay, 1975). Es el mecanismo de falla primario que se debe evitar en zonas sísmicas.

2.8.1.2. Falla por Cortante

Es un mecanismo frágil y extremadamente peligroso, que precede al colapso repentino. Se produce cuando la fuerza cortante demanda excede la capacidad del conjunto hormigón + estribos. Se manifiesta con fisuras diagonales inclinadas a aproximadamente 45° en el alma de vigas y

columnas (ver Figura 2.3). En columnas cortas o con poca cantidad de estribos, este tipo de falla es común durante sismos (Wight & MacGregor, 2012).

Figura 2.3

Falla por cortante en una columna y un muro de hormigón armado.



Nota: Patrón de fisuración diagonal característico. Adaptado de Wight & MacGregor, 2012.

2.8.1.3. Falla por Flexo-Compresión

Es el modo de falla más común en columnas sometidas a cargas axiales combinadas con momentos flectores (sísmicos). Una falla dúctil por fluencia del acero de tracción es deseable, ya que permite redistribución de esfuerzos y disipación de energía. Una falla frágil por aplastamiento del hormigón en compresión ocurre cuando el refuerzo longitudinal es excesivo o el confinamiento es insuficiente (Paulay & Priestley, 1992).

2.8.1.4. Falla por Punzonamiento

Este mecanismo es típico en losas o placas de cimentación en la zona de conexión con columnas. Ocurre por una concentración de esfuerzos cortantes que provoca la perforación de la losa siguiendo una superficie de falla troncocónica alrededor de la columna (ver Figura 2.4). Si bien no es el foco principal de esta tesis, su entendimiento es crucial para evaluar la

integridad del sistema de fundación al ampliar una estructura (ACI 318-19, 2019).

Figura 1.

Esquema del mecanismo de falla por punzonamiento en una losa.



(Nota: Se muestra la superficie de falla troncocónica. Adaptado de ACI 318, 2019).

2.8.2. Síntomas y Diagnóstico de Daños

La correlación entre el **patrón de fisuración** y el **tipo de esfuerzo** que lo genera es una herramienta fundamental para el diagnóstico en la inspección técnica de campo (Fintel, 1991). La identificación visual de daños es el primer paso en la evaluación:

Tabla 3.*Guía de diagnóstico basada en síntomas visibles en el hormigón armado*

Síntoma / Daño Visible	Descripción del Patrón	Posible Causa (Mecanismo de Falla Asociado)	Nivel de Criticidad / Acción
Fisuras Horizontales	Grietas paralelas al eje longitudinal del elemento, comúnmente en la zona de tracción por flexión (parte inferior de vigas, cara tensada de columnas).	<ul style="list-style-type: none"> • Tracción por flexión en vigas. • Tracción en juntas viga-columna. • Corrosión del acero longitudinal, con expansión de productos. 	Media-Alta. Indica esfuerzos de tracción significativos. Requiere cuantificación de la apertura y evaluación estructural para determinar su origen.
Fisuras Verticales	Grietas paralelas a la dirección de la carga axial, frecuentes en columnas y muros.	<ul style="list-style-type: none"> • Compresión axial excesiva (puede preceder al aplastamiento). • Retracción por secado del hormigón (fisuras superficiales y finas). • Expansión térmica restringida. 	Variable. Si son finas y uniformes (retracción), son de baja criticidad. Si son anchas y localizadas en columnas (compresión), son de alta criticidad.
Fisuras Inclinadas ($\approx 45^\circ$)	Grietas diagonales que se cruzan en el alma de vigas y columnas. Patrón muy característico.	<ul style="list-style-type: none"> • Esfuerzo cortante excesivo. El hormigón falla a tracción diagonal. Mecanismo frágil. 	Crítica / Urgente. Señal de falla inminente por cortante. Requiere intervención de reforzamiento inmediata y evaluación estructural exhaustiva.
Desprendimiento del Recubrimiento (Spalling)	Pérdida y explosión del recubrimiento de hormigón, exponiendo el acero de refuerzo.	<ul style="list-style-type: none"> • Corrosión del acero (expansión de óxidos). • Aplastamiento del hormigón en compresión. • Falta de confinamiento (estribos mal espaciados). • Impacto o sobrecarga severa. 	Alta. Compromete la protección del acero y reduce la sección resistente. Indica un estado avanzado de deterioro o sobrecarga. Requiere reparación y posible reforzamiento.
Deformación Permanente (Pandeo)	Curvatura o desplazamiento lateral visible y permanente en un elemento (ej.: columna combada).	<ul style="list-style-type: none"> • Superación de la capacidad elástica del material (deformación plástica). • Inestabilidad (pandeo de segundo orden). • Carga axial excéntrica severa. 	Muy Alta. Evidencia de que el elemento ha sufrido una deformación irreversible y ha perdido una parte significativa de su capacidad resistente. Generalmente requiere reemplazo o reforzamiento mayor.

2.9. EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO

La evaluación de una estructura existente es un proceso sistemático que combina inspección visual, ensayos in situ y análisis estructural para determinar su estado actual, capacidad resistente y la viabilidad de su uso o reforzamiento. Este proceso es fundamental para abordar proyectos de ampliación, como el analizado en esta investigación.

2.9.1. Inspección y Diagnóstico Visual

Como se detalló en la sección 2.4.6, la inspección visual y el mapeo de daños (fisuras, desprendimientos, deformaciones) es el primer paso. Proporciona información cualitativa crucial sobre los mecanismos de falla activos y guía la selección de áreas para ensayos más detallados.

2.9.2. Ensayos No Destructivos (NDT) y Destructivos In Situ

Para cuantificar las propiedades del material y obtener datos para el modelado estructural, se emplean los siguientes ensayos, estandarizados por normativas internacionales:

2.9.2.1. Extracción de Núcleos

La extracción de núcleos de hormigón es un ensayo destructivo que permite determinar la resistencia a compresión del hormigón endurecido en estructuras ya construidas. El procedimiento se basa en extraer cilindros de concreto utilizando una perforadora con broca diamantada, para luego someterlos a ensayos de compresión axial en laboratorio, conforme a la norma ASTM C42/C42M-20. El procedimiento para la extracción y ensayo de núcleos de concreto inicia con el marcado del sitio, etapa en la cual se selecciona y señala con precisión el área del elemento estructural de donde se obtendrá la muestra. Posteriormente se realiza la perforación empleando un taladro con corona diamantada, que permite cortar un cilindro del

concreto sin generar daños adicionales en la estructura adyacente. Una vez extraídos, los núcleos son curados y almacenados bajo condiciones controladas hasta el momento del análisis, asegurando que su humedad y temperatura se mantengan estables para obtener resultados confiables. Finalmente, se efectúa el ensayo de compresión axial en laboratorio, mediante el cual se evalúa la resistencia real del concreto. Los núcleos suelen tener un diámetro entre 100 mm y 150 mm, y su longitud debe ser al menos dos veces el diámetro, conforme a lo establecido en la norma ASTM C42/C42M-20 (ASTM International, 2020).

2.9.2.2. Esclerometría

La esclerometría es un método de evaluación no destructivo utilizado para determinar la dureza superficial del hormigón mediante el empleo del martillo de rebote, o esclerómetro Schmidt, cuyo principio consiste en correlacionar el índice de rebote con la resistencia a la compresión, conforme a la norma ASTM C805/C805M-18. El proceso inicia con la calibración del equipo, asegurando que el martillo funcione dentro de los parámetros establecidos. Posteriormente se procede a la aplicación de impactos perpendiculares sobre la superficie del concreto, registrando múltiples lecturas para reducir la variabilidad. Luego se realiza el registro y cálculo del índice de rebote promedio, que constituye el valor representativo del ensayo. Finalmente, la interpretación de resultados se efectúa mediante curvas de correlación que permiten estimar la resistencia probable del material. La precisión del método depende de factores como la condición superficial, la edad del hormigón y su humedad, aspectos que pueden influir en las lecturas obtenidas (ASTM International, 2018).

2.9.2.3. El ensayo de pulso ultrasónico

Es un método no destructivo que consiste en la transmisión de ondas ultrasónicas a través del concreto con el fin de medir su velocidad de propagación, parámetro que se relaciona directamente con la densidad, homogeneidad y la presencia de fisuras o vacíos internos. De acuerdo con

la norma ASTM C597-16, el procedimiento inicia con la preparación del elemento, donde se seleccionan los puntos adecuados para la colocación de los transductores. Posteriormente se realiza la emisión de pulsos ultrasónicos a través del concreto y se registra el tiempo de tránsito de las ondas entre los dispositivos. Con estos datos se procede al cálculo de la velocidad de propagación, cuya magnitud permite inferir la calidad estructural del material: velocidades altas se asocian a hormigones más densos y uniformes, mientras que valores reducidos pueden indicar la presencia de grietas, discontinuidades o zonas debilitadas (ASTM International, 2016). La Figura 4 ilustra el principio de funcionamiento del ensayo de pulso ultrasónico (Silva Javier, 360 en Concreto).

2.9.2.4. Escaneo de varillas

El escaneo de varillas de acero en elementos de hormigón armado es un método no destructivo que emplea tecnologías como el radar de penetración terrestre (GPR) o equipos electromagnéticos tipo Ferroskan para identificar la disposición interna del refuerzo. Siguiendo las directrices del ACI 228.2R-13, el procedimiento inicia con el barrido de la superficie del hormigón, desplazando el dispositivo a lo largo del elemento a evaluar. Durante este proceso, el equipo realiza la detección de señales electromagnéticas reflejadas, las cuales se procesan para generar imágenes internas del refuerzo. Finalmente, mediante la interpretación de dichos registros es posible determinar la ubicación, el diámetro aproximado de las barras y el espesor de recubrimiento, información esencial para estudios de diagnóstico estructural y para planificar intervenciones sin afectar la integridad del elemento. Este ensayo resulta especialmente útil en estructuras en servicio, ya que no requiere ningún tipo de intervención invasiva.

Tabla 4.*Ensayos para la caracterización del hormigón y refuerzo en estructuras existentes*

Ensayo / Método	Normativa de Referencia	Propósito / Medido	Parámetro	Principio / Procedimiento	Ventajas	Limitaciones
Esclerometría (Martillo de Rebote)	ASTM C805/C805M-18	Estimación de la resistencia a compresión superficial y uniformidad del hormigón.		Mide el índice de rebote de un émbolo resorte al impactar la superficie. Se correlaciona con la resistencia.	Rápido, económico, portable.	Solo evalúa la superficie; sensible a rugosidad, humedad y tipo de agregado. Requiere correlaciones específicas.
Pulso Ultrasónico (UPV)	ASTM C597-16	Evaluación de la homogeneidad, detectar grietas internas, vacíos y estimar el módulo dinámico de elasticidad.		Mide el tiempo de tránsito de una onda ultrasónica entre dos puntos. Velocidad alta indica buena calidad.	Evalúa el volumen interno; detecta discontinuidades.	Requiere acceso a caras opuestas; la presencia de refuerzo puede interferir.
Escaneo de Varillas (GPR o Electromagnético)	ACI 228.2R-13	Localizar y determinar el diámetro del refuerzo, y medir el recubrimiento de hormigón.		Emite señales electromagnéticas (radar) que se reflejan en las interfases (aire/hormigón, hormigón/acero).	No destructivo; proporciona un mapeo rápido del refuerzo.	La profundidad de penetración es limitada; puede ser difícil en hormigón húmedo o con mucho refuerzo.
Extracción y Ensayo de Núcleos	ASTM C42/C42M-20	Determinación directa y precisa de la resistencia a compresión (f _c) del hormigón endurecido.		Se extrae un testigo cilíndrico con broca diamantada y se ensaya a compresión en laboratorio.	Ventajas: Método directo más confiable. Proporciona también información sobre densidad, consolidación, etc.	Limitaciones: Destructivo; requiere reparación; costoso y lento.

2.10. METODOLOGÍA DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE

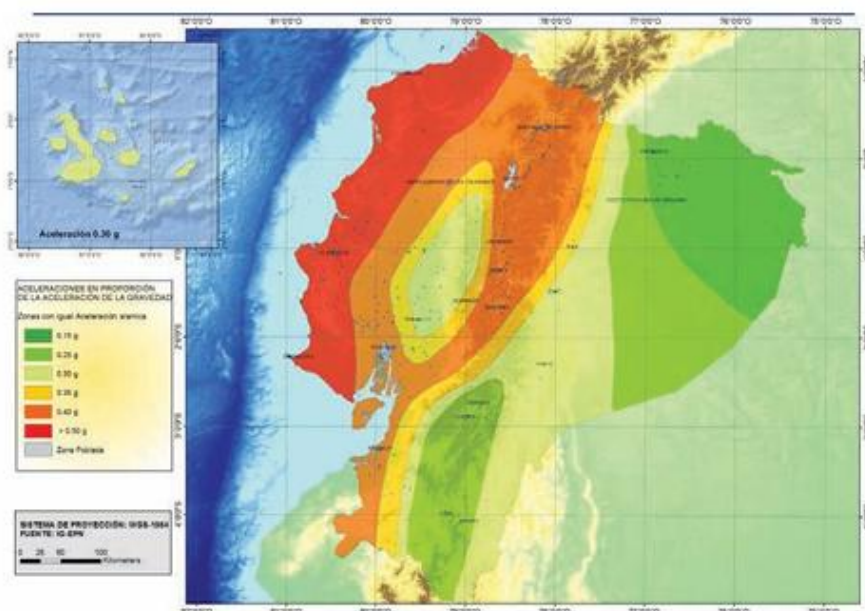
El diseño sismorresistente en Ecuador se fundamenta en los lineamientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), la cual establece los criterios mínimos para garantizar la seguridad estructural frente a eventos sísmicos, considerando la alta sismicidad asociada a la interacción entre las placas Nazca y Sudamericana. Esta normativa define parámetros como la zonificación sísmica, las características del suelo, los espectros de diseño, los sistemas estructurales permitidos y los requisitos de detallado y ductilidad necesarios para que una edificación pueda disipar energía sin colapsar. En este marco, el diseño sismorresistente busca asegurar un comportamiento estructural controlado, limitando daños y protegiendo la vida de los ocupantes mediante la adecuada configuración, modelación y verificación de los elementos estructurales.

2.10.1. Zonificación sísmica

La NEC-15 divide el territorio ecuatoriano en zonas sísmicas basadas en la peligrosidad asociada a la actividad tectónica del país.

Figura 2.

Zonificación sísmica.



Nota. “Mapa de zonificación sísmica” tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015).

Cada zona se caracteriza por un valor de aceleración máxima esperada, lo que permite determinar la intensidad sísmica que debe considerarse en el diseño estructural. Esta zonificación es fundamental para definir el nivel de demanda sísmica que afrontará la edificación.

2.10.2. Tipos de perfiles de estudio.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015) clasifica los suelos en distintos tipos de perfil, con el objetivo de evaluar su respuesta sísmica y establecer los requisitos de diseño estructural adecuados. Esta clasificación, especificada en el capítulo NEC-SE-DS, identifica seis tipos de perfil de suelo, presentados en la Tabla 2 de dicha norma. Para los perfiles de tipo A, B, C, D y E, la categorización se basa en los parámetros geotécnicos obtenidos en los primeros 30 metros de profundidad, tales como la velocidad promedio de propagación de ondas de corte (V_{s30}), la resistencia no drenada y el número de golpes del ensayo SPT (Standard Penetration Test).

Cuando el perfil de suelo presenta estratos claramente diferenciables dentro de estos 30 metros, es necesario subdividir el perfil en capas individuales, utilizando subíndices (i) que comienzan en 1 desde la superficie hasta n en el fondo del intervalo analizado. Esta subdivisión permite una caracterización más precisa del comportamiento dinámico del terreno. Para los suelos clasificados como perfil tipo F, que incluyen condiciones especiales como suelos licuables, arcillas sensibles o rellenos artificiales no controlados, la evaluación se realiza mediante estudios geotécnicos más detallados. En estos casos, la caracterización del perfil no se restringe únicamente a los 30 metros superiores, sino que debe considerar la totalidad de la profundidad significativa de suelo afectada, conforme a los criterios adicionales establecidos en la norma.

Tabla 5.*Tipos de perfiles de suelo.*

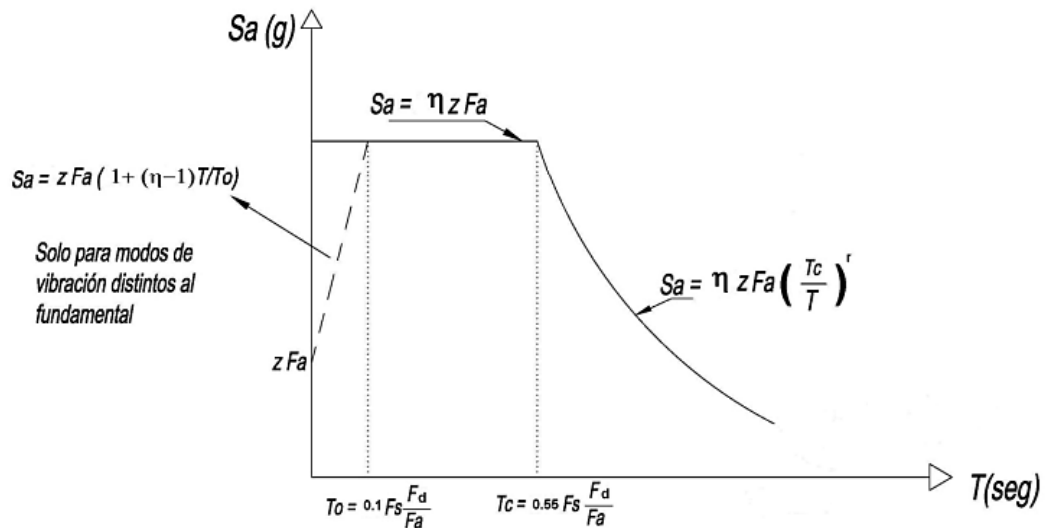
TIPO DE PERFIL	DESCRIPCIÓN	DEFINICIÓN
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1 — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2 — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas)	
	F3 — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4 — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m).	
	F5 — Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6 — Rellenos colocados sin control ingenieril.		

2.10.3. Espectros elásticos de diseño

El espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones es una herramienta gráfica fundamental en la ingeniería sísmica, utilizada para representar la respuesta de una estructura frente a las aceleraciones sísmicas en función de su período natural de vibración. Este espectro se construye bajo la premisa de que la estructura permanece en el rango elástico durante el evento sísmico, es decir, que no presenta deformaciones plásticas ni daños permanentes.

Ilustración 1

Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones



Nota. "Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones" tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015).

Donde:

- η : Razón entre la aceleración espectral.
- F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.
- F_d : Coeficiente de amplificación de suelo.
- F_s : Coeficiente de amplificación de suelo.
- S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g).
- T : Período fundamental de vibración de la estructura.

- T_0 : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- T_C : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- Z : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

El gráfico se compone de dos ejes principales. El eje horizontal corresponde al período de vibración (T), que representa el tiempo que una estructura tarda en completar un ciclo de vibración libre. El período está directamente relacionado con características como la altura, la rigidez y la masa de la estructura, y se expresa en segundos (s). El eje vertical, por su parte, representa la aceleración espectral (S_a), definida como la aceleración máxima que experimenta una estructura con un determinado período de vibración como respuesta a un sismo.

Esta aceleración se mide usualmente como una fracción de la aceleración de la gravedad (g). Ambos parámetros, el período (T) y la aceleración espectral (S_a), se combinan en la Figura 3, donde se ilustra gráficamente el espectro elástico horizontal de diseño, proporcionando una referencia esencial para el análisis y diseño sísmico de estructuras.

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

Los coeficientes de perfil de suelo, denominados F_a , F_d y F_s , son factores de modificación utilizados en la ingeniería sísmica para ajustar la respuesta espectral de un sitio de acuerdo con las características del suelo. Estos coeficientes permiten tener en cuenta cómo las propiedades del terreno influyen en la amplificación o atenuación de las ondas sísmicas. De esta manera, se mejora la precisión en el diseño estructural frente a eventos sísmicos.

2.10.4.1. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto (F_a).

El coeficiente F_a es un factor de amplificación espectral aplicado a las aceleraciones del terreno para períodos cortos, generalmente en el rango de 0.1 a 0.3 segundos. Su función principal es ajustar la respuesta espectral considerando la tendencia de los suelos blandos a amplificar las aceleraciones sísmicas de alta frecuencia. El valor de F_a se determina en función del tipo de suelo y de la aceleración de diseño esperada en el sitio, según lo establecido en la Tabla 3 de la NEC.

Tabla 6.

Tipo de suelo y Factores de sitio F_a .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 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	0.85
F	Clasificación de los perfiles de suelo de la Tabla 2 y la sección 10.5.4 de la NEC-SE-DS					

Nota. “Tipo de suelo y Factores de sitio F_a ” tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015).

2.10.4.2. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (F_d).

El coeficiente F_d es un factor de modificación aplicado a las aceleraciones del terreno para períodos intermedios, típicamente alrededor de 1 segundo. Este coeficiente considera la respuesta del suelo en un intervalo de períodos que resulta crítico para estructuras que presentan frecuencias naturales de vibración en ese rango. Al igual que F_a , el valor de F_d depende de la clasificación del perfil de suelo y de las condiciones sísmicas locales, y su

determinación se realiza a partir de los valores indicados en la Tabla 4 de la NEC.

Tabla 7

Tipo de suelo y Factores de sitio F_d .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I 0.15	II 0.25	III 0.30	IV 0.35	V 0.40	VI ≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Clasificación de los perfiles de suelo de la Tabla 2 y la sección 10.5.4 de la NEC-SE-DS					

Nota. “Tipo de suelo y Factores de sitio F_d ” tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015).

2.10.4.3. Comportamiento no lineal de los suelos (F_s).

Por su parte, el coeficiente F_s corresponde a un factor de amplificación espectral para períodos largos, generalmente mayores a 1 segundo. Este coeficiente ajusta la respuesta espectral para capturar la amplificación de ondas sísmicas de baja frecuencia en suelos blandos, lo cual resulta especialmente relevante para estructuras altas y flexibles, como torres o edificios de gran altura. El valor de F_s se establece considerando el tipo de suelo y la aceleración sísmica del sitio.

Tabla 8.

Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I 0.15	II 0.25	III 0.30	IV 0.35	V 0.40	VI ≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75

B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Clasificación de los perfiles de suelo de la Tabla 2 y la sección 10.5.4 de la NEC-SE-DS					

Nota. “Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s ” tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015).

En conjunto, los coeficientes F_a , F_d y F_s constituyen herramientas esenciales en el diseño sísmico, ya que permiten adaptar los análisis estructurales a las condiciones reales del terreno. Su correcta aplicación garantiza un comportamiento más seguro de las construcciones frente a los efectos dinámicos de un sismo, contribuyendo a la protección de la vida humana y la integridad de las obras.

2.10.5. Ecuaciones del espectro de respuesta elástico.

El espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones se determina generalmente mediante una fórmula que integra varios factores fundamentales que influyen en la respuesta sísmica de una estructura. De manera simplificada, esta fórmula puede expresarse como:

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a; \text{ Para } 0 \leq T \leq T_c$$

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

Donde:

η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado

Esta expresión representa la base para el desarrollo de los espectros de diseño en normativas sísmicas como la NEC-SE-DS. La fórmula puede adaptarse y volverse más específica dependiendo de la zona sísmica, el tipo de suelo, el nivel de riesgo sísmico y otros parámetros establecidos en las regulaciones de diseño estructural.

Tabla 9.

Valores de la razón espectral.

η	REGIÓN
1.80	Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
2.48	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
2.60	Provincias del Oriente

Nota. “Valores de la razón espectral” tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015).

Donde:

r : Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

Tabla 10.

Factor r usado en el espectro de diseño elástico.

$r = 1$	Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
$R = 1.5$	Para tipo de suelo E

Nota. “Factor r cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto” tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015).

2.10.6. Configuración y regularidad estructural

La configuración y regularidad estructural se refiere a la forma geométrica, distribución de masas, rigideces y elementos resistentes de una edificación, tanto en planta como en elevación. De acuerdo con la NEC-15, una estructura regular presenta una distribución uniforme que permite que las fuerzas sísmicas se repartan de manera equilibrada, reduciendo la aparición de torsiones no deseadas y evitando concentraciones excesivas de demanda. Por el contrario, las irregularidades pueden generar aumentos significativos de desplazamientos, esfuerzos y daños, afectando el desempeño sísmico global del sistema.

La normativa establece criterios para identificar irregularidades en planta (como formas en L, T, U, retranqueos o asimetrías pronunciadas) y en elevación

(como pisos blandos, discontinuidades de elementos verticales, variaciones abruptas de masa o rigidez y columnas cortas). Mantener la regularidad estructural es un principio clave del diseño sismorresistente, ya que permite que el edificio responda en forma predecible y dúctil ante un evento sísmico.

2.10.7. Categoría de edificio y coeficiente de importancia.

El coeficiente de importancia (I) busca incrementar las exigencias sísmicas en edificios cuya función o valor estratégico requiere que se mantengan operativos o sufran daños mínimos durante y después de un sismo (NEC-SE-DS, 2015). Esto resalta la importancia no solo de garantizar la integridad estructural, sino también la operatividad post-sísmica de dichas edificaciones. (NEC SE-DS, 2015).

Tabla 11

Categoría de utilización, propósito e importancia de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, centros de emergencia sanitaria, instalaciones de seguridad pública, torres de control aéreo, centros de telecomunicaciones, estructuras eléctricas, depósitos de sustancias anti-incendio o peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros que alberguen >300 personas, estructuras que alberguen >5000 personas, edificios públicos de operación continua.	1.3
Otras estructuras	Edificaciones que no clasifican en las categorías anteriores.	1

Nota. Tomado de (NEC-SE-DS, 2015, p. 39).

2.10.8. Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R.

La metodología de diseño resalta la necesidad de crear zonas de debilidad controlada donde se permita la falla localizada bajo eventos sísmicos severos,

protegiendo así la integridad general de la estructura. En el caso de sistemas estructurales dúctiles, los valores de R se presentan a continuación:

Tabla 12

Coefficiente R para sistemas estructurales dúctiles y de ductilidad limitada.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas duales (pórticos especiales de hormigón armado con muros o diagonales rigidizadoras)	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. Adaptado de la Tabla 15 y 16 de (NEC-SE-DS, 2015, pp. 64-65).

2.10.9. Límites permisibles de las derivas de los pisos.

Según la NEC-SE-DS (2015), la deriva de piso para edificaciones de hormigón armado, estructuras metálicas o de madera no debe exceder el 2% del total de la altura de piso, siguiendo también lo estipulado en la sección 6.3.9 de la norma.

2.10.10. Control de la deriva de piso (derivadas inelásticas máximas de piso ΔM).

El control de deriva de piso se refiere a la limitación de los desplazamientos laterales relativos entre dos niveles consecutivos de una estructura durante un evento sísmico, considerando el comportamiento inelástico del edificio. La deriva inelástica máxima de piso (ΔM) representa la deformación lateral máxima permitida bajo cargas sísmicas, una vez descontado el efecto de las fuerzas de diseño reducidas por el factor de comportamiento sísmico (R). La deriva máxima inelástica por piso se calcula con la fórmula:

$$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$$

Donde:

ΔM = Deriva máxima inelástica.

ΔE = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

R = Factor de reducción de resistencia.

Tomando en cuenta que:

$$\Delta M < \Delta M \text{ máxima}$$

El control de esta deriva permite evitar daños excesivos en elementos no estructurales, preservar la funcionalidad de la edificación y prevenir colapsos locales o globales.

2.10.10.1 Cortante basal de diseño.

El cortante basal es la fuerza total de corte horizontal que actúa en la base de una estructura como resultado de la acción sísmica. Representa la suma de las fuerzas inerciales generadas por las masas de todos los niveles superiores durante un sismo. Se calcula aplicando un análisis sísmico estático o dinámico, y su magnitud depende de la masa total del edificio, la aceleración sísmica esperada y las propiedades dinámicas de la estructura. El cortante basal es fundamental para dimensionar correctamente los elementos estructurales de la base y su sistema de cimentación.

$$V = \frac{I \cdot Sa \cdot (Ta)}{\phi_p \cdot \phi_E \cdot \phi_P}$$

Donde:

Sa (Ta): Espectro de diseño en aceleración.

ϕP y ϕE: Coeficientes de configuración en planta y elevación.

I: Coeficiente de importancia.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

V: Cortante basal total de diseño W Carga sísmica reactiva.

Ta: Período de vibración.

2.10.11. Período de vibración *T*.

El período de vibración es el tiempo que tarda una estructura en completar un ciclo completo de oscilación libre (ida y regreso a su posición inicial) tras una perturbación. En términos sísmicos, representa la respuesta dinámica fundamental del edificio. Depende de la rigidez (rigidez lateral) y de la masa de la estructura. Se expresa en segundos (s), y se usa para determinar las fuerzas sísmicas aplicables según los espectros de diseño. Un período corto indica una estructura rígida, mientras que un período largo refleja una estructura flexible.

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

Dónde:

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio.
 h_n^α = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.
 T = Período de vibración.

Para:

Tabla 13

Coeficiente C_t y α de acuerdo con 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
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras.	0.05	0.90
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros y mampostería estructurales.	0.055	0.75

Nota. Tomado de (NEC-SE-DS, 2015, p. 62).

2.10.12. Configuración Estructural

La configuración estructural hace referencia a la forma, distribución espacial y características geométricas de los elementos estructurales de un edificio (pórticos, muros, diafragmas, fundaciones, etc.). Incluye aspectos como la regularidad en planta y en altura, la simetría, la continuidad de los elementos resistentes y la distribución de masas y rigideces. Una buena configuración estructural, regular y simétrica, permite una respuesta sísmica más favorable, minimizando torsiones no deseadas y concentraciones de esfuerzos, mientras que una mala configuración puede generar comportamientos inesperados o colapsos parciales.

2.11. TÉCNICAS DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL PARA HORMIGÓN ARMADO.

El reforzamiento estructural comprende un conjunto de técnicas destinadas a restaurar, mantener o incrementar la capacidad resistente de elementos estructurales existentes. La selección del método adecuado depende de múltiples factores, entre los que destacan: el tipo y magnitud del déficit estructural identificado, las condiciones de accesibilidad, los requerimientos arquitectónicos, la relación costo-beneficio y la factibilidad constructiva (ACI 562-19, 2019). Las técnicas de reforzamiento se pueden clasificar en tres categorías principales:

2.11.1. Reforzamiento por Aumento de Sección

Consiste en incrementar las dimensiones transversales del elemento estructural mediante la adición de nuevos materiales, típicamente hormigón armado. Esta técnica mejora simultáneamente la resistencia a flexión, corte y compresión axial.

2.11.2. Reforzamiento por Confinamiento Externo

Utiliza materiales de alta resistencia aplicados externamente para confinar el núcleo de hormigón, mejorando principalmente la ductilidad y capacidad a compresión. Incluye el uso de fibras (FRP) y encamisados de acero.

2.11.3. Reforzamiento por Adición de Elementos

Implanta nuevos elementos estructurales (muros, contrafuertes, sistemas de arriostramiento) que complementan el sistema resistente existente, redistribuyendo las cargas.

2.12. ENCAMISADO DE HORMIGÓN ARMADO

El encamisado con hormigón armado es una técnica de reforzamiento por aumento de sección que consiste en incrementar las dimensiones transversales de un

elemento estructural existente (generalmente columnas y vigas) mediante la colocación de un nuevo recubrimiento de hormigón reforzado con acero longitudinal y transversal. Esta nueva capa trabaja de forma compuesta con la sección original, incrementando significativamente su capacidad resistente (ACI 440.2R-17, 2017).

2.12.1. Principio fundamental

La efectividad del sistema depende de la transferencia de esfuerzos cortantes entre la superficie existente y el nuevo hormigón, garantizada mediante un tratamiento adecuado de la interfase y, en muchos casos, la instalación de conectores mecánicos o barras de anclaje. Sus aplicaciones típicas incluyen:

Columnas con déficit de capacidad axial: Para estructuras que requieren soportar cargas verticales adicionales.

Elementos con insuficiencia a flexo-compresión: Cuando se necesita mayor resistencia a momentos flectores combinados con carga axial.

Refuerzo contra cortante: Aumento de la resistencia al corte mediante mayor sección transversal y nuevo refuerzo transversal.

Mejora de ductilidad: El nuevo confinamiento proporcionado por los estribos incrementa la capacidad de deformación plástica.

2.12.2. Proceso Constructivo

2.12.2.1. Preparación de la superficie

La preparación inicial constituye uno de los pasos más críticos para asegurar la adecuada adherencia entre el concreto existente y el nuevo material del encamisado. Consiste en realizar una limpieza exhaustiva para eliminar polvo, grasas, recubrimientos deteriorados y partículas sueltas que puedan comprometer la unión. Posteriormente se efectúa un picado superficial hasta alcanzar una rugosidad mínima de 6 mm, permitiendo exponer parte del agregado grueso sin dañar el núcleo estructural. Antes de la aplicación del nuevo hormigón, la superficie debe permanecer ligeramente humectada,

evitando saturación para no afectar la efectividad de los adhesivos y del proceso de adherencia mecánica y química.

2.12.2.2. Instalación de anclajes de cortante

En esta etapa se incorporan barras de conexión que permiten transmitir esfuerzos de cortante entre el elemento existente y el encamisado. Para ello se realiza la perforación e instalación de barras (generalmente entre Ø10 y Ø16 mm), asegurando una profundidad de anclaje equivalente a 8–10 diámetros de la barra, según buenas prácticas de anclaje. Se emplean adhesivos epóxicos o morteros de anclaje, cuidando que sean compatibles con superficies húmedas. Las barras se disponen según un patrón típico de 300–500 mm en ambas direcciones, garantizando una conexión uniforme y efectiva a lo largo del perímetro del elemento.

2.12.2.3. Armado del refuerzo

El reforzamiento del encamisado se ejecuta mediante la colocación de barras longitudinales (Ø12–Ø25 mm) que incrementan la capacidad axial y flexional del elemento. Dichas barras deben tener continuidad a través de los entrepisos o losas para asegurar la transmisión adecuada de esfuerzos. Se instalan además estribos cerrados (Ø8–Ø12 mm) con ganchos de 135°, siguiendo los requisitos de confinamiento del ACI 318 y la NEC. Se debe cumplir un recubrimiento mínimo de 40 mm y un espaciamiento de estribos acorde a las zonas críticas del elemento (mayor confinamiento en los primeros tercios de la altura).

2.12.2.4. Encofrado

El encofrado debe garantizar la forma final del encamisado y contener adecuadamente el hormigón fresco. Para ello se instalan moldes con juntas herméticas, aplicando un desmoldante no contaminante que facilite su retiro sin afectar la superficie final. En caso necesario, se utiliza un sistema de apuntalamiento para mantener la estabilidad durante el vaciado. El diseño

del encofrado debe prever ventanas de inspección y llenado, así como el acceso del vibrador, permitiendo controlar la calidad del proceso durante la colocación del hormigón.

2.12.2.5. Colocación del hormigón

El hormigón utilizado debe presentar alta trabajabilidad (asentamiento entre 150 y 200 mm) para permitir su adecuada colocación en un espacio reducido alrededor del elemento existente. Es recomendable el uso de hormigones de retracción compensada o con fibras, especialmente en encamisados de grandes alturas. El vaciado debe ser continuo para evitar juntas frías y acompañado de un vibrado completo que elimine oclusiones de aire. Se debe controlar que la temperatura del hormigón se mantenga en el rango 10–30°C, evitando segregación y garantizando condiciones óptimas de fraguado.

2.12.2.6. Curado

El curado adecuado es esencial para alcanzar la resistencia y durabilidad esperadas. Se recomienda un curado húmedo mínimo de 7 días, siendo críticos los primeros 3 días, donde el concreto es más vulnerable a pérdidas de humedad y variaciones térmicas. En zonas inaccesibles se emplean membranas de curado, y debe evitarse el desencofrado prematuro (menos de 3 días) para no comprometer la integridad del encamisado. La protección contra temperaturas extremas también es indispensable para evitar fisuración temprana.

2.12.2.7. Acabado y mantenimiento

Finalmente, se procede al retiro cuidadoso del encofrado para verificar que no existan desprendimientos o fallas superficiales. Se corrigen defectos menores, tales como oquedades o zonas con nido de grava. De ser necesario, se aplican recubrimientos o protecciones superficiales que mejoren la durabilidad frente a agentes ambientales. La etapa concluye con una

inspección visual final para garantizar adherencia, continuidad del refuerzo y correcta ejecución del encamisado.

2.12.3. Diseño Estructural del Encamisado

2.12.3.1. Capacidad Axial Incrementada

La nueva capacidad axial se calcula considerando la contribución combinada:

$$\phi P_n = 0.80\phi[0.85f'_{c1}A_{c1} + f_{y1}A_{s1} + 0.85f'_{c2}A_{c2} + f_{y2}A_{s2}]$$

Donde:

- f'_{c1}, f'_{c2} : resistencias del hormigón existente y nuevo
- A_{c1}, A_{c2} : áreas de hormigón existente y nuevo
- f_{y1}, f_{y2} : esfuerzos de fluencia del acero existente y nuevo
- A_{s1}, A_{s2} : áreas de acero existente y nuevo

2.12.3.2. Capacidad a Flexión Mejorada

El momento resistente se incrementa significativamente debido a:

- Mayor brazo de palanca del nuevo acero longitudinal
- Mayor área de compresión del hormigón adicional
- Contribución del acero existente que puede pasar de compresión a tracción

2.12.3.3. Resistencia al Corte Aumentada

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s)$$

Con:

- V_c : contribución del hormigón (ambas secciones)
- V_s : contribución del acero de estribos (existente + nuevo)

2.12.4. Ventajas y Limitaciones

2.12.4.1. Ventajas:

- **Alto incremento de capacidad:** Mejora simultáneamente resistencia axial, flexional y al corte
- **Excelente durabilidad:** Utiliza materiales convencionales con comportamiento conocido
- **Resistencia al fuego:** Mantiene las propiedades del hormigón convencional
- **Compatibilidad de deformaciones:** Coeficiente de expansión térmica similar al sustrato
- **Costos relativamente bajos:** Materiales de fácil disponibilidad local

2.12.4.2. Limitaciones:

- **Reducción de espacio útil:** Disminuye áreas libres en planta
- **Peso adicional:** Incrementa cargas gravitacionales sobre cimentación
- **Interrupción prolongada del uso:** Tiempos de construcción y curado considerables
- **Complejidad constructiva:** Requiere mano de obra especializada
- **Impacto arquitectónico:** Modifica dimensiones y apariencia del elemento

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA

3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN

3.1.1. Tipo.

La investigación se clasifica como de tipo aplicado (Hernández et al., 2014), ya que su objetivo principal es resolver un problema concreto de ingeniería estructural. Este consiste en evaluar la capacidad resistente de una vivienda existente tras una ampliación y proponer una solución técnica de reforzamiento para garantizar su seguridad. El estudio se fundamenta en el uso práctico del conocimiento científico y normativo vigente, empleando el software ETABS para modelar la estructura y analizar su comportamiento bajo las combinaciones de carga gravitacional y sísmica estipuladas por la normativa ecuatoriana NEC-15. De esta manera, se busca aplicar metodologías y criterios de diseño establecidos (ACI 318, NEC-SE-DS) para transformar una situación real y mejorar la seguridad estructural de la edificación intervenida.

3.1.2. Nivel.

La investigación se desarrolla en el **nivel explicativo** (Chopra, 2017), ya que trasciende la mera descripción del estado de la estructura para identificar las causas del déficit estructural y establecer las relaciones de causa-efecto entre la adición de un segundo piso y la respuesta mecánica del sistema existente. Este nivel implica analizar e interpretar el comportamiento estructural mediante modelos numéricos y evidencias técnicas, con el fin de formular una propuesta de reforzamiento que solucione los problemas identificados. Así, el estudio cumple con el propósito fundamental de la investigación explicativa en ingeniería: intervenir con propuestas de mejora prácticas y normativas, sustentadas en evidencia técnica (Delgado & Pérez, 2019).

3.2. MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

3.2.1. Método.

Según Faneite (2023), el método adecuado para este estudio es el cuantitativo–experimental, debido a que permite establecer relaciones de causa y efecto entre las variables estructurales, específicamente cómo la incorporación de un segundo piso influye en el desempeño de una edificación existente. Este enfoque implica modificar las condiciones del modelo estructural —variable independiente— y analizar la respuesta resultante en términos de esfuerzos, deformaciones y desplazamientos —variable dependiente— mediante análisis numéricos y simulaciones computacionales que proporcionan datos objetivos y reproducibles. En este contexto, el presente trabajo desarrolla primero el levantamiento técnico de la edificación actual, para posteriormente construir un modelo estructural en el software ETABS, en el cual se simulan distintos escenarios: el estado actual, la condición con el segundo piso proyectado y la propuesta de reforzamiento estructural. A cada escenario se le aplican cargas gravitacionales y sísmicas siguiendo los lineamientos de normas vigentes como ACI 318 (2019), ASCE/SEI 7 (2022) y la NEC-SE-DS (2015), permitiendo evaluar comparativamente la respuesta estructural y validar la efectividad del sistema de reforzamiento planteado.

3.2.2. Enfoque.

El enfoque metodológico del presente estudio es cuantitativo, dado que se basa en la recolección y análisis de datos medibles para evaluar la seguridad estructural. Según Vizcaíno (2023), este enfoque permite representar fenómenos físicos mediante variables numéricas que pueden ser analizadas estadística y computacionalmente. En este caso, se cuantifican parámetros como secciones de los elementos estructurales, propiedades de los materiales (resistencia del concreto, módulo de elasticidad, entre otros), cargas gravitacionales y sísmicas, desplazamientos, fuerzas internas y factores de seguridad.

Los resultados se interpretan con base en comparaciones entre el modelo original y las diferentes alternativas de reforzamiento estructural, a fin de determinar la solución más eficiente y viable. Este enfoque permite sustentar la

propuesta con datos concretos que respaldan su factibilidad técnica y cumplimiento normativo, ofreciendo así una base sólida para la toma de decisiones estructurales (Creswell & Creswell, 2018).

3.2.3. Diseño.

El diseño de la investigación corresponde a un enfoque experimental aplicado a modelos numéricos, ya que permite reproducir de manera controlada las condiciones reales del sistema estructural intervenido. Según Gavilánez (2021), el diseño experimental constituye una estrategia metodológica orientada a establecer relaciones de causalidad mediante la manipulación deliberada de variables bajo condiciones controladas, lo que incrementa la validez interna de los resultados. En ingeniería estructural, este enfoque se materializa a través de la generación de modelos computacionales que posibilitan analizar el comportamiento de la estructura frente a distintos escenarios de carga y alternativas de reforzamiento.

En el presente estudio, la estructura existente será modelada con sus propiedades actuales; posteriormente, se evaluará su desempeño tras la incorporación del segundo piso y, finalmente, se implementará en el modelo la propuesta de reforzamiento para comparar su efectividad. Este diseño permite validar cuantitativamente que la intervención mejora la capacidad resistente y satisface los límites de servicio establecidos en las normativas vigentes, mientras que la experimentación virtual ofrece un entorno seguro para evaluar múltiples soluciones antes de su aplicación en obra, optimizando recursos y aumentando la confiabilidad del diseño (Mogollón & Gutiérrez, 2020).

3.3. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO

3.3.1. Población.

Según Arias y Covinos (2021), la población en un estudio de investigación se define como el conjunto total de unidades de análisis que poseen características comunes y que son objeto de estudio. En el contexto del presente trabajo, la población está conformada por todas las edificaciones de uno o dos pisos construidas con hormigón armado en el cantón La Libertad, que han sido objeto de

ampliaciones estructurales, particularmente mediante la adición de un segundo nivel sin estudios previos de capacidad estructural. Estas estructuras representan un segmento significativo del parque habitacional del cantón y constituyen un riesgo potencial en caso de eventos sísmicos si no se evalúa correctamente su comportamiento.

La elección de este grupo responde a la necesidad de atender una problemática frecuente en zonas urbanas y suburbanas del Ecuador, donde muchas viviendas crecen verticalmente sin un análisis técnico adecuado. Esto puede comprometer la seguridad estructural y la integridad de sus ocupantes, lo que hace indispensable estudiar casos representativos que permitan elaborar propuestas de reforzamiento eficientes (Arias & Covinos, 2021).

3.3.2. Muestra.

Arias y Covinos (2021) afirman que la muestra consiste en un subconjunto representativo de la población, seleccionado con el propósito de generalizar conclusiones sin necesidad de estudiar a todos los elementos. En este estudio, la muestra corresponde a una vivienda específica de dos pisos ubicada en el cantón La Libertad, la cual fue inicialmente construida como estructura de un solo nivel y posteriormente ampliada. Esta edificación fue elegida por presentar condiciones estructurales típicas del contexto local, tales como el uso de elementos portantes de hormigón armado sin revisión estructural posterior a la ampliación.

El caso seleccionado permite aplicar un análisis detallado desde el levantamiento de datos hasta la simulación estructural y la propuesta de intervención. Esta muestra constituye un ejemplo representativo y replicable en términos metodológicos para otras edificaciones similares del entorno urbano de la zona costera ecuatoriana, donde el crecimiento habitacional no planificado es común.

3.3.3. Muestreo.

El muestreo, de acuerdo con Hernández y Mendoza (2018), es el proceso que permite seleccionar de forma adecuada las unidades de análisis que formarán parte de la muestra, con el fin de garantizar que los resultados obtenidos sean

válidos, confiables y extrapolables. En el presente estudio se emplea un muestreo no probabilístico de tipo intencional o por conveniencia, ya que se selecciona una vivienda accesible y representativa que cumple con las condiciones necesarias para el análisis estructural propuesto.

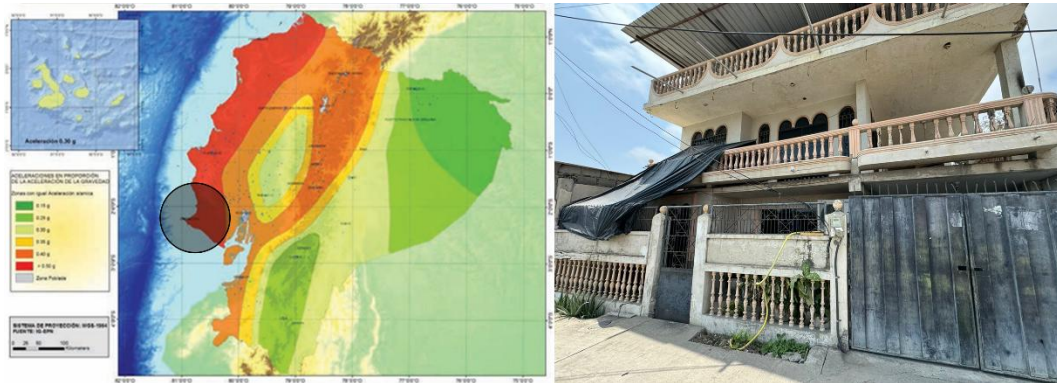
La vivienda seleccionada fue identificada mediante observación directa en un sector residencial del cantón La Libertad, donde se ha registrado un patrón frecuente de ampliaciones estructurales informales. La elección de esta muestra responde también a criterios técnicos como el tipo de material (hormigón armado), la existencia de planos arquitectónicos preliminares y el acceso para realizar levantamientos estructurales in situ. Esta estrategia metodológica facilita el desarrollo de un estudio profundo y detallado que pueda servir como guía técnica para futuros casos similares en la región (Hernández & Mendoza, 2018).

3.4. UBICACIÓN Y SECTOR DE ESTUDIO

La vivienda analizada se ubica en el cantón La Libertad, provincia de Santa Elena, Ecuador, una zona caracterizada por un crecimiento habitacional progresivo donde numerosas edificaciones residenciales han sido ampliadas de manera empírica, especialmente mediante la construcción de segundos pisos sin una verificación técnica estructural previa. Esta práctica común ha incrementado la vulnerabilidad de muchas viviendas frente a eventos sísmicos y a cargas no contempladas en sus diseños originales. El caso de estudio se enfoca en una edificación de dos niveles construida en hormigón armado, seleccionada por su accesibilidad, representatividad y coherencia con los objetivos de la investigación. A través de su análisis se busca desarrollar una propuesta de reforzamiento estructural que no solo optimice el desempeño de esta vivienda en particular, sino que también pueda servir como referencia aplicable a edificaciones similares dentro del entorno urbano del cantón.

Figura 3.

Fotografía de la vivienda en estudio – Ubicada en el cantón La Libertad



3.5. METODOLOGÍA DEL O.E.1.: REALIZAR UN LEVANTAMIENTO TÉCNICO DE LAS CONDICIONES ACTUALES DE LA VIVIENDA, INCLUYENDO DIMENSIONES, MATERIALES Y CARGAS APLICADAS, PARA EL MODELADO ESTRUCTURAL

Dado que la vivienda fue construida hace aproximadamente 40 años mediante autoconstrucción y sin supervisión profesional, la inspección visual constituye una etapa clave para identificar las condiciones actuales del sistema estructural. Durante el levantamiento se reconocieron los elementos principales de la estructura: columnas, vigas, losas nervadas y muros de cerramiento. Asimismo, se observaron fisuras no estructurales, desprendimiento de recubrimiento en zonas puntuales y signos de corrosión superficial en las armaduras expuestas, condiciones coherentes con la antigüedad de la edificación y su ubicación costera, donde la agresividad ambiental acelera la degradación de materiales (Ramírez & Torres, 2019).

3.5.1. Datos generales de la edificación

En esta etapa se recopila y sistematiza la información básica de la estructura existente, con el fin de contextualizar el diseño del reforzamiento. Para ello se realizará:

3.5.1.1. Identificación y localización:

Se registrará la dirección exacta de la edificación, parroquia, cantón y provincia, así como su entorno inmediato (edificaciones vecinas, tipo de uso del sector, condiciones de accesibilidad).

3.5.2. Dimensiones y Configuración Geométrica

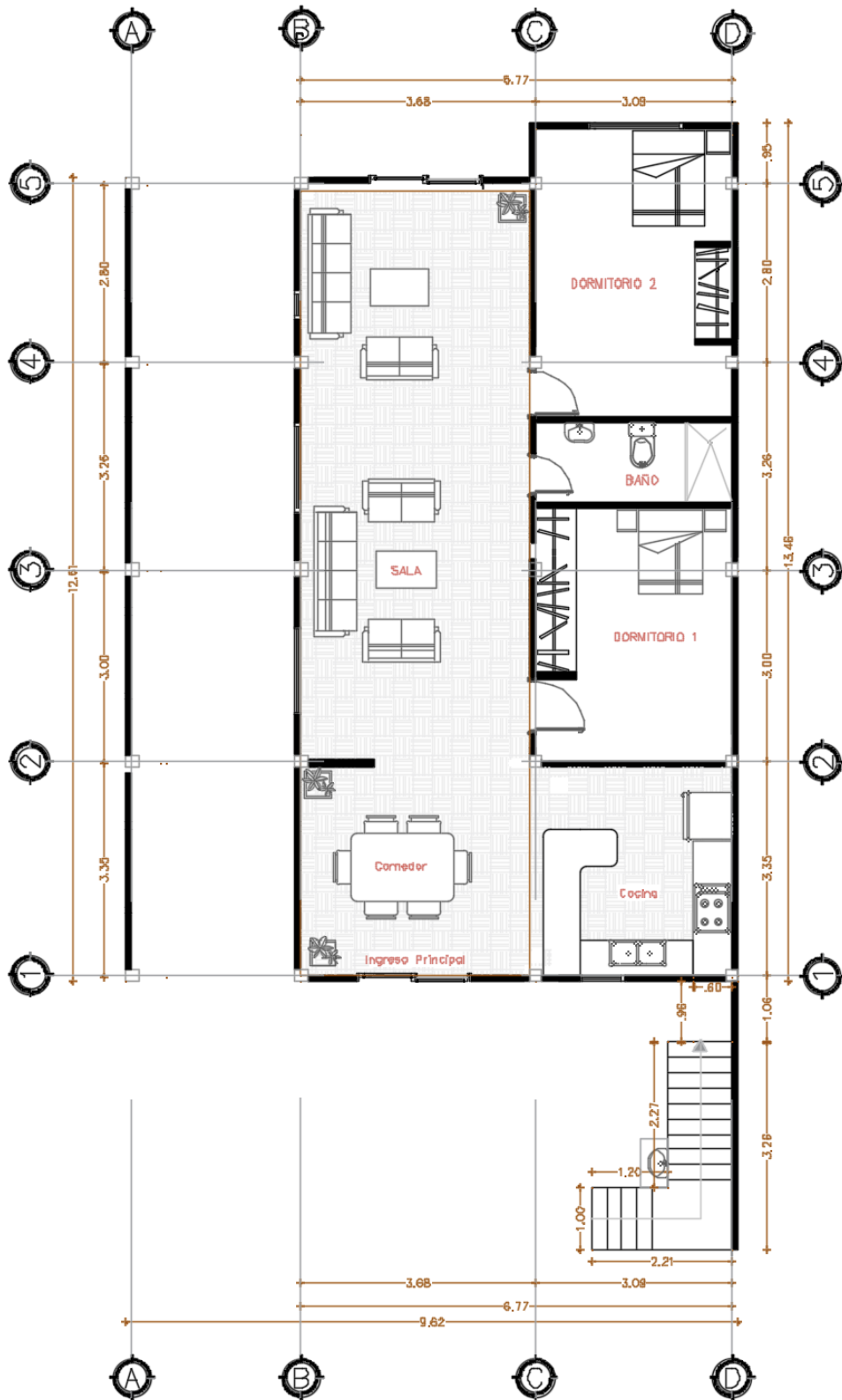
Las dimensiones de los elementos estructurales fueron medidas directamente en campo mediante herramientas de levantamiento manual (vincha, nivel y medidor láser), lo que permitió obtener valores precisos y representativos de la geometría real de la vivienda.

3.5.2.1. Planos arquitectónicos y estructurales

Los planos levantados in situ mediante observación directa, medición y verificación empírica, permiten representar con precisión la configuración física de la vivienda. Se describen a continuación los principales planos obtenidos, junto con sus especificaciones técnicas más relevantes.

Figura 4.

Vista en Planta Arquitectónica – Planta Baja



El plano de planta baja representa el primer nivel de la edificación existente y es fundamental para el análisis estructural del proyecto, ya que constituye la base sobre la cual se plantea el refuerzo y la futura construcción del segundo piso.

Distribución espacial y funcional:

Ingreso principal: ubicado en el eje B1, da acceso directo a la zona de comedor, integrando de forma inmediata la circulación hacia la sala y el resto de los espacios.

Zonas sociales:

- Comedor: espacio frontal con mobiliario para seis personas.
- Sala: ubicada en el centro, permite articulación entre espacios públicos y privados.

Zonas privadas:

- Dormitorio 1: ubicado entre los ejes C2-C3 y D2-D3.
- Dormitorio 2: ubicado en el eje C4-C5 y D4-D5.

Servicios:

- Cocina: en el cuadrante inferior derecho (C1-D1).
- Baño: entre Dormitorio 1 y 2, con acceso desde el pasillo.

Circulación vertical:

- Escalera recta: ubicada en el eje D1, conecta con el segundo nivel, de desarrollo lineal y dos tramos con descanso intermedio.
- Ancho de escalera: 1.00 m.
- Altura de peldaños y proporción: adecuada para uso residencial.
- Espacio bajo escalera utilizado parcialmente para ingreso o almacenamiento.

Especificaciones técnicas destacadas:

Dimensiones generales:

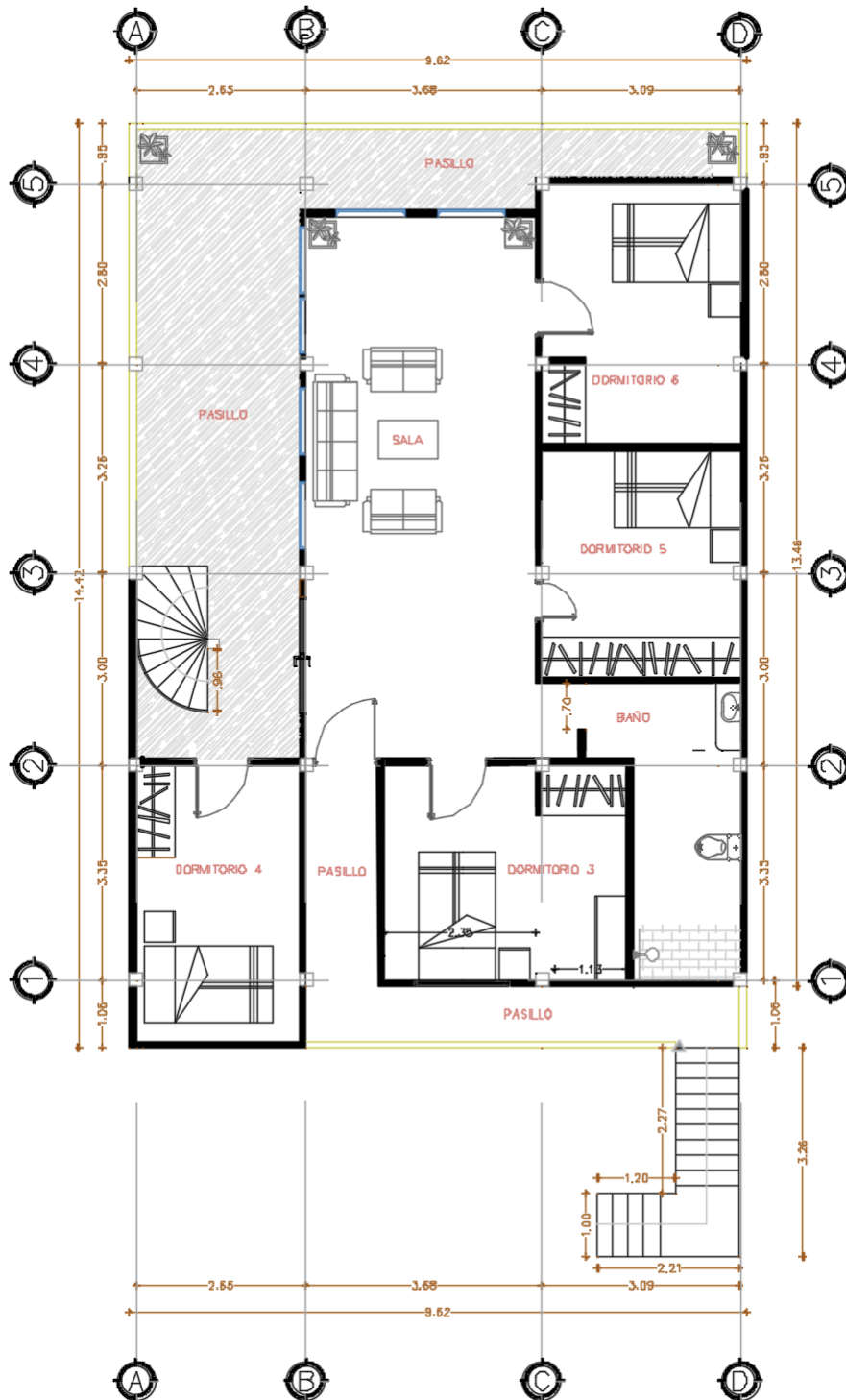
- Ancho total: 6.77 m (entre ejes B y D).
- Profundidad total: 13.46 m (entre ejes 1 y 5 más exceso).
- Módulos estructurales: 3.69 m y 3.09 m en sentido transversal.

Espesor de muros: 0.15 – 0.20 m, aptos para cargas verticales livianas. Se prevé su reforzamiento para soportar un segundo nivel.

Acabados y pisos: se infiere, por representación gráfica, el uso de piso cerámico o similar en toda la planta baja.

Figura 5.

Vista en Planta Arquitectónica – Primer Piso



El Primer piso corresponde al segundo nivel de la vivienda, propuesto como parte del proceso de intervención estructural. Su diseño se ajusta al esquema funcional del nivel inferior, con una distribución ordenada de dormitorios, pasillos

y zonas comunes. El plano muestra una estructura rectangular con núcleos de circulación vertical y horizontal bien definidos.

Especificaciones técnicas destacadas:

Distribución espacial:

- Dormitorios: Se observan al menos cuatro dormitorios ubicados en los cuadrantes noreste y suroeste.
- Pasillos: Articulan la circulación interna entre dormitorios, escaleras y baño.
- Sala: Situada en el centro, como espacio de encuentro familiar.
- Accesos y circulación vertical:
- Escalera en espiral (ubicada en el eje A2-A3), conecta directamente con el segundo piso.
- Escalera lineal en el eje D1-D2, funcional como acceso externo o secundario.

Dimensiones generales:

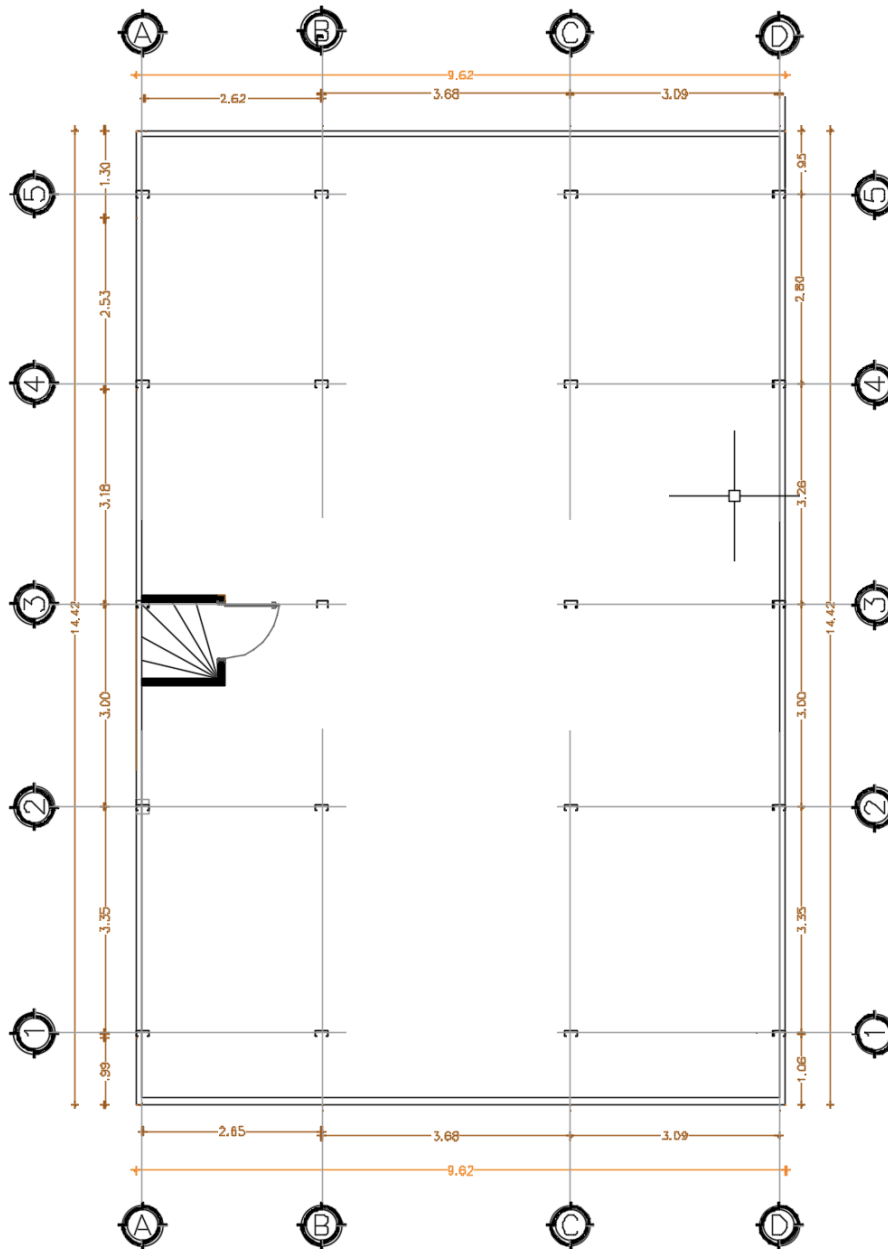
- Ancho total: 9,62 metros (entre ejes A y D).
- Profundidad total: aproximadamente 14,42 metros (entre ejes 1 y 5 más volado).
- Espesor de muros: Los muros perimetrales y divisorios principales son de aproximadamente 0.10 a 0.15 m, adecuados para mampostería portante no estructural en su estado actual.

Detalles constructivos:

- Se mantienen proporciones similares a planta baja, asegurando continuidad estructural.
- Los vanos para puertas y ventanas están estratégicamente ubicados para iluminación y ventilación cruzada.
- Las escaleras se apoyan en vigas perpendiculares al eje largo del edificio, lo cual influirá en el diseño estructural del refuerzo.

Figura 6.

Vista en Planta Arquitectónica – Segundo Piso



El plano de segundo piso representa el tercer nivel de la edificación existente y es fundamental para el análisis estructural del proyecto, ya que su construcción afectó la planta baja y el primer piso, debilitando las columnas.

Distribución espacial y funcional:

Zonas sociales:

- Azotea con libre acceso

Circulación vertical:

- Escalera recta: ubicada en el eje A3, conecta con el Primer nivel, de desarrollo lineal y dos tramos con descanso intermedio.
- Ancho de escalera: 1.00 m.

Especificaciones técnicas destacadas:

Dimensiones generales:

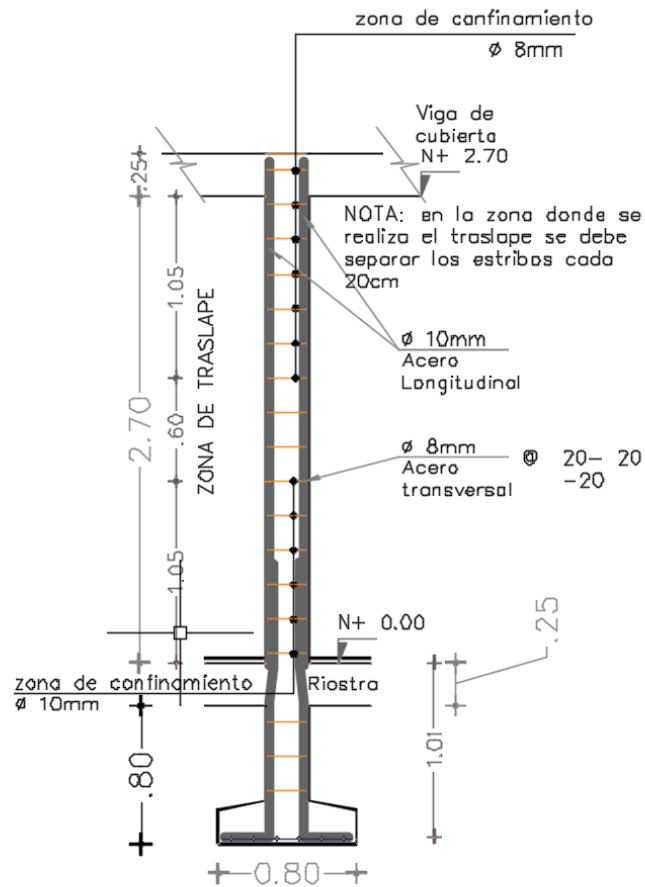
- Ancho total: 9.62 m (entre ejes A y D).
- Profundidad total: 14.42 m (entre ejes 1 y 5 más exceso).
- Módulos estructurales: 3.69 m y 3.09 m en sentido transversal.

Columnas de acero con cubierta metálica.

Acabados y pisos: No tiene cerámica, solo hormigón.

Figura 7.

Corte transversal de columnas

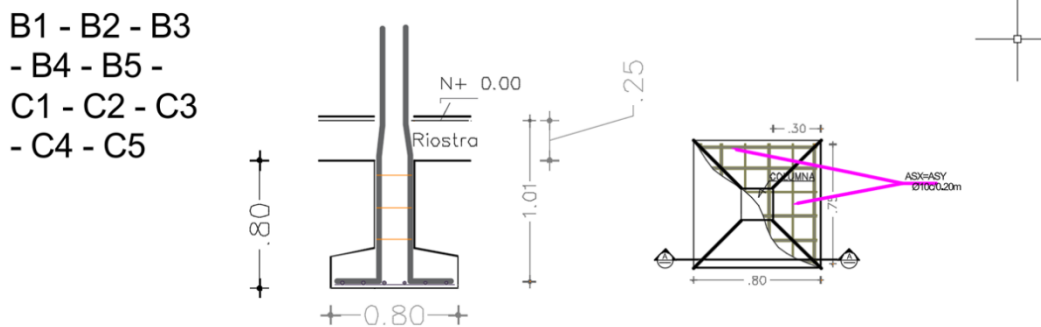


Esta sección transversal detalla la altura total de la estructura hasta la cubierta (aproximadamente 3.50 m), incluyendo cimentación, nivel cero y cubierta. El plano especifica las siguientes características:

- Recubrimientos de concreto: 2.5 cm (mínimo estructural).
- Altura libre interior: 2.70 m entre losas.
- Cimentación: representada en detalle a través de zapatas aisladas y columnas emergentes.

Figura 8.

Vista en planta – Zapata Aislada

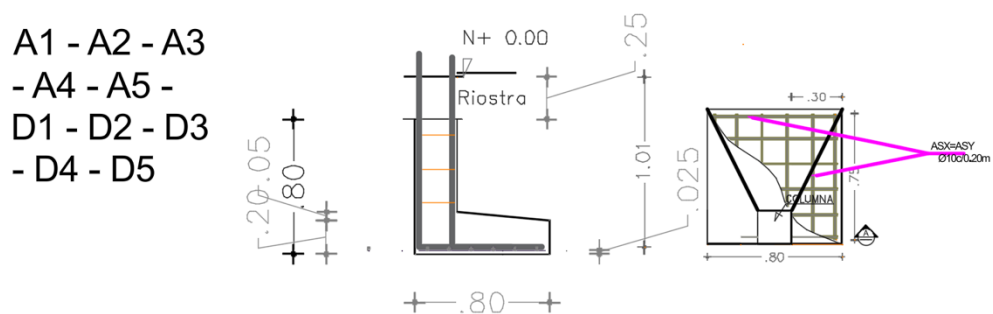


Este plano muestra una zapata cuadrada, armada con acero de $\varnothing 10$ mm a cada 20 cm en ambas direcciones (superior e inferior), sin replantillo.

- Tipo de zapata: Aislada.
- Revestimiento (recubrimiento): 2,5 cm.
- Nivel de cimentación: -0.80 m respecto al nivel cero.

Figura 9.

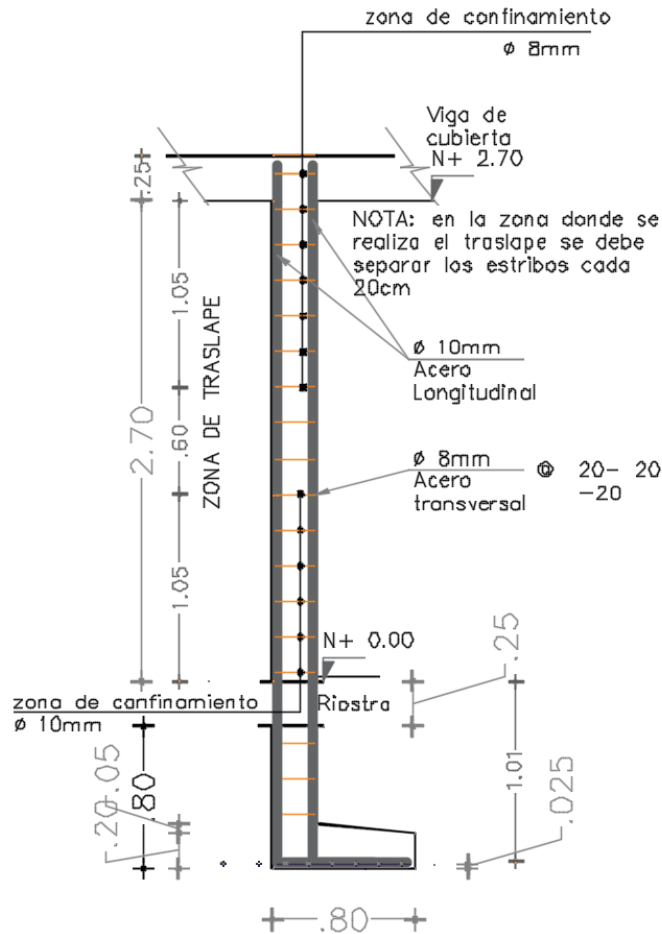
Vista en planta – Zapata Aislada



Diseñada para zonas con menor carga estructural o restricciones geométricas. Sus dimensiones reducidas reflejan una adaptación al espacio disponible o a la naturaleza de la carga sobre la columna correspondiente.

Figura 10.

Elevación – Desarrollo de Cimentación y Nivelación



Estas elevaciones representan la secuencia de niveles desde la cimentación hasta la cubierta. Se observa la disposición vertical de los estribos, el recubrimiento y la relación entre zapata, columna y losa.

- Espaciamiento de estribos: Ø8 mm cada 20 cm.
- Longitud de anclaje visible.
- Conformación de niveles: -0.80 m (cimentación), 0.00 m (nivel cero), +2.70 m (cubierta).

Importancia del Análisis de Planos

La representación gráfica y técnica de los planos es esencial para el desarrollo del modelo estructural en ETABS. Permite definir con precisión los elementos resistentes, cargas distribuidas, geometría de la edificación y condiciones de borde.

Tabla 14

Dimensiones y Especificaciones Constructivas

Elemento estructural	Dimensiones / Detalles
Columnas	20 cm × 20 cm
Vigas	20 cm × 25 cm – 20 cm × 20 cm
Losa nervada	Espesor total: 20 cm (15 cm losa + 5 cm piso)
Bloques de losa	20 cm × 40 cm
Altura de entrepisos	2.70 m

3.5.3. Especificaciones de Materiales y Detalle de Refuerzo

La información sobre la cantidad, ubicación y diámetro de las armaduras fue obtenida mediante escaneo de acero de refuerzo, lo cual permitió obtener una lectura confiable sin necesidad de realizar ensayos destructivos. El escaneo permitió identificar el refuerzo longitudinal y transversal en columnas, vigas y nervios de las losas. Además, con base en la condición superficial del concreto y en valores típicos de edificaciones antiguas de construcción empírica, se estimó una resistencia aproximada de **180 kg/cm²** (Pérez & Carrillo, 2018).

Tabla 15

Materiales y Detalle de Refuerzo

Elemento	Acero longitudinal	Acero transversal	Observación
Columnas	4 Ø 10 mm	Ø 8 mm c/20 cm	Acero expuesto y oxidado
Vigas	4 Ø 10 mm	Ø 8 mm c/20 cm	Sin ganchos sísmicos evidentes
Nervios losa	2 Ø 10 mm	Ø 8 mm (vinchas)	Losa tipo nervada con bloques

3.5.4. Cargas Aplicadas

Para el modelado estructural en ETABS se consideran las cargas muertas y cargas vivas según los criterios establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015). Las cargas muertas incluyen el peso propio del concreto, mampostería y acabados, mientras que las cargas vivas se asignan de acuerdo con el uso residencial de la edificación.

3.5.4.1. Carga muerta

Tabla 16.

Carga muerta primer piso

Segundo piso			
Piso cerámico (1 cm)	0.20 kN/m ² · cm	1 × 0.20	0,2
Cielo raso de yeso sobre listones	valor directo	—	0,2
Bloque hueco de hormigón (12 cm)	12 kN/m ³	0.12 m × 12	1,44
Revoque de mortero (3 cm totales)	18 kN/m ³	0.03 m × 18	0,54
Instalaciones sanitarias, eléctricas y fijas	valor estimado	0.30 - 0.50	0,4
TOTAL			2,78

Tabla 17.

Carga muerta segundo piso

Tercer piso			
Piso cerámico (1 cm)	0.20 kN/m ² · cm	1 × 0.20	0,2
Cielo raso de yeso sobre listones	valor directo	—	0,2
Bloque hueco de hormigón (12 cm)	12 kN/m ³	0.12 m × 12	1,44
Revoque de mortero (3 cm totales)	18 kN/m ³	0.03 m × 18	0,54
Instalaciones sanitarias, eléctricas y fijas	valor estimado	0.30 - 0.50	0,4
TOTAL			2,78

Tabla 18.

Carga muerta losa

ELEMENTO	VALOR NEC / GUÍA	CÁLCULO	kN/m²
Mortero de pendiente (3 cm)*	0,22 kN/m ² ·cm	3 × 0,22	0,66
Impermeabilización + protección ligera	valor estimado	—	0,5
Instalaciones sanitarias y eléctricas fijas	valor estimado	—	0,4

TOTAL ACABADOS LOSA CUBIERTA	1,56
-------------------------------------	-------------

3.5.4.2. Carga viva

USO	kN/m ²
Residencial (Piso 1)	2.00
Residencial (Piso 2)	2.00
Cubiertas no transitables	1.00
TOTAL	5.00

3.5.5. *Parámetros Sísmico-Estructurales para el Análisis*

Para la determinación de los parámetros sísmicos de diseño, se emplearon los criterios establecidos en el capítulo de Peligro Sísmico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015) y las directrices complementarias de la *Guía de evaluación y rehabilitación de estructuras*.

3.5.5.1. Zona Sísmica

Según la zonificación de la NEC, el cantón La Libertad, provincia de Santa Elena, se encuentra en una Zona de Sismicidad Muy Alta, con un coeficiente de zona $Z = 0.50$.

3.5.5.2. Tipo de Suelo y Coeficientes de Sitio

De acuerdo con los manuales técnicos nacionales (MIDUVI, 2016), se ha clasificado el suelo de cimentación como Tipo D (suelo blando). Los factores de sitio resultantes son:

$F_a = 1.12$ (para períodos cortos)

$F_v = 1.11$ (para períodos intermedios)

$F_s = 1.40$ (para períodos largos)

Para la región costa, se aplica un factor espectral $\eta = 1.8$.

3.5.5.3. Factor de Importancia (I)

Dado el uso residencial de la vivienda, se clasifica en la categoría "Otras estructuras", asignándole un factor de importancia $I = 1.00$ (NEC, 2015).

3.5.5.4. Factor de Reducción por Comportamiento Sísmico (R)

Para el sistema estructural identificado (pórticos de hormigón armado existente con características de ductilidad limitada), la NEC establece un factor de reducción $R = 3.00$, correspondiente a un Pórtico Ordinario de Hormigón Armado (OMF).

3.5.5.5. Irregularidad en Planta y Elevación

Cabe recalcar que la edificación en estudio presenta irregularidades tanto en planta como en elevación, debido a su proceso de ampliación y modificación. Este aspecto es fundamental para el análisis, ya que modifica la distribución de rigideces y masas, afectando su respuesta sísmica.

3.5.6. Documentación Fotográfica

Se registraron fotografías de todos los elementos estructurales visibles, con especial atención en columnas de planta baja, conexiones viga–columna, losas nervadas y zonas con refuerzo expuesto.

Figura 11.

Vista exterior vivienda de estudio



Nota. Elaboración propia.

3.6. METODOLOGÍA DEL O.E.2.: ANALIZAR LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LA EDIFICACIÓN MEDIANTE UN MODELO ESTRUCTURAL EN ETABS, APLICANDO LAS NORMAS ASCE, ACI Y NEC. PUEDES ESCRIBIR LA METODOLOGIA DEL OBJETIVO 2 XFAVOR DE LA TESIS.

3.6.1. Modelación estructural de la edificación existente

Para evaluar la capacidad resistente de la edificación, se desarrolló un modelo estructural tridimensional de la vivienda existente utilizando el software ETABS, considerando la geometría real, las propiedades mecánicas de los materiales y las condiciones de apoyo observadas durante el levantamiento técnico.

La estructura fue modelada como un sistema de pórticos de hormigón armado, conformado por columnas, vigas y losas, asignando secciones originales medidas en sitio. En particular, las columnas del primer nivel se modelaron con una sección transversal de 20×20 cm, correspondiente a la condición existente previa al reforzamiento.

Los elementos estructurales fueron idealizados mediante elementos tipo frame para vigas y columnas, y elementos tipo shell para las losas, asumiendo un comportamiento elástico lineal conforme a los criterios de análisis establecidos por

la ASCE/SEI 7-16 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC-SE-DS (2015).

3.6.2. Definición de materiales

Se asignaron propiedades de materiales de acuerdo con los resultados de inspección y ensayos no destructivos realizados en la edificación:

3.6.2.1. Hormigón existente:

Resistencia a compresión aproximada

$$f'_c = 17.50 \text{ MPa}$$

3.6.2.2. Acero de refuerzo existente

Limite de fluencia

$$f'_c = 420 \text{ MPa}$$

Los parámetros de módulo de elasticidad, peso específico y coeficientes de Poisson fueron definidos conforme al ACI 318-19 y a la NEC-SE-HM.

3.6.3. Definición de cargas y combinaciones

Se consideraron las siguientes acciones estructurales:

- Cargas muertas (D): peso propio de la estructura y elementos no estructurales.
- Cargas vivas (L): de acuerdo con el uso residencial de la edificación.
- Acción sísmica (E): definida mediante análisis dinámico modal–espectral.

El espectro de diseño fue generado conforme a la NEC-SE-DS (2015), considerando:

- Zona sísmica: muy alta
- Tipo de suelo: D
- Parámetros sísmicos: SDS y SD1 correspondientes a la localización del proyecto.

Las combinaciones de carga mayoradas se definieron según el ACI 318-19, empleando como combinación crítica para la verificación de capacidad:

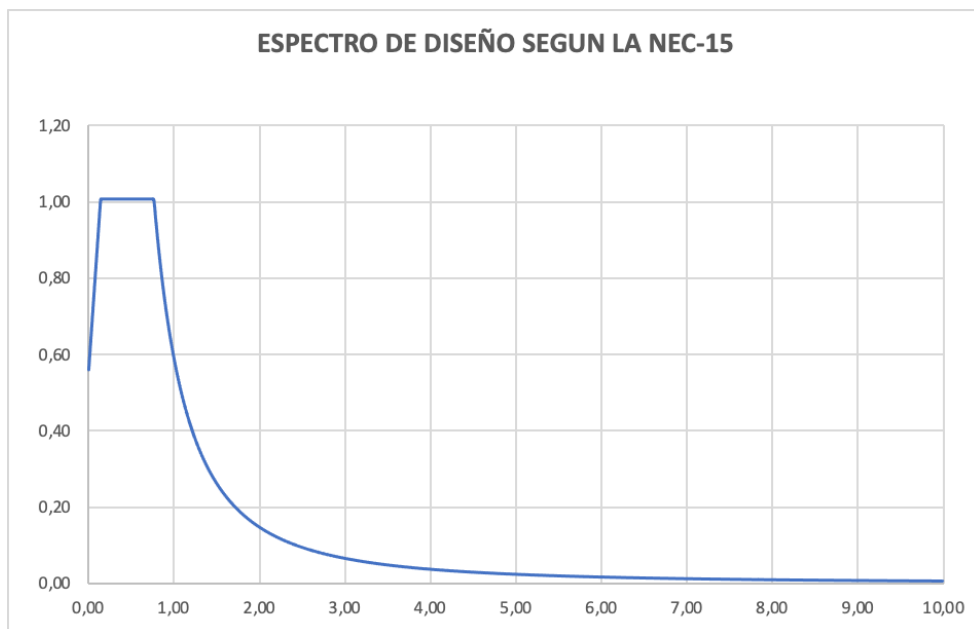
$$1.2D + 1.0E + 1.0L$$

3.6.4. Análisis dinámico modal espectral

Se realizó un análisis modal espectral, obteniendo los periodos naturales de vibración, modos dominantes y participación modal de la estructura. Este análisis permitió identificar la respuesta dinámica global y la presencia de efectos torsionales asociados a irregularidades en planta y elevación.

Figura 12.

Espectro de Diseño de la estructura



Nota. Elaboración propia.

Asimismo, se evaluaron:

- Desplazamientos laterales
- Derivas de piso
- Distribución del cortante sísmico por nivel

Comparando los valores obtenidos con los límites establecidos en la NEC-SE-DS (2015).

3.6.5. Obtención de esfuerzos internos

A partir del modelo estructural, se extrajeron los esfuerzos internos mayorados en los elementos críticos de la estructura, específicamente:

- Fuerza axial (P_u)
- Momentos flectores (M_u)
- Fuerzas cortantes (V_u)

El análisis se concentró en las columnas del primer nivel, en particular en la columna C8, ubicada en el pórtico central, por ser el elemento con mayor área tributaria y mayor demanda sísmica.

3.6.6. Verificación de la capacidad resistente

La capacidad resistente de los elementos se evaluó mediante la comparación entre las demandas obtenidas del modelo estructural y las resistencias nominales calculadas conforme al ACI 318-19.

- Para cada elemento analizado se determinó la relación demanda/capacidad (D/C), considerando:
- Capacidad axial de la sección
- Capacidad a flexión biaxial
- Capacidad a cortante

Los elementos que presentaron valores $D/C \geq 1.0$ fueron identificados como no conformes, evidenciando la insuficiencia estructural del sistema existente y justificando la necesidad de intervención mediante reforzamiento.

3.6.7. Identificación de deficiencias estructurales

Finalmente, los resultados del análisis permitieron identificar las principales deficiencias del sistema estructural, entre las que se destacan:

- Insuficiente capacidad axial y flexional en columnas del primer nivel.
- Excesivas derivas de piso, superando los límites normativos.
- Presencia de irregularidades en elevación y torsión.

- Baja rigidez lateral global.

Estas deficiencias constituyen la base técnica para el desarrollo de la propuesta de rehabilitación estructural mediante encamisado de columnas y refuerzo de elementos críticos.

3.6.8. Modelamiento Pushover (Análisis Estático No Lineal)

El análisis estático no lineal (Pushover) se empleó con el objetivo de evaluar la capacidad resistente y el desempeño sísmico de la edificación más allá del rango elástico, permitiendo identificar la secuencia de plastificación de los elementos estructurales y los mecanismos potenciales de falla.

3.6.8.1. Idealización del modelo no lineal en ETABS

A partir del modelo tridimensional previamente desarrollado en ETABS, se implementó el análisis Pushover considerando las siguientes hipótesis:

- La estructura se modeló en tres dimensiones, incluyendo vigas, columnas y losas, con conectividad real entre los elementos.
- Los entrepisos se idealizaron como diafragmas rígidos, concentrando la masa sísmica en el centro de cada nivel.
- Se activaron los efectos geométricos de segundo orden ($P-\Delta$), con el fin de capturar la influencia de las cargas gravitacionales sobre la respuesta lateral de la estructura.

3.6.8.2. Definición de propiedades de no linealidad (rótulas plásticas)

La no linealidad del material se incorporó mediante la asignación de rótulas plásticas concentradas, conforme a los criterios de desempeño estructural:

- En columnas, se definieron rótulas de interacción axial-flexión ($P-M2-M3$) en los extremos superior e inferior.
- En vigas, se asignaron rótulas de flexión ($M3$) en ambos extremos.

- La ubicación de las rótulas se estableció en zonas críticas, típicamente a una distancia pequeña del nudo viga–columna, donde se espera la formación de mecanismos plásticos.
- Los parámetros de las rótulas (puntos de fluencia y estados límite) se definieron conforme a los modelos de comportamiento no lineal incorporados en ETABS y compatibles con los lineamientos de ASCE/SEI 41.

3.6.8.3. Definición de patrones de carga lateral

Para el análisis Pushover se definieron patrones de carga lateral representativos de la acción sísmica:

- Se consideraron dos direcciones principales de análisis, correspondientes a los ejes globales X y Y de la estructura.
- El patrón de carga lateral se aplicó de manera incremental, proporcional a la masa tributaria de cada nivel, simulando la distribución inercial del sismo.
- Las cargas laterales se aplicaron simultáneamente con las cargas gravitacionales permanentes, manteniendo constante el efecto de peso propio durante todo el proceso de empuje.

3.6.8.4. Configuración de los casos de análisis Pushover

Se definieron casos de análisis estático no lineal independientes para cada dirección:

- Pushover-X: aplicación incremental de cargas laterales en la dirección X.
- Pushover-Y: aplicación incremental de cargas laterales en la dirección Y.

El análisis se controló mediante el desplazamiento de un nodo de control, ubicado en el centro de masa del último nivel, representativo del desplazamiento global de la estructura.

Los incrementos de carga se aplicaron de forma progresiva hasta alcanzar:

- La formación de mecanismos plásticos significativos, o

- La pérdida de convergencia del modelo, asociada al agotamiento de la capacidad resistente.

3.6.8.5. Definición del caso gravitacional previo (condición inicial)

Antes del empuje lateral, se definió un caso de carga estático para representar el estado de esfuerzos gravitacionales que permanece actuando durante todo el Pushover.

- Caso gravitacional: GGG (por ejemplo, $D+\psi L$ según criterio adoptado).
- En ETABS, este caso se utiliza como “Initial Case” del Pushover.

Tabla 19.

Caso gravitacional base para Pushover (Initial Case).

Caso	Composición	Observación
G	$(1.0D + \psi L)$	Se mantiene constante durante el empuje

3.6.8.6. Activación de efectos de segundo orden (P-Δ)

Para capturar la influencia de cargas verticales en la respuesta lateral, se activaron efectos P-Δ mediante una de estas dos configuraciones (según tu modelo):

- P-Delta en el análisis (ETABS: Options/Analysis).
- mediante un caso previo de no linealidad geométrica.

3.6.8.7. Definición de rótulas plásticas (nonlinear hinges)

La no linealidad se concentró en zonas críticas (extremos de vigas y columnas) mediante rótulas plásticas definidas conforme a modelos aceptados (compatibles con criterios de desempeño).

3.6.8.8. Tipos de rótula por elemento

- Vigas: rótula de flexión (típicamente M3M3M3 en marcos).
- Columnas: rótula de interacción axial-flexión (P-M2-M3)

Tabla 20

Tipos de rótulas plásticas empleadas.

Elemento	Tipo de rótula	Dirección/Componente	Ubicación
Viga	M3	Flexión principal	Extremos i-j
Columna	P-M2-M3	Interacción axial-flexión	Extremos i-j

3.6.8.9. Ubicación y criterio de asignación

Las rótulas se asignaron en las regiones donde se espera mayor demanda inelástica:

- En vigas: a una distancia cercana al nudo (extremos del elemento).
- En columnas: en extremos superior e inferior, representando zonas de mayor curvatura y demanda.

3.6.8.10. Definición del patrón de carga lateral (empuje)

Se definieron patrones de carga lateral para simular la distribución inercial del sismo. Se recomienda evaluar al menos dos patrones:

- Patrón modal (proporcional a la forma modal dominante).
- Patrón triangular o uniforme (alternativo, para comparación).

3.6.8.11. Patrón triangular (por nivel)

Una forma típica es:

$$F_i = C w_i h_i$$

Donde

F_i : Fuerza lateral aplicada en el nivel i

w_i : Peso (o masa) tributaria de nivel i

h_i : Altura del nivel respecto a la base

C : Constante de escala para controlar el empuje

3.6.8.12. Patrón modal (basado en modo 1)

$$F_i = C w_i \phi_i$$

Donde:

ϕ_i : Valor de la forma modal en modo dominante en el nivel i

3.6.8.13. Configuración de los casos Pushover en ETABS

Se configuraron dos casos de análisis:

- PUSH-X: empuje en dirección X.
- PUSH-Y: empuje en dirección Y.

3.6.8.14. Nodo de control (Control Node)

El análisis se controló mediante el desplazamiento incremental de un nodo representativo del desplazamiento global:

- Nodo ubicado en el centro de masa del último nivel (o diafragma superior).
- Se registró el desplazamiento Δ_{roof} .

Tabla 21.

Definición del patrón de carga lateral aplicado en Pushover.

Patrón	Expresión	Justificación
Triangular	$F_i = \infty w_i h_i$	Aproxima distribución inercial creciente con altura
Modal	$F_i = \infty w_i \phi_i$	Representa respuesta asociada al modo dominante

3.7. METODOLOGÍA DEL O.E.3.: DISEÑAR UNA PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL QUE MEJORE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA VIVIENDA, CONSIDERANDO SU VIABILIDAD TÉCNICA, NORMATIVA Y ECONÓMICA.

3.7.1. Identificación de elementos estructurales críticos

A partir de los resultados obtenidos en el análisis estructural de la edificación existente, se identificaron los elementos estructurales con mayor nivel de vulnerabilidad, considerando los siguientes criterios:

- Relaciones demanda/capacidad (D/C) mayores o cercanas a la unidad.
- Excesivas derivas de piso respecto a los límites normativos.
- Concentración de esfuerzos axiales, cortantes y flexionantes.
- Presencia de irregularidades en elevación y torsión.

Con base en estos criterios, se determinó que las columnas del primer nivel, en especial la columna C3 ubicada en el pórtico central, constituyen los elementos más críticos del sistema estructural, debido a su elevada área tributaria y a su función principal en la resistencia sísmica global.

3.7.2. Selección del tipo de reforzamiento estructural

Para el diseño del reforzamiento se evaluaron distintas técnicas de rehabilitación estructural recomendadas por la ASCE/SEI 41-17 y literatura especializada, tales como:

- Encamisado de hormigón armado.
- Encamisado metálico.
- Refuerzo con polímeros reforzados con fibra (FRP).

Considerando las condiciones constructivas de la edificación, la disponibilidad de materiales, la facilidad de ejecución, el incremento de rigidez requerido y la relación costo–beneficio, se seleccionó como solución óptima el encamisado de columnas con hormigón armado, por su alta eficiencia estructural y viabilidad técnica en edificaciones existentes de tipo residencial.

3.7.3. Definición geométrica y constructiva del encamisado

El encamisado se diseñó incrementando la sección original de las columnas del primer nivel de 20 × 20 cm a una sección final de 40 × 40 cm, lo que permite:

- Aumentar significativamente la capacidad axial.
- Incrementar la resistencia a flexión y cortante.

- Mejorar el confinamiento del núcleo de hormigón existente.
- Reducir las derivas de piso y mejorar la rigidez lateral.

La altura del encamisado se definió igual a la altura libre del nivel (2.90 m), garantizando continuidad estructural entre los nudos viga–columna.

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. RESULTADOS DEL O.E.1: ANALIZAR LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LA EDIFICACIÓN MEDIANTE UN MODELO ESTRUCTURAL EN ETABS, APLICANDO LAS NORMAS ASCE, ACI Y NEC.

4.1.1. Evaluación de regularidad estructural en planta

El análisis de la regularidad estructural en planta se realizó con base en los criterios establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC-SE-DS (2015) y la norma ASCE 7-16, los cuales clasifican las edificaciones según su geometría, distribución de masas y rigideces, y continuidad de diafragmas estructurales. Esta evaluación constituye un paso fundamental dentro del principio de seguridad estructural y estabilidad sísmica, ya que la presencia de irregularidades puede amplificar los efectos torsionales y concentrar esfuerzos en zonas localizadas, afectando el desempeño global de la edificación durante eventos sísmicos.

4.1.1.1. Irregularidad geométrica

Del análisis de los planos arquitectónicos y estructurales se determinó que la edificación presenta una configuración irregular en planta, particularmente en el segundo nivel. Mientras la planta baja mantiene una geometría rectangular continua, la planta alta incorpora un retranqueo lateral hacia el costado occidental, conformado por un pasillo descubierto y la ubicación de la escalera exterior. Esta modificación reduce significativamente el área efectiva del diafragma superior, estimándose una pérdida superior al 20 % del área total de la planta inferior.

Según el artículo 5.2.2.1 de la NEC-SE-DS (2015), una estructura es considerada irregular en planta cuando existen variaciones de contorno o discontinuidades mayores al 20 % respecto al perímetro general. Por tanto,

se concluye que la vivienda presenta irregularidad geométrica en planta (Tipo 3).

4.1.1.2. Irregularidad torsional

La disposición arquitectónica del segundo piso evidencia una asimetría en la distribución de masas y rigideces. La mayor concentración de masa se encuentra en la zona correspondiente a la sala y dormitorios, mientras que el lado opuesto (pasillo y escalera) carece de elementos estructurales equivalentes en rigidez. Esta configuración desplaza el centro de masa (CM) respecto al centro de rigidez (CR), generando efectos torsionales durante la acción sísmica.

De acuerdo con la Tabla 12.3-1 de la norma ASCE 7-16 y la Sección 5.2.2.2 de la NEC-SE-DS, una edificación es torsionalmente irregular cuando la diferencia entre los desplazamientos laterales extremos excede el 120 % del desplazamiento promedio del piso. La configuración observada cumple con esta condición, clasificándose como irregularidad torsional tipo 1a. Esta condición implica que la estructura experimentará giros diferenciales entre ejes, lo cual incrementa las demandas de corte en las columnas periféricas y en los elementos del lado más flexible.

4.1.1.3. Irregularidad de diafragma

El segundo nivel presenta además un vacío lateral abierto que interrumpe la continuidad de la losa. La existencia de un pasillo exterior descubierta impide la transmisión uniforme de esfuerzos de corte a lo largo del diafragma, provocando discontinuidades locales en la distribución de rigidez. Conforme a la ASCE 7-16, Sección 12.3.1.3, esta condición corresponde a una irregularidad de diafragma (Tipo 2), la cual se produce cuando existen aberturas o discontinuidades que reducen la capacidad del piso para actuar como un diafragma rígido. Esta condición es relevante, ya que el diafragma del segundo nivel cumple un papel esencial en la distribución de fuerzas horizontales hacia los pórticos verticales.

4.1.1.4. Implicaciones estructurales

La combinación de estas tres irregularidades (geométrica, torsional y de diafragma) afecta la respuesta sísmica global del edificio. La asimetría de rigidez y masa puede producir concentración de esfuerzos y giros no controlados, incrementando el riesgo de daño en columnas de esquina o zonas de retranqueo. Por tal motivo, y conforme al artículo 5.2.4 de la NEC-SE-DS (2015), se establece que el análisis estructural de esta edificación debe realizarse mediante un modelo tridimensional dinámico, considerando la interacción entre masa, rigidez y torsión, en lugar de un análisis estático lineal convencional.

4.1.2. Evaluación de irregularidades en elevación

El análisis de las irregularidades en elevación se efectuó con base en los criterios establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC-SE-DS (2015) y en la norma ASCE 7-16, Tabla 12.3-2, las cuales definen las configuraciones estructurales que presentan discontinuidades o variaciones significativas entre niveles. Este tipo de evaluación se enmarca en el principio de seguridad estructural y estabilidad sísmica, ya que las variaciones de rigidez, resistencia o masa entre pisos pueden generar concentraciones de esfuerzos y mecanismos locales de falla durante un evento sísmico.

4.1.2.1. Discontinuidad geométrica vertical

Del análisis de los planos arquitectónicos y estructurales se observa que la planta alta presenta un retranqueo lateral respecto a la planta baja, reduciendo el área construida y alterando la continuidad vertical del sistema resistente. Este cambio geométrico modifica la trayectoria de transmisión de cargas laterales, generando un incremento de cortante y flexión en las columnas localizadas en el borde del retranqueo.

Según la ASCE 7-16, Tabla 12.3-2 (Tipo 3), esta condición corresponde a una irregularidad geométrica vertical, definida como una reducción abrupta

de la dimensión lateral o del área de piso respecto al nivel inmediatamente inferior. De acuerdo con la NEC-SE-DS (Art. 5.2.3.1), esta irregularidad exige que la edificación sea modelada tridimensionalmente, considerando la variación de rigidez y masa entre niveles.

4.1.2.2. Discontinuidad de rigidez vertical

En la vivienda analizada se identifican diferencias notables en la distribución de elementos resistentes entre los dos niveles.

Mientras la planta baja presenta una configuración estructural más cerrada, con columnas alineadas en todos los ejes, el segundo nivel incorpora áreas abiertas y ausencia de elementos portantes en la zona del pasillo descubierto. Esta pérdida de continuidad vertical genera una discontinuidad de rigidez, al existir elementos estructurales que no transmiten directamente las cargas hasta la cimentación.

De acuerdo con la ASCE 7-16, Tabla 12.3-2 (Tipo 4), una edificación presenta este tipo de irregularidad cuando existen muros, marcos o columnas que se interrumpen entre niveles, o cuando se introducen aberturas significativas que modifican el comportamiento lateral del sistema. Este tipo de discontinuidad produce concentraciones de esfuerzos en los elementos que sí mantienen continuidad, aumentando el riesgo de fisuración o falla por cortante.

4.1.2.3. Piso potencialmente blando o débil

Aunque la altura libre de los niveles no presenta una diferencia significativa, la inspección visual y la configuración arquitectónica sugieren que el primer nivel podría comportarse como un piso más flexible respecto al segundo.

Ello se debe a la reducción de elementos no estructurales (muros divisorios) y la posible mayor altura útil, lo que disminuiría la rigidez lateral en comparación con el nivel superior.

Conforme a la ASCE 7-16 (Tipo 1 y 2), un piso blando se define cuando su rigidez lateral es menor al 70 % de la del piso superior o menor al 80 % del promedio de los tres niveles superiores, y un piso débil cuando su resistencia lateral es menor al 80 % de la del piso inmediatamente superior. En este caso, la irregularidad deberá verificarse mediante el análisis modal en el modelo estructural, evaluando las deformaciones inter-piso y los cortes de piso.

4.1.2.4. Implicaciones estructurales

La combinación de discontinuidades geométricas y de rigidez entre niveles genera un comportamiento no uniforme en elevación.

Esto puede provocar concentración de esfuerzos y desplazamientos relativos excesivos en las columnas del primer nivel, particularmente en las zonas de transición entre el área completa y el retranqueo.

De acuerdo con la NEC-SE-DS (Art. 5.2.3.3), este tipo de irregularidades limita el uso de métodos estáticos lineales y exige el empleo de análisis dinámico modal espectral, que capture los efectos de torsión y flexibilidad de piso a piso.

4.1.3. Análisis FEMA - Seguridad estructural y desempeño sísmico.

El estudio se ejecutó conforme al Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards (FEMA P-154, 3ª edición) y criterios nacionales de la NEC-SE-DS (2015), determinando la susceptibilidad estructural del inmueble frente a la amenaza sísmica local.

4.1.3.1. Descripción general del inmueble

- **Ubicación:** Ciudad de La Libertad, provincia de Santa Elena, Ecuador.
- **Uso:** Vivienda unifamiliar residencial.
- **Número de pisos:** 3.

- **Sistema estructural:** C3 – Pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno no reforzada.
- **Año de construcción:** 1985. Remodelación en 2000 (agregado de pisos superiores sin análisis estructural previo).
- **Código de construcción:** Pre-código moderno (anterior a la NEC 2001).
- **Tipo de suelo:** D – Suelos blandos de media profundidad, adoptado por ausencia de ensayo geotécnico.
- **Peligrosidad sísmica regional:** zona costera de alta sismicidad → $S_s \approx 0.70$ g, $S_1 \approx 0.32$ g (NEC-ASCE equivalente).

4.1.3.2. Observaciones visuales:

Durante la inspección se documentaron las siguientes condiciones:

- Fisuras diagonales y desprendimiento de recubrimiento en columnas esquinadas (patología típica de falla por cortante).
- Grietas horizontales en losas nervadas y bordes de voladizos, asociadas a flexión excesiva y a discontinuidad de armado.
- Deterioro por humedad en los primeros niveles y presencia de acero corroído en zonas expuestas.
- Columnas delgadas en planta baja, con reducción significativa de rigidez y ausencia de muros de confinamiento efectivos.
- Irregularidad en elevación moderada a grave (pérdida de continuidad de elementos verticales y retranqueos de fachada).
- Irregularidad en planta por asimetría y disposición no ortogonal de vigas principales.
- No se evidencia “golpeteo” con edificaciones adyacentes.

4.1.3.3. Evaluación cuantitativa FEMA Nivel 1.

El edificio no supera el tamiz mínimo de seguridad estructural FEMA y requiere evaluación detallada (Nivel 2). El inmueble presenta una combinación crítica de irregularidades en planta y elevación, acompañada

de elementos frágiles en planta baja y de un sistema constructivo no diseñado bajo norma sísmica, esto incrementa la probabilidad de fallas por cortante y colapso pancake ante movimientos sísmicos intensos. El estado de fisuración visible corresponde a una fase de daño moderado a severo, según la clasificación FEMA E-74.

Tabla 22.

Evaluación cuantitativa FEMA Nivel 1.

Parámetro	Condición observada	Valor aplicado C3
Puntaje básico	Pórtico H ^o + mampostería no reforzada	0.9
Irregularidad vertical	Moderada a grave	-0.3 / -0.6
Irregularidad en planta	Presente	-0.3
Pre-código	Construcción antes de 2001	0.0
Suelo tipo D	Adoptado	0.0
Puntaje mínimo (S_{min})	0.3	

Según el formato P-154 aplicado:

- **Caso VL1 moderada** → $SL1 = 0.3 = S_{min}$ → No cumple.
- **Caso VL1 grave** → $SL1 = 0.0 < S_{min}$ → No cumple.

Se recomienda avanzar a una Evaluación Nivel 2 FEMA / ASCE 41-17, con levantamiento estructural completo y modelación 3D, para esto se debe verificar la resistencia del concreto y acero (mediante esclerometría y extracción de testigos), así como comprobar rigidez de diafragmas y continuidad de columnas, las soluciones incluirían el reforzamiento de columnas críticas por medio de encamisado concreto o FRP, y añadir muros de corte localizados para controlar derivas, así como implementar control de corrosión y protección de voladizos.

4.1.4. Resultados del ensayo de esclerometría y verificación del refuerzo.

El ensayo de esclerometría se realizó con el objetivo de estimar la resistencia a la compresión del concreto in situ en los elementos portantes de la edificación, conforme al procedimiento establecido por la norma ASTM C805 – Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete y los lineamientos del ACI 228.1R-19. Las mediciones se efectuaron sobre una columna del primer nivel, en posición horizontal (0°), aplicando diez impactos distribuidos uniformemente a lo largo de la superficie accesible del elemento.

Los valores obtenidos del número de rebote (IE) oscilaron entre 21 y 34, con un promedio de 27,5. Aplicando el factor de corrección (FC = 0,240) correspondiente a la orientación del ensayo y las condiciones del concreto, se obtuvo una resistencia estimada de 189 kg/cm², con un margen de error $\pm 45,32$ kg/cm². Este resultado refleja un concreto de resistencia baja, propio de mezclas convencionales no controladas, coherente con la antigüedad y el tipo constructivo empírico del inmueble.

Se ejecutó un escaneo electromagnético de armaduras en la misma columna para determinar la disposición y diámetro de los aceros. Los resultados del escáner confirmaron la presencia de cuatro barras longitudinales de 10 mm de diámetro y estribos de 8 mm cada 20 cm, configuración que fue verificada visualmente en las zonas de fisuración y desprendimiento del recubrimiento. Esta corroboración permitió validar la información estructural observada durante el levantamiento. Cabe señalar que no fue posible realizar la extracción de núcleos para contrastar los resultados de resistencia debido a la falta de autorización del propietario. En consecuencia, los valores presentados se consideran referenciales, aunque técnicamente representativos del estado actual del concreto en la estructura.

4.2. RESULTADOS DEL OE.2. ANALIZAR LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LA EDIFICACIÓN MEDIANTE UN MODELO ESTRUCTURAL EN ETABS, APLICANDO LAS NORMAS ASCE, ACI Y NEC.

Como resultado del Objetivo Específico 2, se desarrolló un modelo estructural tridimensional de la edificación existente empleando el software ETABS, con el fin de evaluar su capacidad resistente frente a cargas gravitacionales y sísmicas, conforme a los criterios establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), la ASCE 7-16 para acciones sísmicas y el ACI 318-19 para la verificación de elementos de hormigón armado.

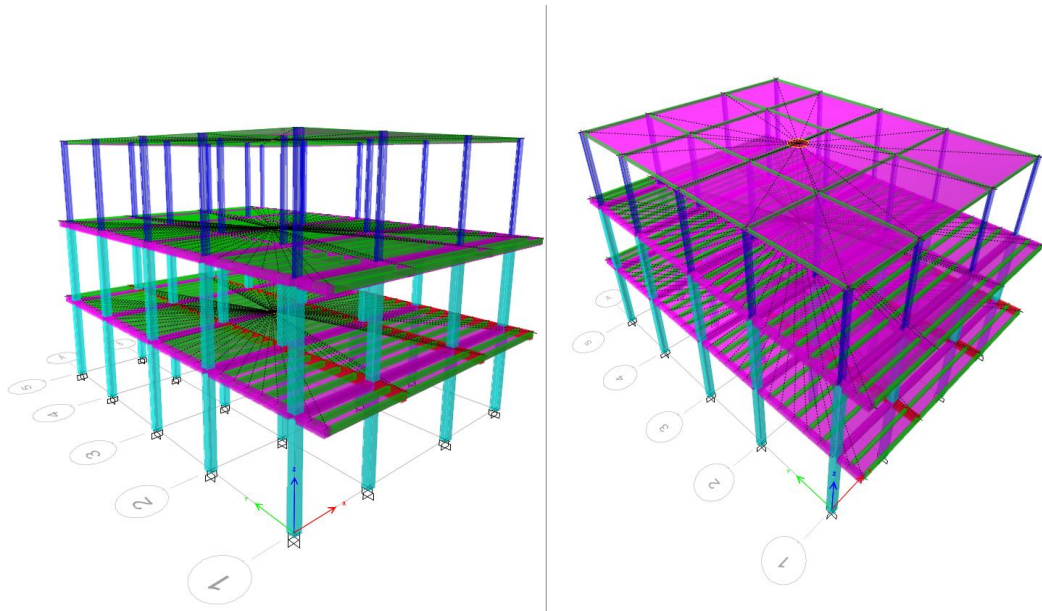
La modelación consideró la geometría real levantada en campo, las dimensiones de los elementos estructurales, las condiciones de irregularidad en planta y elevación, así como las propiedades mecánicas de los materiales determinadas mediante ensayos no destructivos.

4.2.1. Modelo estructural de la edificación existente.

El modelo estructural representa el comportamiento global de la edificación en su estado actual, incorporando la geometría real, las irregularidades en planta y elevación previamente identificadas, así como las condiciones de carga y combinaciones establecidas en la normativa vigente, de acuerdo con lo descrito en el Capítulo de Metodología. El análisis se realizó mediante un modelo tridimensional dinámico, con diafragmas rígidos por nivel y consideración explícita de los efectos torsionales, conforme a los requisitos aplicables para estructuras irregulares.

Ilustración 2

Vista general del modelo sin reforzamiento estructural en ETABS

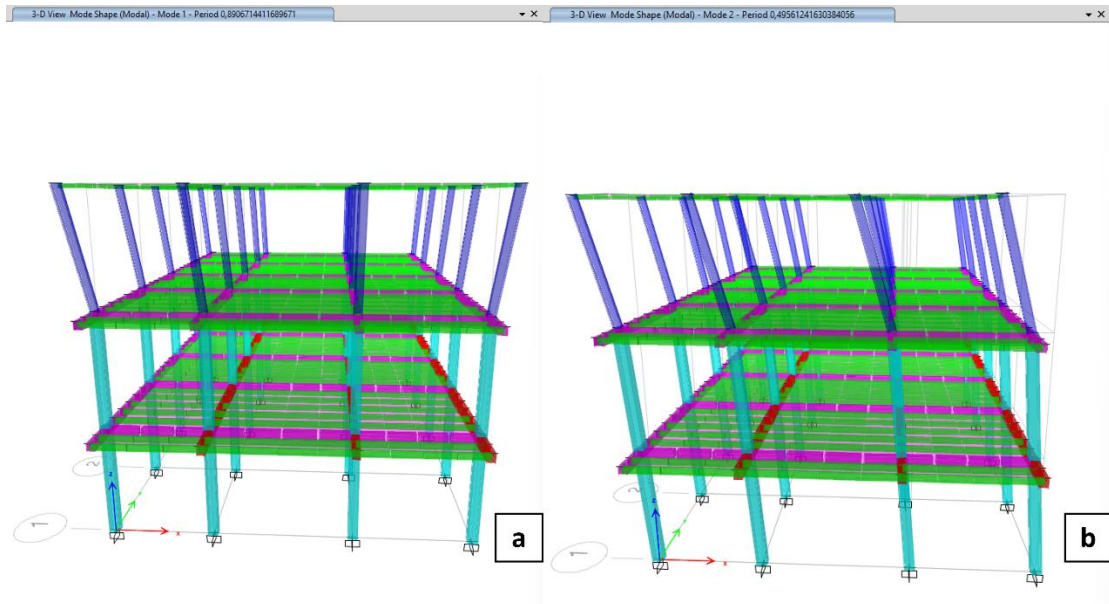


4.2.2. Resultados del análisis modal

El análisis modal se ejecutó considerando un número suficiente de modos de vibración para garantizar que la participación acumulada de masa supere el 90 % en cada dirección principal, tal como lo exige la normativa vigente. Los resultados obtenidos indican que los primeros modos de vibración están dominados por movimientos traslacionales en las direcciones X y Y, activándose además modos torsionales significativos, lo cual es coherente con la configuración irregular de la edificación.

Ilustración 3

Formas modales principales de la estructura (Modos 1 y 2) obtenidos en ETABS



4.2.3. Periodos naturales de vibración y tipos de modo

Los periodos naturales de vibración obtenidos del análisis modal reflejan el comportamiento dinámico de la edificación. En la siguiente tabla se presentan los primeros modos representativos, indicando su periodo y el tipo de deformación dominante

Tabla 23.

Periodos naturales y tipo de modo de la estructura existente.

Modo	Periodo (s)	Tipo dominante
1	0.891	Traslación en Y
2	0.496	Traslación en X
3	0.448	Torsional
4	0.345	Traslación en Y
5	0.283	Traslación en X
6	0.270	Torsional

4.2.4. Participación modal de masa

La verificación de la participación modal de masa se realizó mediante la tabla Modal Participating Mass Ratios generada por ETABS. Los resultados muestran que la participación acumulada de masa alcanza valores superiores al 90 % en ambas direcciones principales (X y Y) dentro de los primeros modos de vibración, cumpliendo con los requisitos establecidos por la NEC-SE-DS (2015) y la ASCE 7-16.

Tabla 24.

Participación modal acumulada de masa de la estructura existente.

Modo	Periodo (s)	UX acumulado	UY acumulado	RZ acumulado
1	0.891	0.000	0.243	0.000
2	0.496	0.670	0.243	0.011
3	0.448	0.684	0.243	0.571
4	0.345	0.684	0.936	
5	0.283	0.905	0.936	0.623
6	0.270	0.939	0.936	0.953

4.2.5. Verificación del cumplimiento normativo

De acuerdo con la NEC-SE-DS (2015) y la ASCE 7-16, el análisis modal es válido cuando la participación acumulada de masa alcanza al menos el 90 % en cada dirección principal. En el presente estudio, se observa que:

- En la dirección X, la participación acumulada de masa supera el 90 % a partir del modo 5.
- En la dirección Y, la participación acumulada de masa supera el 90 % a partir del modo 4.
- Se identifica una participación torsional significativa, consistente con la irregularidad en planta de la edificación.

En consecuencia, el análisis modal desarrollado se considera normativamente válido y representativo del comportamiento dinámico global de la estructura.

4.2.6. *Demanda sísmica global: cortante basal*

El cortante basal fue obtenido directamente de la tabla *Story Forces*, considerando exclusivamente los casos de carga correspondientes al análisis dinámico modal–espectral, denominados *sismo dinámico X* y *sismo dinámico Y*. Para garantizar la correcta interpretación de los resultados, los valores fueron leídos en el nivel inferior de la estructura (Piso 1), tomando el valor máximo de respuesta espectral (*Step Type: Max*) y descartando los resultados provenientes del análisis sísmico estático equivalente.

4.2.7. *Cortante basal obtenida del análisis modal–espectral*

Los valores de cortante basal obtenidos para cada dirección sísmica se presentan en la siguiente tabla. Se observa que la demanda sísmica en la dirección X es significativamente mayor que en la dirección Y, lo cual es consistente con la menor rigidez estructural identificada en dicha dirección, asociada a la presencia de retranqueos y discontinuidades en planta.

Tabla 25.

Cortante basal de diseño obtenida del análisis modal–espectral

Dirección sísmica	Caso de carga	Cortante basal (kgf)	Cortante basal (kN)
X	Sismo dinámico X	34 040	333.8
Y	Sismo dinámico Y	15 793	154.9

4.2.8. *Distribución del cortante sísmico por niveles*

La distribución del cortante sísmico a lo largo de la altura de la edificación fue evaluada a partir de los resultados de *Story Forces* para cada piso. En la Figura X se presenta el diagrama de cortante sísmico por nivel correspondiente a la dirección X, mientras que la Figura Y muestra la distribución para la dirección Y. Los resultados evidencian una mayor concentración de cortante en el primer nivel, particularmente en la dirección X, lo cual constituye un indicio de comportamiento tipo piso blando. Este fenómeno se ve acentuado por la irregularidad en elevación

y la reducción de rigidez en la planta baja, incrementando la vulnerabilidad sísmica del sistema estructural.

Ilustración 4

Diagrama de cortante sísmico por niveles – sismo dinámico X (ETABS)

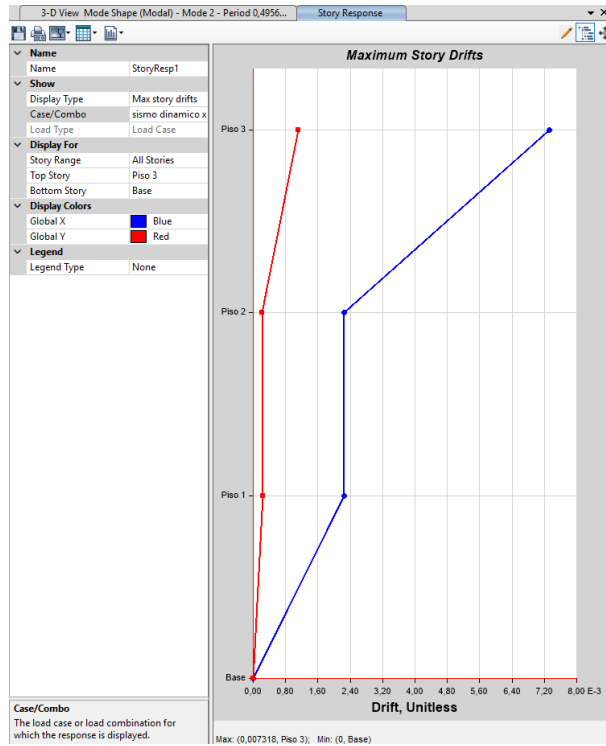
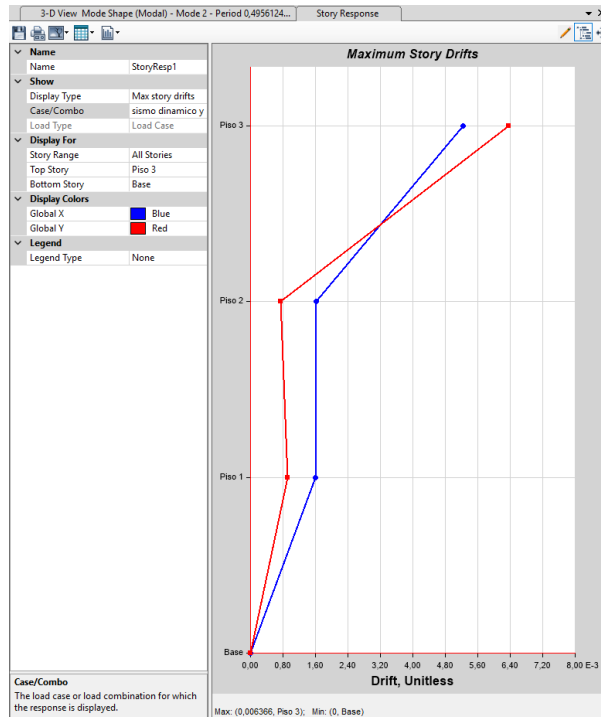


Ilustración 5

Diagrama de cortante sísmico por niveles - sismo dinámico Y (ETABS).



4.2.9. Desplazamientos laterales y deflexiones globales

Los desplazamientos laterales y las deflexiones globales de la edificación fueron obtenidos a partir del análisis modal–espectral realizado en el software ETABS, considerando los casos de carga correspondientes a sismo dinámico X y sismo dinámico Y. Para la evaluación se utilizaron los desplazamientos absolutos máximos por nivel, extraídos de la tabla Story Max Over Avg Displacements.

Los resultados muestran un incremento progresivo de los desplazamientos laterales con la altura de la edificación, concentrándose los valores máximos en el nivel superior. En la Tabla X se presentan los desplazamientos laterales máximos registrados por nivel para ambas direcciones principales de análisis.

En la dirección X se registran desplazamientos laterales mayores en comparación con la dirección Y para todos los niveles analizados. El desplazamiento máximo se presenta en el Piso 3, con un valor aproximado de 33.65 mm, mientras que en la dirección Y el desplazamiento máximo alcanza 19.63 mm en el mismo nivel.

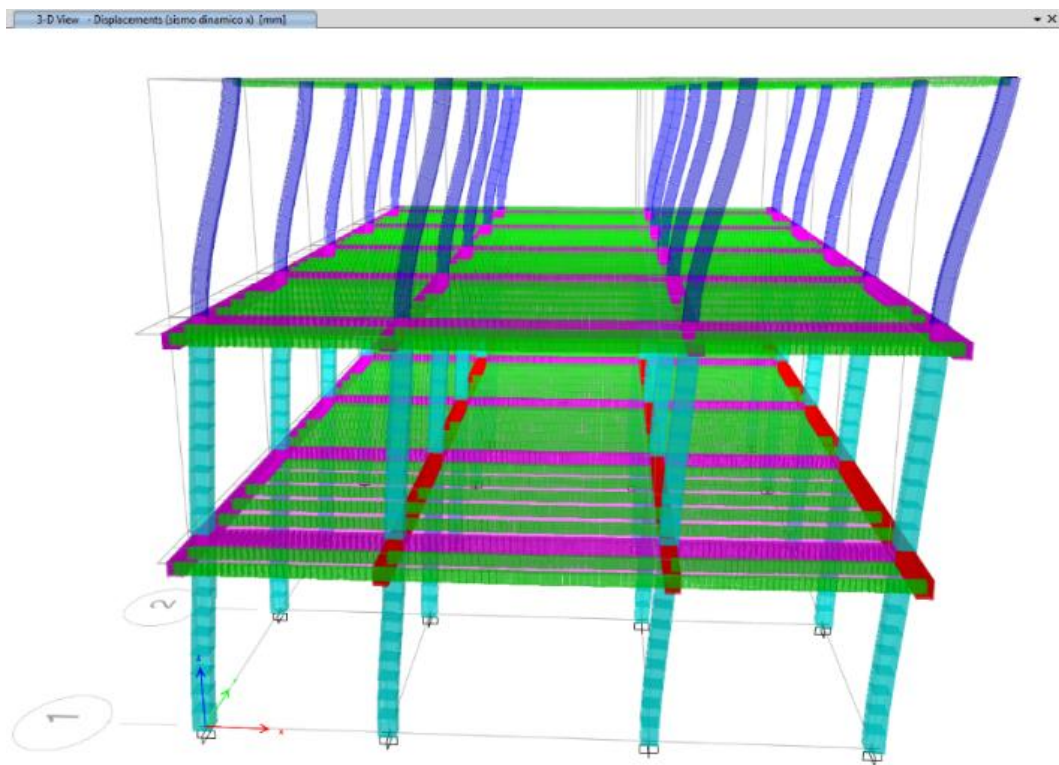
Tabla 26.

Desplazamientos laterales máximos por nivel (antes del reforzamiento)

Piso	Desplazamiento lateral X (mm)	Desplazamiento lateral Y (mm)
Piso 3	33.65	19.63
Piso 2	13.32	4.94
Piso 1	6.73	2.75

Ilustración 6

Deformada global de la estructura bajo acción sísmica en la dirección X obtenida del análisis modal - espectral (ETABS).

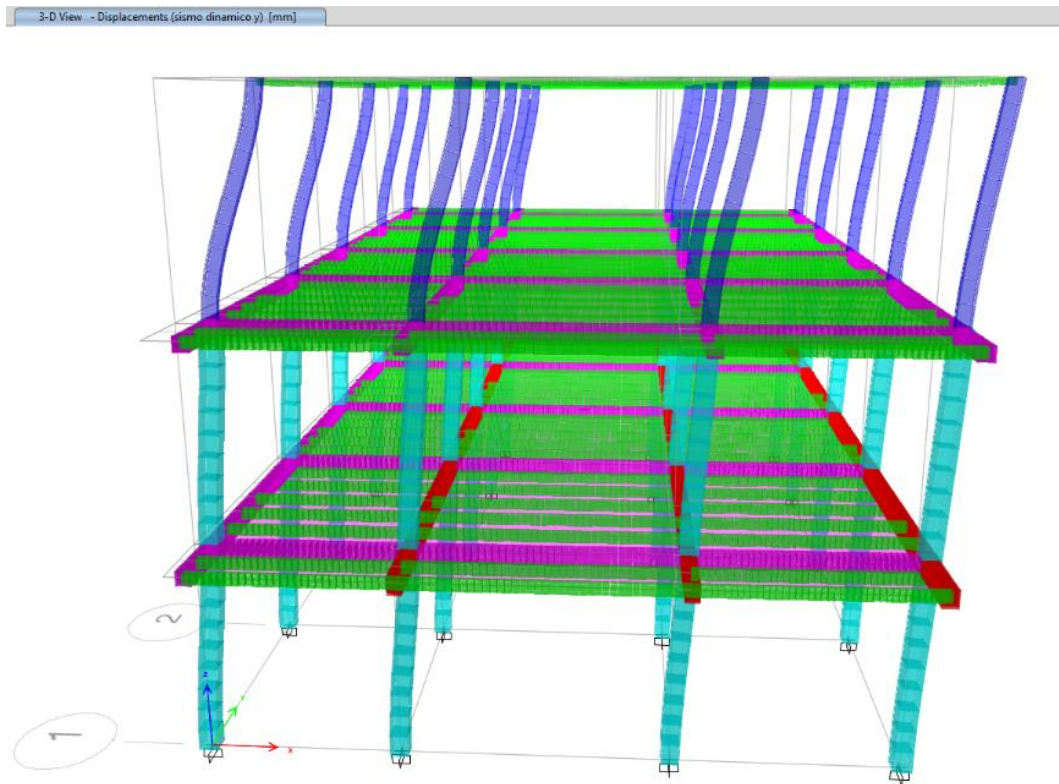


Las deformadas globales obtenidas del modelo estructural para ambos casos de carga permiten visualizar el patrón general de desplazamiento lateral de la estructura. En la Figura - a se presenta la deformada global correspondiente al sismo dinámico en la dirección X, donde se aprecia una mayor inclinación global del sistema estructural y una mayor magnitud de desplazamiento en los niveles superiores. La Figura - b muestra la deformada global asociada al sismo dinámico

en la dirección Y, evidenciándose desplazamientos laterales de menor magnitud y una deformación más uniforme a lo largo de la altura de la edificación.

Ilustración 7

Deformada global de la estructura bajo acción sísmica en la dirección Y obtenida del análisis modal - espectral (ETABS).



4.2.10. Derivas de piso de la estructura existente

Las derivas de piso de la edificación fueron obtenidas a partir del análisis dinámico modal–espectral realizado en el software ETABS, considerando los casos de carga sismo dinámico en dirección X y sismo dinámico en dirección Y. La deriva de piso se define como la deformación lateral relativa entre dos niveles consecutivos, expresada como la relación entre el desplazamiento diferencial y la altura del entrepiso, constituyendo uno de los parámetros fundamentales para la evaluación del comportamiento sísmico de la estructura.

Los valores máximos de deriva se extrajeron de la tabla Story Drifts del análisis, correspondiente al caso de respuesta máxima (Step Type: Max), conforme

a los criterios establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015). En la Tabla X se presentan las derivas máximas obtenidas para cada nivel y dirección sísmica, junto con el límite normativo de servicio, establecido como 0,0075.

Tabla 27.

Derivas máximas de piso obtenidas del análisis modal–espectral

Piso	Caso sísmico	Dirección	Deriva máxima	Relación	Límite NEC (servicio)
Piso 3	Sismo dinámico X	X	0,007318	1/137	0,0075
Piso 3	Sismo dinámico Y	Y	0,006366	1/157	0,0075
Piso 2	Sismo dinámico X	X	0,002256	1/443	0,0075
Piso 2	Sismo dinámico Y	Y	0,000744	1/1344	0,0075
Piso 1	Sismo dinámico X	X	0,002243	1/446	0,0075
Piso 1	Sismo dinámico Y	Y	0,000916	1/1092	0,0075

Los resultados muestran que las mayores derivas de piso se presentan en el nivel superior, particularmente bajo la acción sísmica en la dirección X, donde se alcanza un valor máximo de 0,007318, cercano al límite normativo de servicio. En contraste, las derivas registradas en la dirección Y presentan valores menores y una distribución más uniforme a lo largo de la altura de la edificación.

La Figura ilustra gráficamente la variación de las derivas máximas por nivel para ambas direcciones sísmicas, permitiendo visualizar la concentración de deformaciones relativas en los pisos superiores y la diferencia de respuesta entre los ejes principales del sistema estructural.

Ilustración 8

Gráfica de derivas máximas de piso por nivel obtenidas del análisis dinámico modal - espectral (direcciones X)

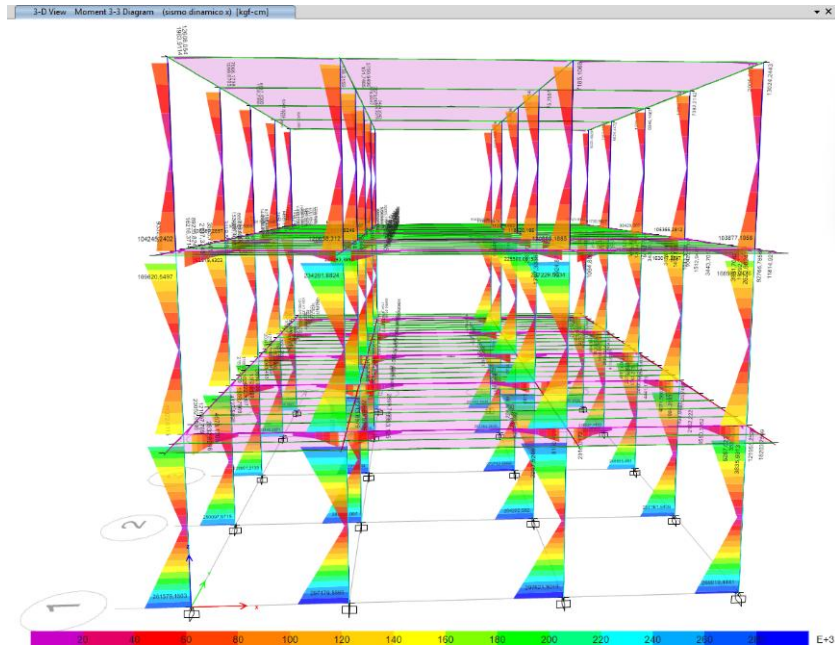
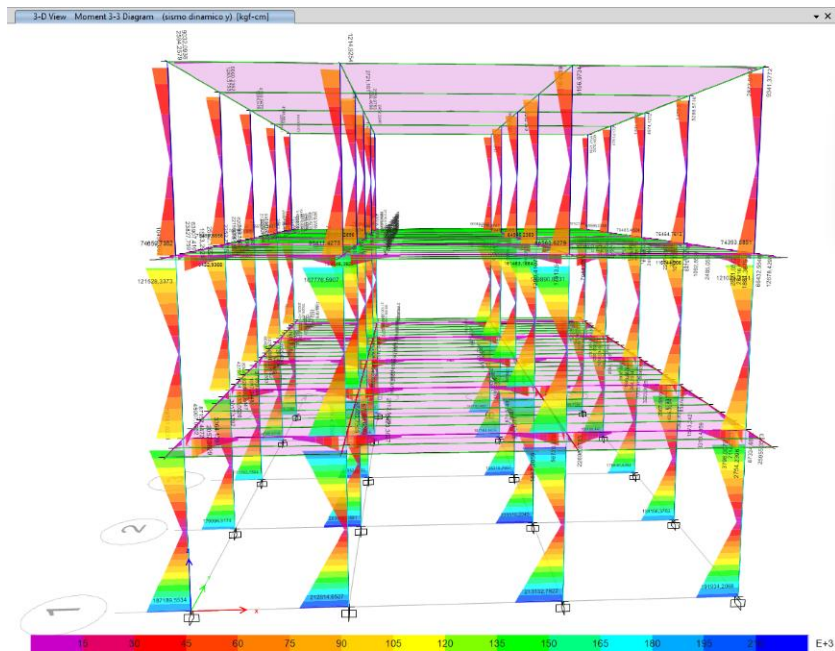


Ilustración 9

Gráfica de derivas máximas de piso por nivel obtenidas del análisis dinámico modal - espectral (direcciones Y)



4.2.11. Verificación de la capacidad resistente de los elementos estructurales

La capacidad resistente de los elementos estructurales se evaluó mediante la comparación entre las demandas internas obtenidas del modelo estructural desarrollado en ETABS y las resistencias nominales establecidas en el ACI 318-19, considerando las combinaciones de carga mayoradas que incluyen la acción sísmica. Para efectos representativos y con el fin de focalizar el análisis en el elemento más exigido del sistema, se seleccionó la columna C3, ubicada en el pórtico central del primer nivel, debido a que concentra la mayor área tributaria y presenta las máximas demandas sísmicas dentro del conjunto de columnas evaluadas. La columna analizada corresponde a una sección original de 20×20 cm, típica de edificaciones residenciales construidas bajo criterios pre-código, con armado longitudinal reducido y confinamiento transversal limitado.

4.2.11.1. Demandas internas en la columna C3 – Piso 1

Las fuerzas internas mayoradas se obtuvieron a partir del análisis dinámico espectral, considerando la combinación crítica:

$$1.2D + 1.0E + 1.0L$$

donde E representa la acción sísmica aplicada en las direcciones X y Y. Los valores reportados corresponden a los máximos a lo largo de la altura libre de la columna.

Tabla 28.

Esfuerzos mayorados en la columna C3

Esfuerzo interno	Símbolo	Valor máximo	Unidad
Fuerza axial de compresión	Pu	21 280	kgf
Cortante eje mayor	Vu2	689	kgf
Cortante eje menor	Vu3	624	kgf
Momento flector eje mayor	Mu3	99 999	kgf·cm
Momento flector eje menor	Mu2	95 937	kgf·cm

4.2.11.2. Diagramas de fuerzas internas

Los diagramas de fuerza axial, cortante y momento flector obtenidos evidencian una alta demanda combinada de compresión y flexión, característica de columnas pertenecientes a niveles inferiores en edificaciones con irregularidad en elevación y presencia de piso blando.

La fuerza axial presenta valores elevados y prácticamente constantes a lo largo del elemento, mientras que los momentos flectores alcanzan sus máximos en los extremos de la columna, particularmente en la base, debido a la interacción entre la acción sísmica y las cargas gravitacionales.

Ilustración 10

Diagrama de fuerza axial en la columna C3 para la combinación 1.2D + 1.0E + 1.0L

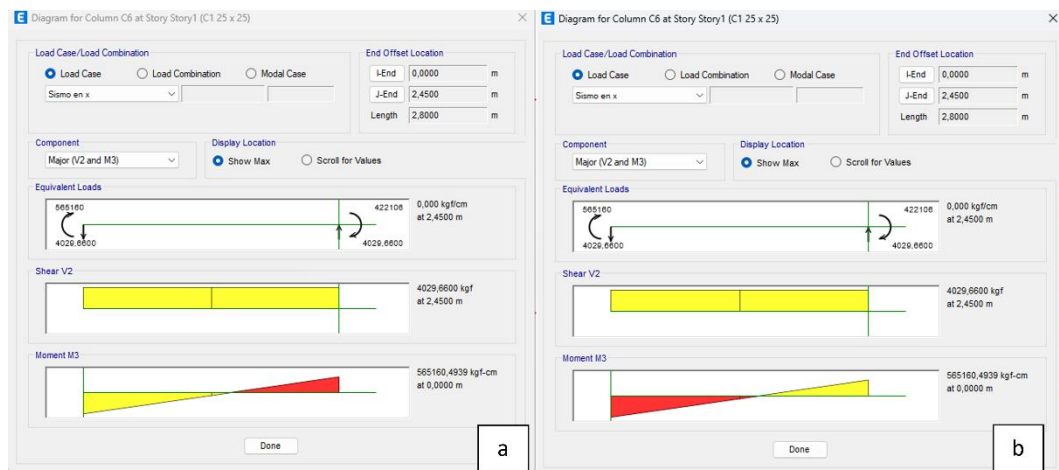


Ilustración 11

Diagrama de cortante V2 y V3 en la columna C3

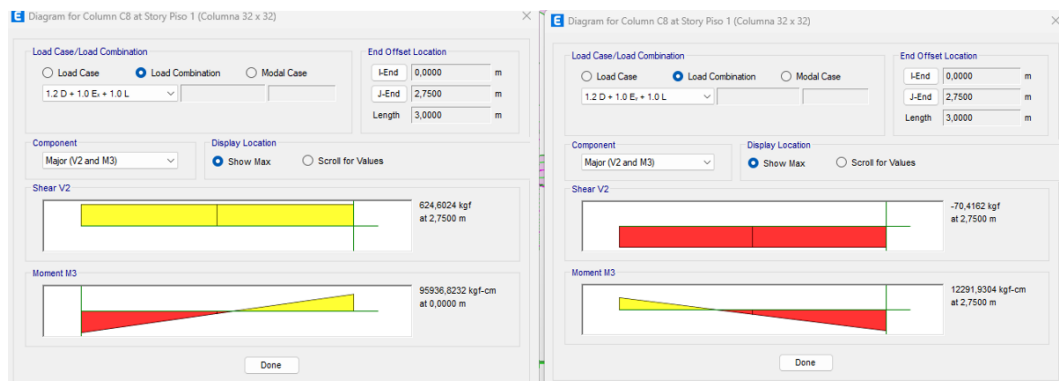
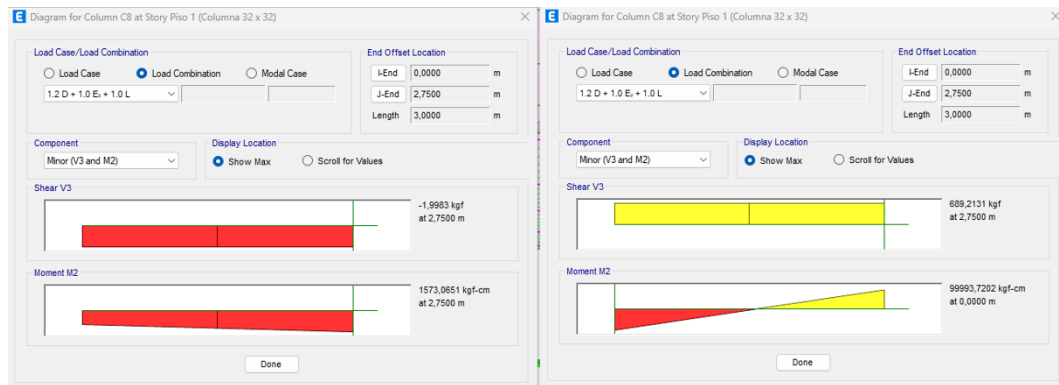


Ilustración 12

Diagramas de momento flector M3 y M2 en la columna C3 (Piso 1)



4.2.11.3. Evaluación de la demanda estructural

Los resultados muestran que la columna C3 se encuentra sometida a momentos flectores significativos en ambos ejes, producto de la respuesta torsional global de la edificación y de la concentración de deformaciones en el primer nivel. Esta condición es coherente con los resultados del análisis de derivas, donde se identificó un comportamiento tipo piso blando.

Asimismo, las demandas de cortante obtenidas son relevantes considerando la sección reducida y el confinamiento transversal insuficiente, lo cual incrementa la vulnerabilidad del elemento frente a mecanismos de falla frágil, especialmente bajo solicitaciones sísmicas severas.

Los valores de fuerza axial, combinados con los momentos actuantes, configuran un estado crítico de sollicitación flexo-axial, que será comparado en la sección siguiente con la capacidad resistente nominal del elemento conforme a los criterios del ACI 318-19.

4.2.12. Verificación Demanda / Capacidad (D/C)

La verificación de la capacidad resistente se realizó comparando las demandas internas obtenidas del modelo estructural con las capacidades de diseño calculadas conforme al ACI 318-19.

Tabla 29.

Comparación demanda–capacidad de la columna C3

Dirección sísmica	(Pu) (kN)	(ϕ P _n) (kN)	(P _u / ϕ P _n)	(M _u) (kN·m)	(ϕ M _n) (kN·m)	(M _u / ϕ M _n)
X	300.6	491	0.61	9.59	12.4	0.77
Y	212.8	491	0.43	1.23	12.4	0.10

4.2.13. Evaluación normativa del desempeño estructural

A pesar de que la verificación de resistencia de sección conforme al ACI 318-19 muestra valores de demanda/capacidades menores a la unidad, la columna C3 no satisface los requisitos normativos de desempeño sísmico exigidos para edificaciones ubicadas en zonas de alta sismicidad.

- Esto se debe a que la evaluación de la seguridad estructural de edificaciones existentes no se limita únicamente a la resistencia nominal de la sección, sino que debe considerar aspectos adicionales como:
 - Insuficiente confinamiento transversal (estribos Ø8 @ 20 cm).
 - Capacidad a cortante limitada, con riesgo de falla frágil.
 - Presencia de efectos de segundo orden (P– Δ) significativos.
 - Ubicación del elemento en el primer nivel, asociado a un comportamiento tipo piso blando.
 - Requisitos de ductilidad sísmica establecidos por la NEC-SE-DS y la ASCE/SEI 41.

En consecuencia, la sección original de la columna C3 no cumple con los criterios globales de seguridad y desempeño sísmico, lo cual justifica técnicamente la necesidad de su reforzamiento estructural, aun cuando la resistencia nominal de la sección resulte aparentemente suficiente.

4.3. RESULTADOS DEL OE.3: DISEÑAR UNA PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL QUE MEJORE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA VIVIENDA, CONSIDERANDO SU VIABILIDAD TÉCNICA, NORMATIVA Y ECONÓMICA.

4.3.1. PROPUESTA DE REHABILITACIÓN.

La columna C3, ubicada en el pórtico central del primer nivel, presentaba una sección original de 20×20 cm, la cual resultó insuficiente para resistir adecuadamente las solicitaciones gravitacionales y sísmicas obtenidas del análisis estructural del estado existente. En consecuencia, se adoptó como medida de rehabilitación el encamisado de hormigón armado, incrementando la sección transversal final a 40×40 cm, con el objetivo de aumentar la capacidad axial, mejorar la rigidez lateral del primer nivel, cumplir las demandas sísmicas y garantizar un confinamiento adecuado del núcleo estructural.

El refuerzo se ejecuta mediante la adición de un nuevo recubrimiento de hormigón con resistencia característica $f'_c = 28$ MPa, mientras que el núcleo existente corresponde a un hormigón de resistencia aproximada $f'_c \approx 17.5$ MPa, determinada a partir de ensayos no destructivos. El refuerzo longitudinal adicional se compone de 8 barras $\text{Ø}12$ mm, distribuidas perimetralmente y sumadas al acero existente, alcanzando un área total aproximada de $A_s \approx 993$ mm².

El confinamiento transversal se garantiza mediante estribos $\text{Ø}8$ mm, dispuestos cada 100 mm en zonas críticas y cada 150 mm en zonas no críticas, con un recubrimiento de 50 mm y una altura útil del elemento de 2.90 m, cumpliendo con los criterios de confinamiento y ductilidad exigidos para zonas de alta sismicidad.

Con el fin de asegurar el trabajo compuesto entre el núcleo existente y el nuevo encamisado, se incorporan vinchas o conectores de anclaje, dispuestos en las cuatro caras de la columna, cuya función es garantizar la transferencia de esfuerzos

cortantes en la interfaz concreto–concreto y evitar deslizamientos relativos entre ambos materiales.

Ilustración 13

Sección de columna C3 reforzada mediante encamisado de hormigón armado (sección final 40 x 40)

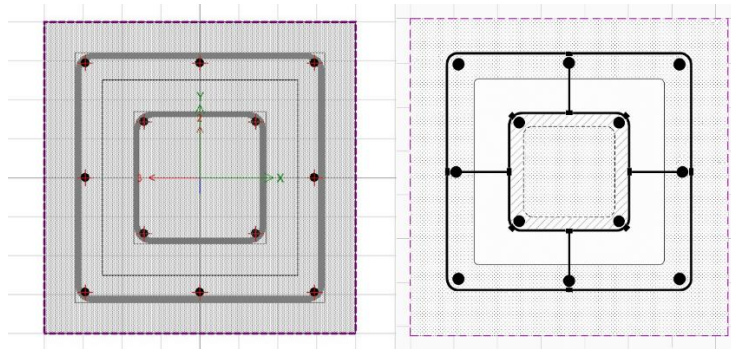
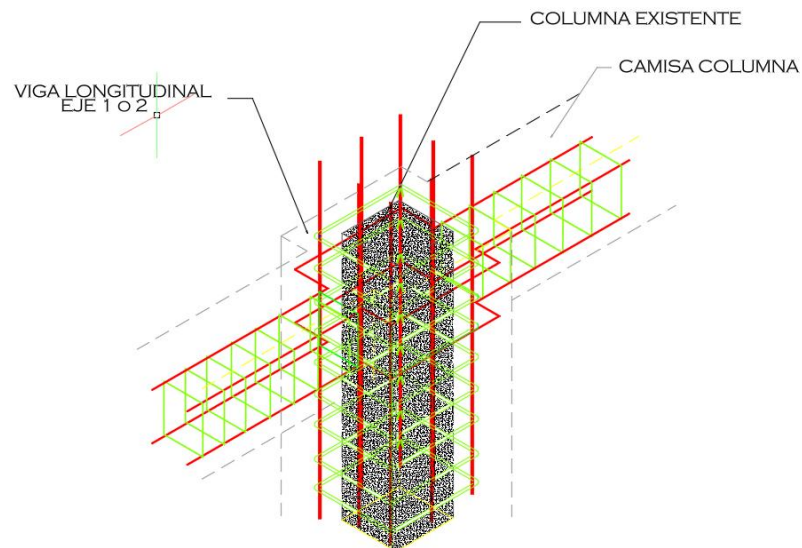


Ilustración 14

Detalle constructivo de la columna encamisada.



4.3.2. Criterio de dimensionamiento del encamisado de hormigón armado

El dimensionamiento del encamisado de hormigón armado de la columna C3, ubicada en el pórtico central del primer nivel, se realizó con base en criterios

de demanda–capacidad, rigidez estructural y detallado sismorresistente, conforme a los lineamientos establecidos en el ACI 318-19, ACI 562 y la ASCE/SEI 41-17, así como a la NEC-SE-DS (2015).

La columna original presenta una sección transversal de 20×20 cm, construida con hormigón de baja resistencia ($f'_c \approx 17.5$ MPa) y un refuerzo longitudinal mínimo, característico de edificaciones pre-código. Los resultados del análisis dinámico modal–espectral evidenciaron que dicho elemento se encuentra sometido a elevadas demandas axiales y flexionales, concentradas en el primer nivel, debido a la presencia de piso blando, irregularidad en elevación e irregularidad torsional.

4.3.2.1. Evaluación de la sección original (20×20 cm)

Desde el punto de vista geométrico y resistente, la sección original presenta las siguientes limitaciones:

- Área bruta reducida ($A_g=400$) insuficiente para resistir de forma segura la combinación de carga axial y momentos flectores inducidos por la acción sísmica.
- Rigidez flexional limitada, lo cual incrementa las derivas de piso y amplifica los efectos de segundo orden (P– Δ).
- Imposibilidad de cumplir adecuadamente los requisitos de confinamiento, debido a la reducida dimensión del núcleo de concreto, aun incrementando la cuantía de acero transversal.

En consecuencia, la sección original no satisface los criterios de seguridad y desempeño exigidos por la normativa vigente, resultando necesario incrementar tanto la capacidad resistente como la rigidez del elemento.

Justificación del incremento de sección a 40×40 cm

Con el fin de superar las deficiencias identificadas, se adoptó un encamisado de hormigón armado, aumentando la sección transversal final a 40×40 cm, lo que implica un incremento de 20 cm por cada lado respecto a la sección original. Esta decisión se fundamenta en los siguientes criterios técnicos:

4.3.2.2. Incremento del área resistente

El encamisado permite aumentar el área bruta de concreto de:

$$A_g, 20 \times 20 = 400 \text{ cm}^2 \rightarrow A_g, 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

Este aumento cuadruplica el área resistente, reduciendo significativamente las tensiones de compresión en el núcleo existente y mejorando la capacidad axial del elemento.

4.3.2.3. Aumento significativo de la rigidez flexional

La rigidez flexional de una sección cuadrada es proporcional a su momento de inercia, definido como:

$$I = \frac{b^4}{12}$$

Por tanto, el incremento de rigidez obtenido con el encamisado es:

$$\frac{I_{40}}{I_{20}} = \left(\frac{40}{20}\right)^4 = 16$$

Este resultado demuestra que el aumento de **20 cm por cada lado** incrementa la rigidez flexional de la columna en aproximadamente **16 veces**, contribuyendo de manera directa a la reducción de derivas excesivas y al control de los efectos P- Δ en el primer nivel, identificado como piso blando.

4.3.3. Derivas de piso de la estructura reforzada

Las derivas de piso de la estructura reforzada fueron obtenidas a partir del análisis dinámico modal-espectral realizado en el software ETABS, considerando los casos sísmicos en las direcciones X y Y, definidos conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015). El análisis se efectuó bajo un modelo tridimensional, evaluando la respuesta máxima elástica por nivel (Step Type: Max), sin el uso de combinaciones de carga, de acuerdo con los criterios normativos para el control de desplazamientos laterales.

Tabla 30.

Deriva máxima obtenida (modelo reforzado)

Piso	Dirección	Deriva
Piso 3	X	0.006413
Piso 3	Y	0.005733
Piso 2	X	0.001751
Piso 2	Y	0.000713
Piso 1	X	0.000534
Piso 1	Y	0.000221

Ilustración 15

Distribución de derivas de piso de la estructura reforzada

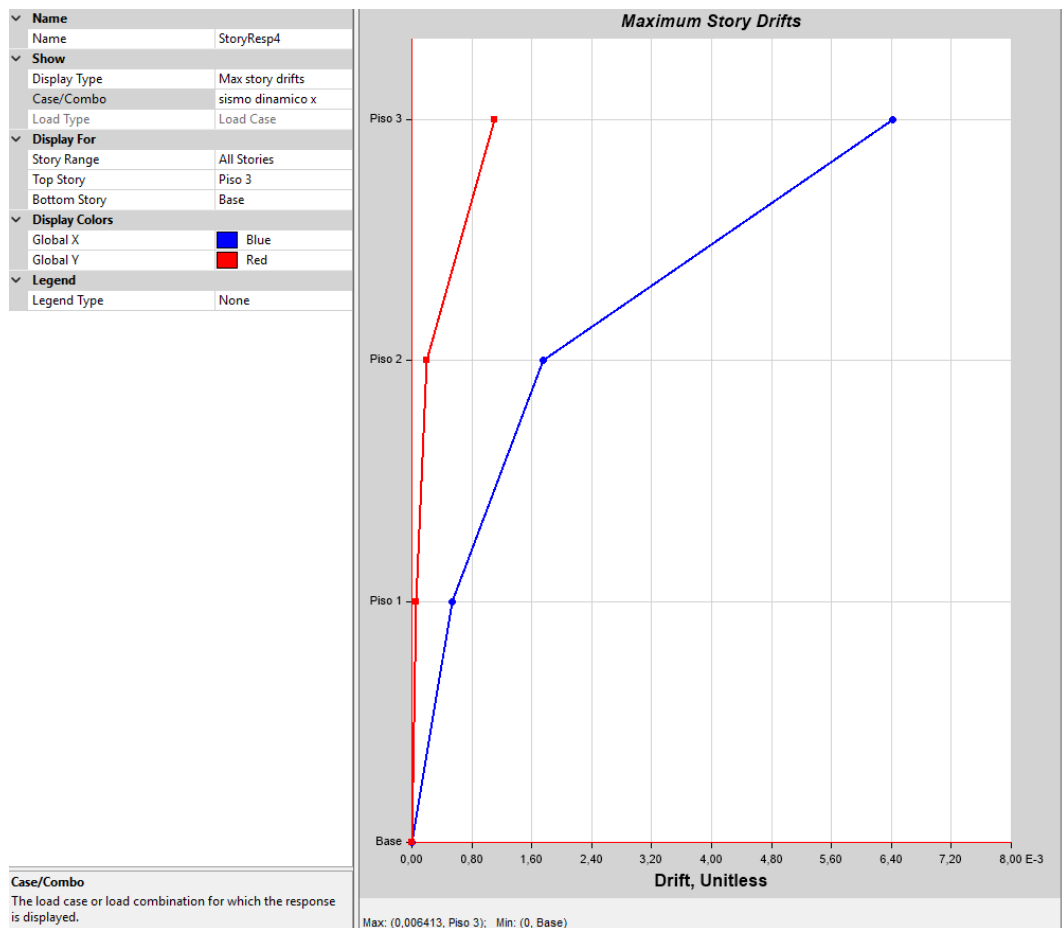
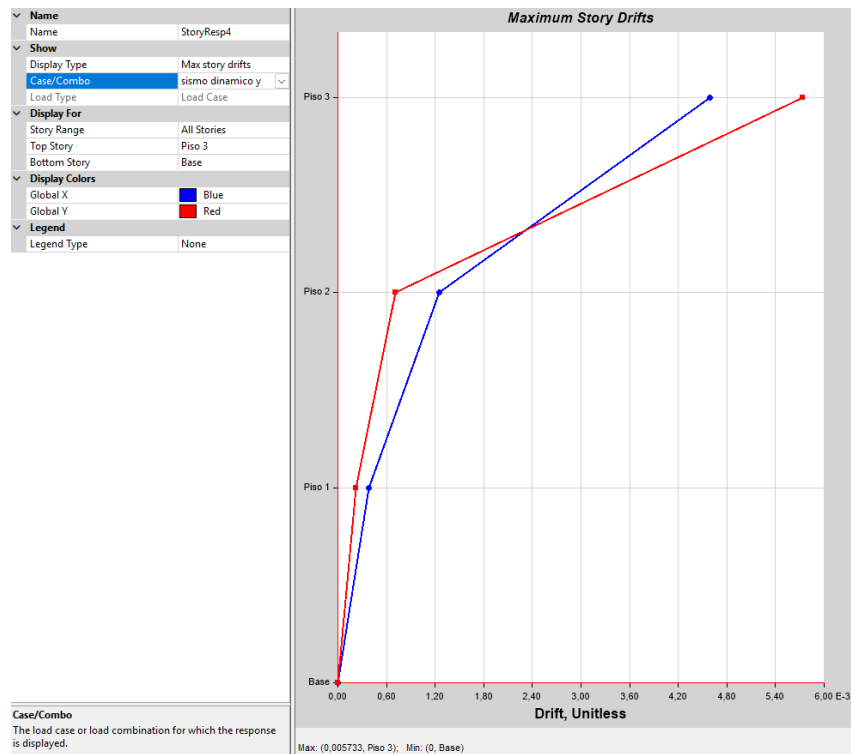


Ilustración 16

Distribución de derivas de piso de la estructura reforzada (direcciones Y)



4.3.4. Desplazamientos laterales y deflexiones globales de la estructura

Los desplazamientos laterales máximos de la edificación fueron obtenidos a partir del análisis dinámico espectral realizado en el software ETABS, considerando los casos sísmicos en las direcciones X y Y. Estos desplazamientos representan la deflexión global de la estructura bajo la acción sísmica y permiten identificar los niveles con mayor deformabilidad lateral.

Los resultados indican que las mayores deflexiones se concentran en el tercer nivel, mientras que los menores desplazamientos se presentan en el primer nivel, lo cual evidencia una variación significativa de rigidez en elevación. Este comportamiento es consistente con la configuración estructural existente y con la presencia de discontinuidades geométricas y estructurales en los niveles superiores.

En la dirección X, el desplazamiento lateral máximo registrado fue de 24.14 mm en el tercer piso, mientras que en la dirección Y el desplazamiento máximo

alcanzó 17.71 mm en el mismo nivel. La diferencia entre los desplazamientos máximos y los desplazamientos promedio por piso sugiere la existencia de efectos torsionales, particularmente en el último nivel, asociados a la irregularidad en planta y a la distribución no uniforme de rigidez.

Tabla 31.

Desplazamientos laterales máximos por nivel (ETABS)

Piso	Caso sísmico	Dirección	Desplazamiento máximo (mm)	Desplazamiento promedio (mm)	Relación máx/prom
Piso 3	Sismo dinámico X	X	24.14	21.69	1.113
Piso 3	Sismo dinámico X	Y	3.85	2.57	1.499
Piso 2	Sismo dinámico X	X	6.69	6.18	1.082
Piso 1	Sismo dinámico X	X	1.60	1.48	1.080
Piso 3	Sismo dinámico Y	X	17.29	15.53	1.113
Piso 3	Sismo dinámico Y	Y	17.71	17.55	1.010
Piso 2	Sismo dinámico Y	X	4.79	4.43	1.082
Piso 2	Sismo dinámico Y	Y	2.76	2.70	1.020
Piso 1	Sismo dinámico Y	X	1.15	1.06	1.080
Piso 1	Sismo dinámico Y	Y	0.66	0.65	1.013

Estos resultados confirman que la estructura presenta un comportamiento lateral no homogéneo, con concentraciones de deformación en los niveles superiores, condición que incrementa la vulnerabilidad sísmica y justifica la necesidad de medidas de reforzamiento estructural.

Ilustración 17

Deformada global de la estructura bajo acción sísmica dirección en X

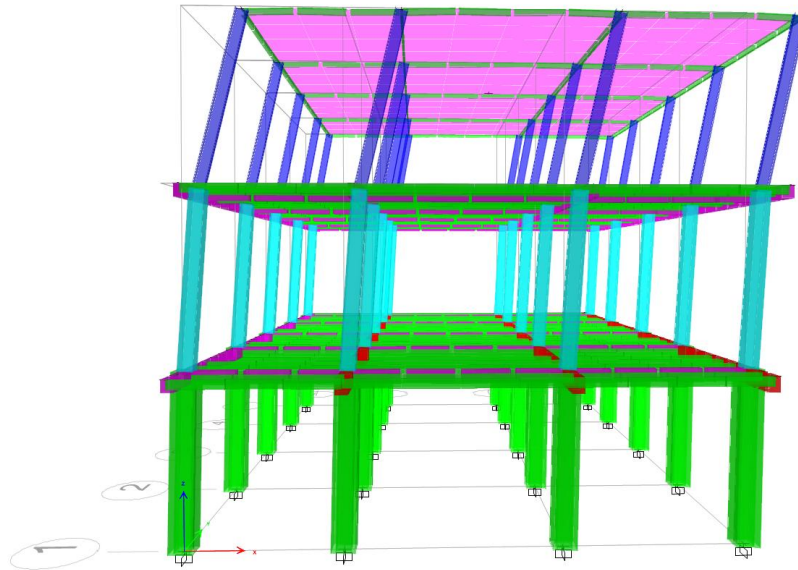
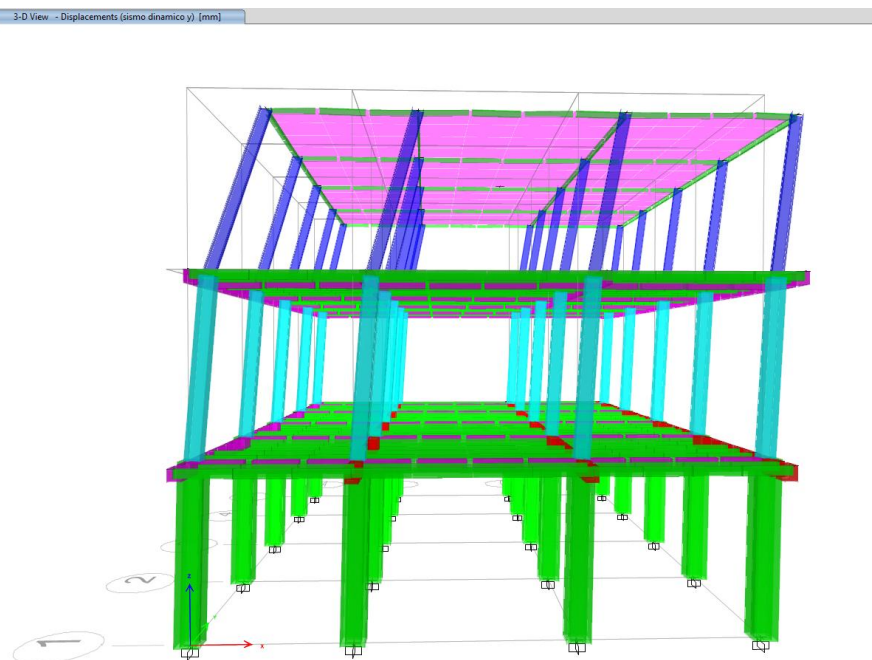


Ilustración 18

Deformada global de la estructura bajo acción sísmica dirección en Y



4.3.5. Cortante basal sísmico y distribución de fuerzas en elevación

El cortante basal sísmico de la edificación fue determinado a partir del análisis dinámico espectral realizado en el software ETABS, considerando los casos sísmicos en las direcciones X y Y, definidos conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015). El cortante basal representa la demanda sísmica global actuante sobre la estructura y permite evaluar la magnitud de las fuerzas laterales transmitidas hacia la base. En la dirección X, el cortante basal máximo alcanzó un valor de 28 355.28 kgf (\approx 278 kN), concentrándose principalmente en el primer nivel de la edificación. En la dirección Y, el cortante basal obtenido fue de 14 210.80 kgf (\approx 139 kN), presentando una magnitud inferior en comparación con la dirección X, lo que evidencia una mayor flexibilidad estructural en este eje.

La distribución del cortante sísmico por niveles muestra un incremento progresivo de las fuerzas hacia los pisos inferiores, observándose que el primer nivel absorbe la mayor proporción del cortante total. Este comportamiento es característico de estructuras con variaciones significativas de rigidez en elevación, y resulta coherente con los resultados obtenidos en el análisis de desplazamientos laterales y derivas de piso. La concentración de cortante sísmico en el primer nivel incrementa la demanda sobre columnas y vigas de dicho nivel, lo que refuerza la necesidad de evaluar detalladamente la capacidad resistente de los elementos estructurales críticos, particularmente aquellos ubicados en la planta baja.

Tabla 32.

Distribución del cortante sísmico por nivel obtenida del análisis dinámico espectral (ETABS)

Nivel	Cortante en X (kgf)	Cortante en Y (kgf)
Piso 3	11 904.08	2 358.34
Piso 2	22 062.51	10 413.30
Piso 1	28 355.28	14 210.80

4.3.6. Distribución del cortante sísmico por piso

Con el fin de evaluar la demanda sísmica global que actúa sobre la edificación, se analizó la distribución del cortante sísmico por piso (Story Shears)

obtenida a partir del análisis dinámico espectral realizado en el software ETABS, considerando los casos de carga sismo dinámico en dirección X y sismo dinámico en dirección Y.

El cortante sísmico por piso representa la suma de las fuerzas horizontales que actúan sobre cada nivel, siendo un parámetro fundamental para identificar la concentración de esfuerzos sísmicos a lo largo de la altura de la estructura.

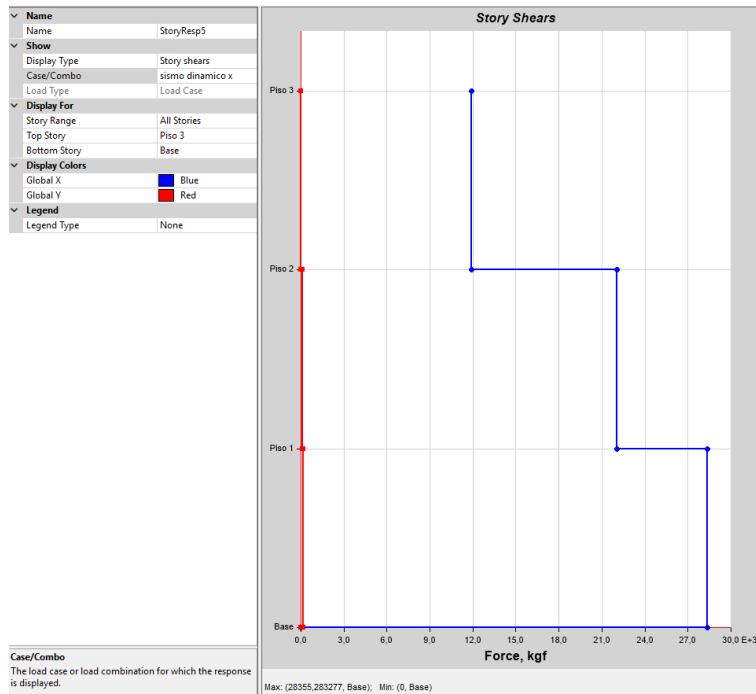
4.3.6.1. Cortante sísmico por piso – Dirección X

La siguiente figura muestra el diagrama de distribución del cortante sísmico por piso en la dirección X. Se observa que el máximo cortante se presenta en la base de la estructura, con un valor aproximado de 28 355 kgf, disminuyendo progresivamente hacia los niveles superiores.

Este comportamiento es característico de estructuras aporticadas, donde las mayores demandas sísmicas se concentran en los pisos inferiores debido a la acumulación de masas y rigideces. El incremento significativo del cortante en el primer nivel evidencia una elevada demanda sísmica en la planta baja, asociada a la irregularidad en elevación y a la menor rigidez lateral en dicha dirección.

Ilustración 19

Diagrama de distribución del cortante sísmico por piso - Dirección X (ETABS)



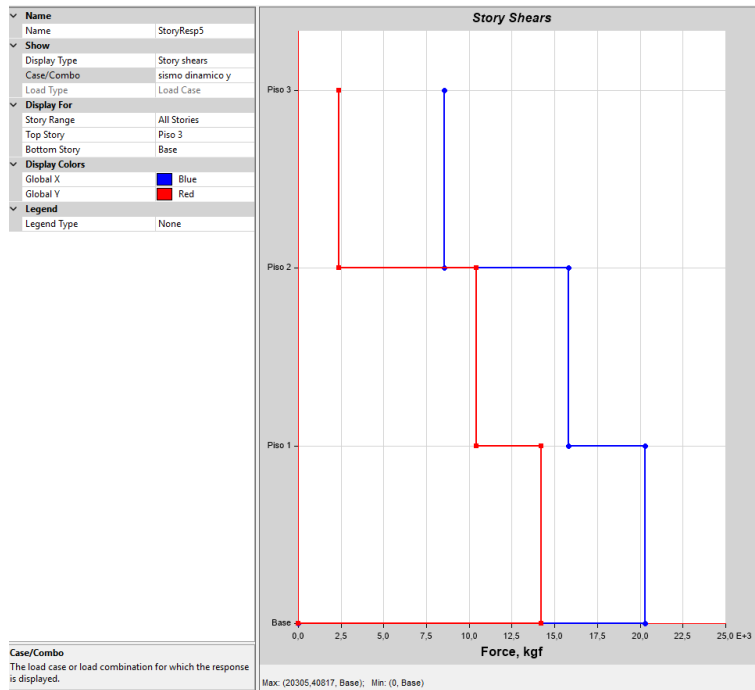
4.3.6.2. Cortante sísmico por piso – Dirección Y

En la siguiente figura se presenta el diagrama de cortante sísmico por piso correspondiente a la dirección Y. El cortante basal máximo registrado alcanza un valor aproximado de 20 305 kgf, siendo inferior al obtenido en la dirección X.

La distribución del cortante a lo largo de la altura es más uniforme, lo cual indica un mejor comportamiento estructural en la dirección Y, asociado a una mayor continuidad de los elementos resistentes y a una mejor distribución de rigidez.

Ilustración 20

Diagrama de distribución del cortante sísmico por piso - Dirección Y (ETABS)



A partir de los resultados obtenidos en ETABS, se resume en la Tabla X el cortante sísmico máximo por piso para ambas direcciones de análisis.

Tabla 33.

Cortante sísmico por piso obtenido del análisis dinámico espectral

Piso	Cortante X (kgf)	Cortante Y (kgf)
Piso 3	11 904	8 525
Piso 2	22 026	15 799
Piso 1	28 355	20 305
Base	28 355	20 305

4.3.7. Efecto del reforzamiento en la respuesta dinámica de la estructura

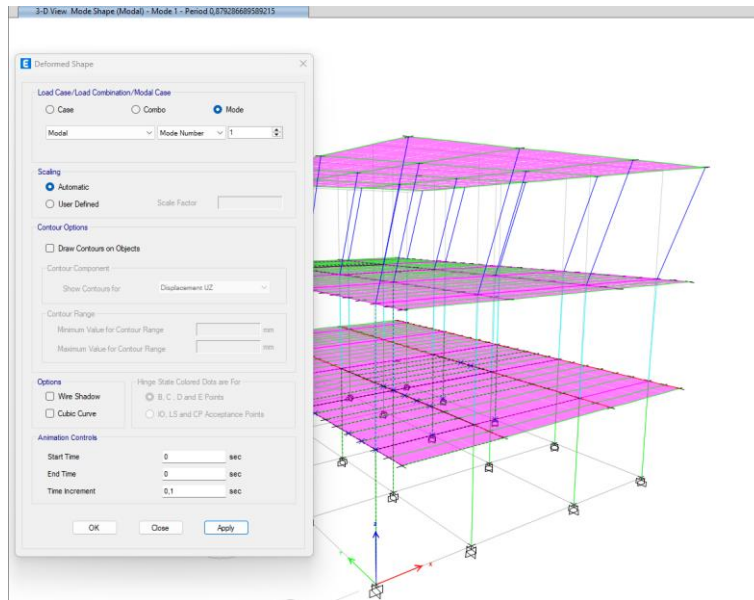
El análisis modal en ETABS arrojó un periodo fundamental de:

$$T1 = 0.879 \text{ s}$$

Este valor se encuentra dentro del rango esperado para una edificación baja reforzada, confirmando que el encamisado incrementa la rigidez sin producir efectos adversos sobre la dinámica global.

Ilustración 21

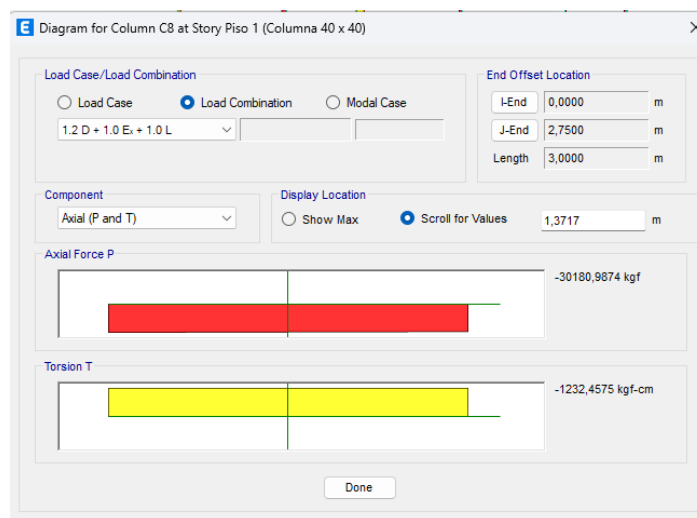
Periodos modales obtenidos en ETABS



4.3.8. Carga Axial Pu

Ilustración 22

Diagrama axial para combinación 1.2D + Ex + 1.0L.

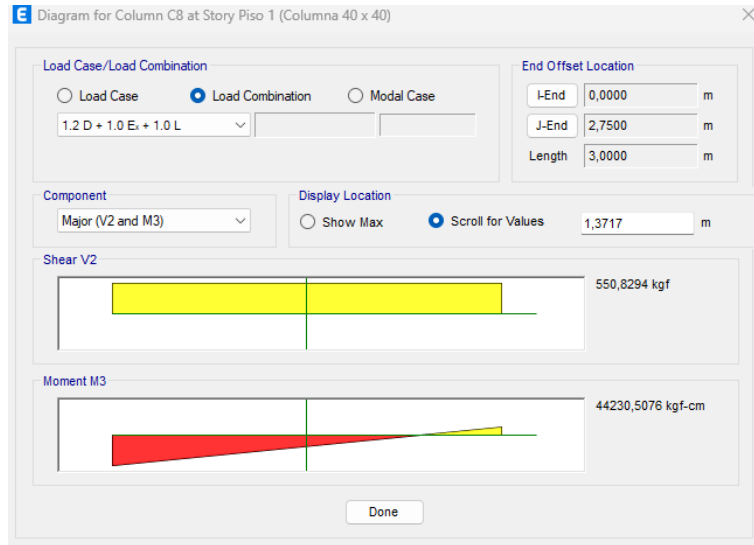


$$P_u = -30180.99 \text{ kgf} \approx -296 \text{ kN}$$

4.3.8.1. Momento flector en el eje fuerte M3

Ilustración 23

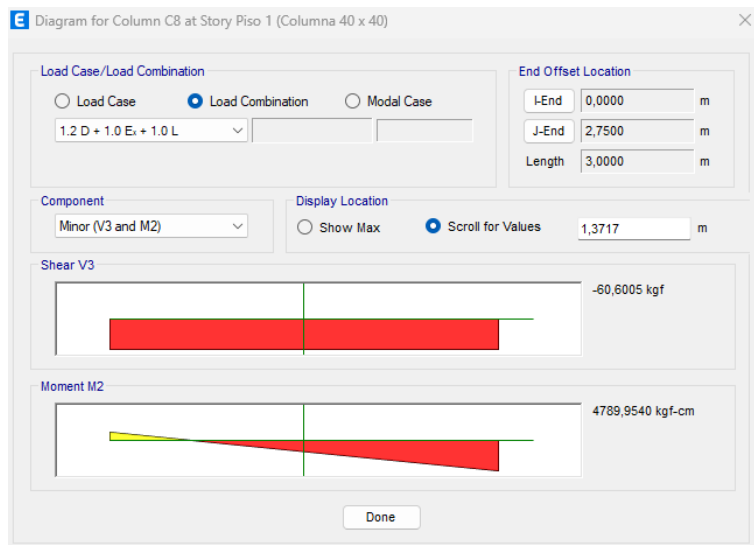
Momento M3 para la combinación de diseño



4.3.8.2. Cortante mayor V2

Ilustración 24

Diagrama menor (V3 Y M2) para la columna C3.



Valores obtenidos:

$$M2u = 4789.95 \text{ kgf/cm}^2 \approx 0.47 \text{ kN/m}^2$$

$$V3u = 60.60 \text{ kgf} \approx 0.59 \text{ kN}$$

Tabla 34.

Esfuerzos mayorados en la columna C8 reforzada (40 × 40 cm)

Esfuerzo	Símbolo	Valor	Unidad
Carga axial	Pu	-30 180.99	kgf
Momento eje fuerte	M3u	44 230.51	kgf·cm
Momento eje débil	M2u	4 789.95	kgf·cm
Cortante eje fuerte	V2u	550.83	kgf
Cortante eje débil	V3u	60.60	kgf
Torsión	Tu	1 232.46	kgf·cm

4.4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.4.1. Caracterización estructural y condiciones constructivas

El análisis integral de la edificación permitió establecer que se trata de una vivienda unifamiliar de tres niveles, localizada en la ciudad de La Libertad, provincia de Santa Elena, clasificada como zona de muy alta sismicidad según la NEC-SE-DS (2015). El sistema resistente corresponde al tipo C3 de la metodología FEMA P-154 (2015), es decir, un pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno no reforzada.

La estructura original fue edificada en 1985, bajo un esquema pre-código, sin aplicación de diseño sismo-resistente. Posteriormente, en 1995, se ejecutó una ampliación superior con elementos metálicos tipo “G” y cubierta liviana de steel panel, sin verificación estructural previa. Esta adición generó una discontinuidad en el sistema resistente vertical, modificando la distribución de masas y rigideces, y ocasionando una irregularidad en elevación, condición que incrementa la vulnerabilidad sísmica.

El levantamiento técnico confirmó que las columnas y vigas principales fueron construidas con cuatro barras Ø10 mm y estribos Ø8 mm cada 20 cm, configurando un refuerzo mínimo de confinamiento. La losa nervada unidireccional y el ausente control de calidad del concreto reflejan un patrón constructivo empírico, común en edificaciones residenciales autoconstruidas del litoral ecuatoriano.

4.4.2. Evaluación del estado de conservación y materiales

El examen visual evidenció fisuras diagonales y horizontales en columnas, desprendimientos de recubrimiento y signos de corrosión del acero, principalmente en la planta baja. Asimismo, se identificaron grietas longitudinales en losas de voladizo y eflorescencias asociadas a humedad capilar, manifestaciones que indican degradación progresiva del concreto y pérdida de capacidad resistente.

El ensayo de esclerometría, ejecutado conforme a la ASTM C805 y ACI 228.1R-19, arrojó una resistencia promedio de 189 kg/cm² (± 45), valor bajo y coherente con mezclas tradicionales sin control de dosificación. El escaneo electromagnético de armaduras permitió corroborar la existencia de cuatro varillas Ø10 mm con estribos Ø8 mm cada 20 cm, información verificada en zonas donde el recubrimiento estaba desprendido. La extracción de núcleos no fue posible por falta de autorización del propietario; por ello, los valores obtenidos se consideran referenciales, aunque representativos del estado real del concreto.

Los resultados indican que el material no cumple con las resistencias mínimas exigidas por la NEC-SE-DS ($f'c \geq 210$ kg/cm²) para estructuras de concreto armado, lo que compromete la capacidad portante y la ductilidad del sistema.

4.4.3. Evaluación de vulnerabilidad sísmica – Método FEMA P-154 (Nivel 1)

La aplicación del formulario FEMA P-154 (Nivel 1) permitió identificar los principales factores que influyen en la vulnerabilidad del inmueble. El puntaje básico correspondiente a la tipología C3 fue 0.9, al cual se aplicaron penalizaciones

por irregularidades verticales y en planta, así como por condiciones pre-código y suelo tipo D.

El puntaje final SL1 obtenido fue 0.3, equivalente al límite mínimo ($S_{min} = 0.3$), lo que indica que la edificación no cumple con el umbral de seguridad estructural establecido.

Los aspectos más determinantes en la reducción del puntaje fueron:

- La irregularidad en elevación, originada por la incorporación del nivel metálico superior.
- La irregularidad en planta, debido a la asimetría geométrica y discontinuidad del diafragma.
- La baja calidad del concreto y deficiente confinamiento en las columnas.

Según los criterios de la FEMA P-154 (2015) y la ASCE/SEI 41-17, estas condiciones ubican a la estructura en una categoría de alta vulnerabilidad sísmica, recomendando su análisis detallado mediante un estudio de Nivel 2.

4.4.4. Discusión del análisis modal-espectral (ETABS)

El modelo tridimensional desarrollado en ETABS bajo el espectro sísmico equivalente ($SDS = 0.46$ g, $SD1 = 0.36$ g, tipo de suelo D) permitió confirmar las deficiencias observadas en la inspección.

Los periodos fundamentales resultaron $T_1 = 0.38$ s (dirección X) y $T_2 = 0.31$ s (dirección Y), valores típicos de una estructura baja con rigidez variable. El tercer modo (torsional) se activó tempranamente ($T_3 = 0.23$ s), evidenciando una asimetría torsional significativa.

Las derivas máximas alcanzaron 0.0138 en el primer piso (dirección X), superando el límite de 0.0075 establecido por la NEC-SE-DS (2015), confirmando la presencia de un piso blando ($K_1/K_2 = 0.62 < 0.70$). El análisis de desplazamientos laterales mostró además una torsión excesiva ($\delta_{ext}/\delta_{prom} \approx 1.45 > 1.2$), lo que implica un comportamiento no uniforme bajo excitación sísmica.

En términos de demanda-resistencia, las columnas de esquina del primer nivel registraron relaciones D/C entre 1.10 y 1.25, mientras que las vigas con voladizos alcanzaron $D/C \approx 1.15$, superando la capacidad nominal. Las columnas

interiores superiores mantuvieron relaciones aceptables (0.70–0.85), pero con baja reserva de resistencia. El efecto $P-\Delta$ calculado fue $\theta = 0.13$, valor superior al límite de 0.10, indicando riesgo de inestabilidad lateral.

En síntesis, el modelo numérico validó el diagnóstico visual: la edificación presenta piso blando, irregularidad torsional y deficiente rigidez lateral, condiciones que la colocan en un escenario de desempeño sísmico inadecuado.

4.5. Implicaciones estructurales y criterios de refuerzo

A partir de los resultados obtenidos, se identifican las siguientes necesidades de intervención estructural:

1. **Refuerzo de columnas críticas** del primer nivel mediante encamisado de concreto o composite FRP, para aumentar capacidad axial y a cortante.
2. **Incorporación de muros de corte o pantallas de hormigón armado** en los ejes de retranqueo, con el fin de mejorar la rigidez lateral en dirección X.
3. **Densificación del estribado** ($\emptyset 8 \rightarrow \emptyset 10$, $s \leq 10$ cm) en zonas de confinamiento.
4. **Reforzamiento de vigas de borde y voladizos** mediante placas de acero o laminados de fibra de carbono (CFRP) para mejorar el comportamiento flexional.
5. **Continuidad y reforzamiento del diafragma** con conectores metálicos en dirección X.
6. **Mejoramiento de la unión entre el marco de hormigón y la estructura metálica superior**, garantizando transferencia de esfuerzos.
7. **Control de corrosión y protección superficial** en las zonas afectadas por humedad.

Estas acciones permitirían que la estructura alcance un **nivel de desempeño “Life Safety (LS)”**, de acuerdo con la **ASCE/SEI 41-17**, reduciendo el riesgo de colapso durante un sismo severo.

4.6. Proceso de encamisado de columnas

4.6.1. Preparación de la columna existente (fase crítica)

Esta etapa es fundamental para garantizar el correcto comportamiento del encamisado.

4.6.1.1. Retiro de recubrimientos

- Eliminar completamente pintura, revoque, estuco o mortero existente.
- La columna debe quedar 100 % expuesta en hormigón.

4.6.1.2. Picado y lijado del hormigón existente

- Picar superficialmente el hormigón en todas las caras de la columna.
- Profundidad del picado: entre 1.5 cm y 3.0 cm, sin dañar el núcleo resistente ni las armaduras existentes.
- El objetivo es generar una superficie rugosa e irregular, no lisa.

4.6.1.3. Exposición parcial del agregado

- El picado debe permitir la exposición parcial del agregado grueso, lo que mejora significativamente la adherencia mecánica.
- No es necesario dejar el agregado completamente suelto; solo visible.

4.6.1.4. Limpieza profunda

- Retirar polvo, restos sueltos y partículas con:
 - Aire comprimido y/o
 - Agua a presión
- La superficie debe quedar:
 - Limpia
 - Libre de grasa, polvo y lechada
 - En condición saturada superficialmente seca (SSD) antes de aplicar el aditivo

4.6.2. Aplicación del puente de adherencia (aditivo)

Para asegurar la unión entre el hormigón viejo y el nuevo, se debe aplicar un puente de adherencia estructural.

4.6.2.1. Aditivo recomendado

- **Sikadur®-32 Gel** (epóxico estructural)
o alternativamente
- **Sika® Latex** (adherente acrílico para morteros y hormigones)

4.6.2.2. Procedimiento

- Aplicar el aditivo sobre la superficie rugosa de la columna con brocha o rodillo.
- Cubrir completamente todas las caras.
- El vaciado del nuevo hormigón debe realizarse dentro del tiempo abierto indicado por el fabricante (hormigón fresco sobre adherente fresco).

4.6.3. Colocación de conectores y anclajes

- Perforar la columna existente para instalar conectores de acero corrugado.
- Diámetro típico: Ø 12 mm.
- Anclar los conectores con resina epóxica estructural.
- Estos conectores aseguran la transferencia de esfuerzos entre el elemento original y el encamisado.

4.6.4. Colocación del acero de refuerzo del encamisado

- Instalar las varillas longitudinales Ø 12 mm alrededor de la columna existente.
- Colocar estribos Ø 8 mm cada 10 cm, correctamente amarrados.
- Garantizar recubrimientos mínimos (≥ 4 cm).

4.6.5. Encofrado

- Colocar encofrado rígido, bien alineado y sellado.
- Dimensión final: 40 × 40 cm.
- Verificar verticalidad y escuadras antes del vaciado.

4.6.6. Vaciado del nuevo hormigón

- Utilizar hormigón **con** $f^c = 280 \text{ kg/cm}^2$.
- Vaciado continuo y vibrado mecánico cuidadoso.
- Evitar segregación o nidos de grava.

4.6.7. Curado

- Curado húmedo mínimo de 7 días.
- Proteger las columnas de cargas, golpes o vibraciones prematuras.

4.7. ANÁLISIS DE COSTOS DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL MEDIANTE ENCAMISADO DE COLUMNAS

Con el fin de evaluar la viabilidad económica de la propuesta de reforzamiento estructural, se desarrolló el Análisis de Precio Unitario (APU) correspondiente al encamisado de columnas de hormigón armado, considerando los recursos de equipo, mano de obra, materiales y transporte necesarios para su ejecución.

El análisis se realizó para una unidad de obra representativa, correspondiente al encamisado de una columna del primer nivel, incluyendo actividades de preparación, colocación de acero de refuerzo, encofrado, vaciado y compactación del hormigón.

4.7.1. Costos de equipo

En la Tabla se presentan los costos asociados al equipo requerido para la ejecución del encamisado, los cuales incluyen herramientas básicas y equipos menores necesarios para garantizar una correcta colocación y compactación del hormigón.

Tabla 35.

Costos de equipo para encamisado de columna

Descripción	Cantidad	Tarifa (\$/h)	Rendimiento	Costo (\$)
Vibrador manual	1,00	3,13	2,00	6,25
Concreteira de hormigón	1,00	5,00	2,00	10,00
Herramienta menor	1,00	1,32	1,00	1,32
Subtotal equipo				17,57

4.7.2. Costos de mano de obra

La mano de obra considerada corresponde a personal calificado y no calificado, de acuerdo con las categorías establecidas en el sistema de costos de la construcción. El rendimiento adoptado refleja condiciones normales de ejecución en obra.

Tabla 36.

Costos de mano de obra para encamisado de columna

Descripción	Cantidad	Jornal (\$/h)	Rendimiento	Costo (\$)
Ayudante (EO E2)	2,00	4,23	2,00	16,92
Albañil (EO D2)	1,00	4,28	2,00	8,56
Maestro mayor en ejecución de obra	1,00	4,65	0,20	0,93
Subtotal mano de obra				26,41

4.7.3. Costos de materiales

Los materiales considerados corresponden a los insumos necesarios para la ejecución del encamisado de hormigón armado, incluyendo concreto, acero de refuerzo, encofrado y aditivos, conforme a las especificaciones técnicas del proyecto.

Tabla 37.

Costos de materiales para encamisado de columna

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unit. (\$)	Costo (\$)
Cemento tipo Portland	saco	3,00	7,85	23,55
Arena fina	m ³	0,20	16,00	3,20
Piedra 3/4	m ³	0,30	22,00	6,60
Agua	m ³	0,05	1,50	0,08
Acero de refuerzo fy = 420 MPa	kg	20,00	1,50	30,00
Encofrado de madera reutilizable	m ²	4,50	5,00	22,50
Aditivo plastificante	L	1,00	4,00	4,00
Subtotales materiales				89,93

4.7.4. Costo directo del encamisado de columna

El costo directo total del encamisado de columna se obtiene de la suma de los costos de equipo, mano de obra y materiales, tal como se muestra en la Tabla.

Tabla 38.

Resumen del costo directo del encamisado de columna

Concepto	Costo (\$)
Equipo	17,57
Mano de obra	26,41
Materiales	89,93
Costo directo total	133,91

El costo directo obtenido evidencia que el encamisado de columnas de hormigón armado constituye una alternativa económicamente viable para el reforzamiento estructural de la edificación, considerando el significativo incremento en capacidad resistente y desempeño sísmico logrado mediante esta intervención.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

La edificación corresponde a un sistema C3 (pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno no reforzada), construida aproximadamente en 1985 bajo condiciones pre-código, sin criterios sismo-resistentes. Presenta tres niveles sobre el terreno, con un segundo piso metálico añadido en 1995 mediante perfiles tipo “G” y cubierta liviana. Esta ampliación, ejecutada sin verificación técnica, generó discontinuidad vertical y variaciones de rigidez, produciendo irregularidades en elevación que alteran la respuesta dinámica del edificio ante sismos. El inmueble se localiza en una zona de alta amenaza sísmica ($Z = 0.50$), con un suelo tipo D de baja rigidez, lo que amplifica la acción sísmica. Los parámetros $S_s = 0.70$ g y $S_1 = 0.32$ g, determinados conforme a la NEC-SE-DS (2015), confirman que el sitio impone altas exigencias de diseño sísmico. Estas condiciones, combinadas con la baja calidad del material y la irregularidad estructural, incrementan el riesgo de daño severo durante un evento sísmico. Los resultados del ensayo de esclerometría arrojaron una resistencia promedio del concreto de $189 \text{ kg/cm}^2 (\pm 45)$, inferior a la mínima requerida por la normativa ecuatoriana ($f'_c \geq 210 \text{ kg/cm}^2$). El escaneo electromagnético corroboró la existencia de cuatro barras $\varnothing 10$ mm y estribos $\varnothing 8$ mm cada 20 cm, confirmando un confinamiento deficiente y una configuración mínima de refuerzo. El concreto presenta características típicas de mezclas empíricas no controladas, lo que disminuye la capacidad portante y la ductilidad global del sistema estructural.

Evaluación visual y análisis FEMA P-154. La aplicación de la metodología FEMA P-154 (Nivel 1) determinó un puntaje final $SL1 = 0.3$, igual al límite inferior permitido ($S_{min} = 0.3$), clasificando la edificación como de alta vulnerabilidad sísmica. Los factores determinantes en la reducción del puntaje fueron: Irregularidad en planta y elevación, baja calidad de materiales y condición precódigo y tipo de suelo blando (D). Por tanto, el inmueble requiere evaluación detallada de Nivel 2 conforme a la ASCE/SEI 41-17 para cuantificar su desempeño estructural.

El modelo numérico en ETABS confirmó los hallazgos empíricos: el edificio presenta piso blando, irregularidad torsional y rigidez insuficiente. Los periodos fundamentales obtenidos fueron $T_1 = 0.38$ s y $T_2 = 0.31$ s, mientras que las derivas máximas (0.0138) superaron el límite de la NEC-SE-DS (0.0075). El análisis mostró relaciones $D/C > 1.0$ en columnas de esquina y vigas con voladizos, y un efecto $P-\Delta$ ($\theta = 0.13$) superior al permitido. En conjunto, el modelo demostró que la estructura no cumple con los requisitos de desempeño sísmico ni de estabilidad lateral, confirmando la necesidad de refuerzo.

A partir del análisis desarrollado, se determinó que el reforzamiento estructural constituye una alternativa técnica viable frente a la demolición total de la edificación. En este sentido, el encamisado de columnas se seleccionó como la solución más adecuada, debido a su capacidad para incrementar la sección efectiva de los elementos estructurales, mejorar el confinamiento del concreto y optimizar el comportamiento conjunto del acero y el hormigón.

La aplicación del encamisado estructural permite mejorar significativamente la capacidad portante de las columnas, reduciendo la probabilidad de fallas por compresión, cortante y flexión. Asimismo, este tipo de reforzamiento contribuye a incrementar la rigidez y ductilidad del sistema estructural, lo cual es fundamental para garantizar un comportamiento más seguro frente a sollicitaciones sísmicas, de acuerdo con los criterios establecidos en la normativa ecuatoriana.

Desde un punto de vista constructivo, el encamisado presenta ventajas importantes, ya que permite intervenir la estructura existente sin necesidad de demoler los elementos originales, reduciendo costos, tiempos de ejecución y afectaciones a la vivienda. Esta característica convierte al reforzamiento propuesto en una solución eficiente y replicable para edificaciones con condiciones similares.

Finalmente, se concluye que la propuesta de reforzamiento estructural desarrollada en esta investigación contribuye a prolongar la vida útil de la edificación, mejorar su desempeño estructural y garantizar condiciones adecuadas de seguridad. El estudio demuestra la importancia de realizar evaluaciones técnicas previas a cualquier ampliación vertical y resalta el rol del análisis estructural como herramienta fundamental para la toma de decisiones en edificaciones existentes.

5.2. *RECOMENDACIONES*

- Los estudios deben complementarse con ensayos SPT o detallamiento del suelo utilizado.
- Realizar extracción de núcleos de concreto en futuras evaluaciones, a fin de validar los resultados obtenidos con el esclerómetro y obtener una resistencia real del material conforme a ASTM C42.
- Ampliar la inspección estructural a todos los elementos del edificio, incluyendo cimentaciones y conexiones metálicas, para disponer de una caracterización completa del sistema resistente.
- Efectuar una evaluación detallada (Nivel 2) según ASCE 41-17, incorporando un análisis no lineal para determinar el desempeño sísmico real de la edificación.
- Desarrollar un registro comparativo de edificaciones similares en la zona, con el fin de establecer patrones de vulnerabilidad y mejorar la gestión del riesgo estructural a nivel local.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary*. American Concrete Institute,: <https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=31819>
- ACI Committee 318. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary*. American Concrete Institute. : <https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=31819>
- Alarcón, H., y García, P. (2020). Evaluación estructural y refuerzo sísmico en edificaciones existentes. . *Universidad Nacional de Ingeniería*. <https://repositorio.uni.edu.pe/handle/20.500.14076/2161>.
- Alvarado, M., Herrera, J., y Quiroz, D. (2021). Evaluación de estructuras de hormigón armado con intervenciones informales en zonas urbanas del Ecuador. . *Revista Ingeniería y Sociedad*, , 23(2), 55-67. . <https://doi.org/https://doi.org/10.26441/ing.soc.2021.v23n2.04>
- American Concrete Institute. (2013). *ACI 228.2R-13: Report on Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures*. . <https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=228213>
- American Concrete Institute. (2017). *ACI 440.2R-17: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. . <https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=440217>
- Arias, F., y Covinos, D. (2021). El proyecto de investigación: Introducción a la metodología científica (8.ª ed.). . *Episteme*.
- ASCE. (2022). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-22)*. American Society of Civil Engineers: <https://ascelibrary.org/doi/book/10.1061/asce7.2022>
- ASTM International. (2016). *ASTM C597-16: Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete*. <https://www.astm.org/c0597-16.html>
- ASTM International. (2018). *ASTM C805/C805M-18: Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete*. . https://www.astm.org/c0805_c0805m-18.html

- ASTM International. (2020). *ASTM C42/C42M-20: Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete*. https://www.astm.org/c0042_c0042m-20.html
- Brüel, y Kjær. (s.f.). *Dinámica estructural - Análisis dinámico*. <https://www.bksv.com/es/knowledge/applications/structural-dynamics>
- Budynas, R. G., y Nisbett, J. K. (2015). *Diseño en ingeniería mecánica de Shigley (9.ª ed.)*. McGraw-Hill.
- Callister, W. D., y Rethwisch, D. G. (2011). *Fundamentos de ciencia e ingeniería de materiales (8.ª ed.)*. Reverté.
- Celigüeta Lizarza, J. T. (2000). *Método de los elementos finitos para análisis estructural*. Escuela Superior de Ingenieros Industriales, Universidad de Navarra. https://doi.org/https://books.google.com.ec/books/about/M%C3%A9todo_de_los_elementos_finitos_para_an.html?id=uLjMPAAACAAJ&redir_esc=y
- Cervera, M., y Blanco, E. (2001). *Mecánica de estructuras. Libro 1: Resistencia de materiales*. Edicions UPC. https://doi.org/https://cervera.rmee.upc.edu/libros/Mec%C3%A9nica_de_estructuras_I_Resistencia_de_Materiales.pdf
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering (4ª ed.)*. Prentice Hall.
- Chopra, A. K. (2017). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering (5th ed.)*. Pearson. <https://www.pearson.com/en-us/subject-catalog/p/dynamics-of-structures-theory-and-applications-to-earthquake-engineering/P200000002087/9780134555121>.
- Chopra, A. K. (2017). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering (5th ed.)*. Pearson. <https://doi.org/https://www.pearson.com/en-us/subject-catalog/p/dynamics-of-structures-theory-and-applications-to-earthquake-engineering/P200000006138/9780134555126>
- Computers and Structures, I. (2025). *SAP2000: Structural Analysis and Design*. <https://www.csiamerica.com/products/sap2000>

- Creswell, J. W., y Creswell, J. D. (2018). *Research design: Qualitative, quantitative, and mixed methods approaches (5th ed.)*. . SAGE Publications.: <https://us.sagepub.com/en-us/nam/research-design/book255675>
- Das, B. M., y Sivakugan, N. (2016). *Principios de ingeniería de cimentaciones (8.ª ed.)*. . Cengage Learning.
- Delgado, M., y Pérez, R. (2019). Evaluación técnica de edificaciones de hormigón armado. . *Revista Ingeniería Civil y Ambiente*, , 6(2), 45–58. <https://doi.org/https://revistas.unam.edu.ec/index.php/ingenieriayambiente/article/view/658>
- Esaú De Jesús, J. (2009). *Cimentaciones superficiales: análisis y diseño*. . Universidad Autónoma de Nuevo León.
- Faneite, C. (2023). Metodología de la investigación aplicada a las ciencias de la ingeniería. . *Editorial UPEL*.
- Fardis, M. N. (2009). Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings: Based on EN-Eurocode 8. . *Springer*. <https://doi.org/10.1007/978-1-4020-8614-2>.
- Federación Iberoamericana del Hormigón Premezclado (FIHP). (2015). *Manual práctico del concreto premezclado*. . <https://fihpnet.org/wp-content/uploads/2020/06/Manual-Practico-del-Concreto-Premezclado-FIHP.pdf>
- Gavilánez, J. (2021). *Diseños experimentales en investigación científica*. . Universidad Técnica de Ambato.: <https://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/32641>
- Gere, J. M., y Goodno, B. J. (2012). *Resistencia de materiales (8.ª ed.)*. . Cengage Learning. Cengage Learning.
- González, J., Pérez, L., y Herrera, M. (2017). Refuerzo estructural de viviendas existentes ante la adición de un segundo piso: un enfoque práctico. *Journal of Structural Engineering*, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001725](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001725), 143(6), 06017013.
- González, M., y López, J. (2020). Evaluación estructural de edificaciones existentes. *Editorial Universitaria de Ingeniería*.

- González, P., y Torres, L. (2020). Guía técnica para reforzamiento estructural de viviendas en hormigón armado conforme al ACI 318 y NEC-SE. . *Revista de Construcción y Normativa*, , 12(1), 22-38. .
<https://doi.org/https://doi.org/10.33326/rcn.2020.12.1.234>
- González-López, J. (2021). *Rehabilitación y refuerzo de estructuras de hormigón*. Reverté. https://doi.org/https://www.reverte.com/libro/rehabilitacion-y-refuerzo-de-estructuras-de-hormigon_145504/
- Hernández, L., y Velez, F. (2018). Refuerzo de estructuras de viviendas para soportar ampliaciones de segundo piso en áreas urbanas de Ecuador. . *Revista de Construcción y Arquitectura en Ecuador*, <https://doi.org/10.1016/j.rce.2018.02.006>, 10(4), 45-58.
- Hernández, R., Fernández, C., y Baptista, P. (2014). Metodología de la investigación (6.^a ed.). . McGraw-Hill.
<https://doi.org/https://www.mheducation.es/bcv/guide/capitulo/8448601130.pdf>
- Hernández, R., y Mendoza, C. (2018). Metodología de la investigación: Las rutas cuantitativa, cualitativa y mixta (3.^a ed.). . McGraw-Hill.
- Hibbeler, R. C. (2010). Ingeniería mecánica: estática (12.^a ed.). . Pearson Educación. <https://doi.org/ISBN 978-607-442-561-1>.
- Hibbeler, R. C. (2016). Análisis estructural (9^a ed.). Pearson Educación.
- INEN. (2014). *Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 2517:2014 – Concreto. Clasificación por resistencia a compresión*. . Instituto Ecuatoriano de Normalización. : <https://www.normalizacion.gob.ec/buscador-de-normas/>
- Jacome, J. J. (23 de marzo de 2015). *Planos estructurales*. <https://jacomeajj.blogspot.com/2015/06/planos-y-elementos-estructurales.html>
- Libre Ingeniería Civil. (26 de marzo de 2024). *Sistemas estructurales sismoresistentes de concreto: Tipologías*. <https://www.libreingenieriacivil.com/2024/03/sistemas-estructurales-sismoresistentes.html>
- Linero, D. L., Garzón, D., y Ramírez, A. (2015). *Análisis estructural mediante el método de los elementos finitos: Introducción al comportamiento lineal elástico*. Editorial UNAL (Universidad Nacional de Colombia).

<https://doi.org/https://portaldelibros.unal.edu.co/gpd-anyalisis-estructural-mediante-el-metodo-de-los-elementos-finitos-introduccion-al-comportamiento-lineal-elastico-9789587617221.html>

- Mendoza, C., y Díaz, E. (2019). Análisis estructural de viviendas existentes para el reforzamiento con un segundo piso. . *International Journal of Civil Engineering and Technology*, <https://doi.org/10.1007/s41040-019-00139-1>, 10(6), 1325-1336.
- Mindess, S., Young, J. F., y Darwin, D. (2003). *Concrete (2nd ed.)*. . Pearson Education. : <https://www.pearson.com/store/p/concrete/P100000124147>
- Ministerio de Obras Públicas. (2009). *Coeficiente de Poisson*. . <https://www.mop.gob.sv/wp-content/uploads/2010/03/poisson.pdf>
- Mogollón, R., y Gutiérrez, F. (2020). Modelación estructural y simulaciones numéricas para evaluación sísmica. . *Revista Ingeniería de Construcción*, , 35(1), 45–62. <https://doi.org/https://www.scielo.cl/pdf/ric/v35n1/0718-5073-ric-35-01-45.pdf>
- NEC. (2015). *NEC-SE. Diseño estructural en edificaciones*. . Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Norma Ecuatoriana de la Construcción: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/12/NEC-SE-2015.pdf>
- NEC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas y Seguridad Estructural*. Norma Ecuatoriana de la Construcción: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/normativa-tecnica/>
- Neville, A. M. (2011). *Properties of Concrete (5th ed.)*. . Pearson Education Limited. : <https://www.pearson.com/store/p/properties-of-concrete/P100000651036>
- Nilson, A. H., Darwin, D., y Dolan, C. W. (2005). *Design of Concrete Structures (13.ª ed.)*. . McGraw-Hill.
- Novely Cabrales, B. D. (2015). *Análisis matricial de estructuras por el método de la rigidez: problemas resueltos e introducción a los elementos finitos*. https://www.academia.edu/40620201/An%C3%A1lisis_matricial_de_estructuras_por_el_m%C3%A9todo_de_la_rigidez_Apuntes
- Oñate, E. (2016). *Cálculo de estructuras por el método de los elementos finitos*. . Análisis estático lineal. Volumen 1: Sólidos. CIMNE.:

- <https://books.cimne.com/product/calculo-de-estructuras-por-el-metodo-de-los-elementos-finitos-analisis-estatico-lineal-vol-1/>
- Park, R., y Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. . Wiley.
- Park, R., y Paulay, T. (2007). *Reinforced Concrete Structures*. . *John Wiley & Sons*.
<https://doi.org/https://www.wiley.com/en-us/Reinforced+Concrete+Structures%3A+Second+Edition-p-9780471350236>
- Paviconj. (2020). *Hormigón densidad*. <https://www.paviconj-es.es/hormigon-precios/densidad-hormigon/>
- Pérez, A., y Carrillo, H. (2018). Análisis de estructuras construidas sin diseño técnico en zonas urbanas marginales. . *Revista Ingeniería Civil*, , 25(2), 45-59. <https://doi.org/https://doi.org/10.22201/fiec.20182502>
- PTC. (s.f.). *Acerca del análisis estático*.
https://support.ptc.com/help/creo/creo_pma/r11.0/spanish/simulate/mech_des/static_anal_top.html
- Quintero, J., y Pérez, M. (2017). Análisis estructural de viviendas unifamiliares en zonas sísmicas para la ampliación vertical en la ciudad de Guayaquil. *Revista Ecuatoriana de Ingeniería Civil*, <https://doi.org/10.1016/j.recie.2017.03.005>, 12(2), 98-109.
- Ramírez, J., y Torres, C. (2019). Patologías del concreto en estructuras de autoconstrucción. . *Revista Ingeniería y Construcción*, , 34(1), 55–64. <https://doi.org/https://doi.org/10.4067/S0718-50732019000100055>
- Rodríguez, M., y Delgado, P. (2020). Evaluación estructural de viviendas existentes en la ciudad de Guayaquil para la ampliación de un segundo piso. . *Revista de Ingeniería Civil de Ecuador*, <https://doi.org/10.1016/j.rice.2020.05.002>, 15(2), 45-56.
- Salvadori, M., y Heller, R. (2002). *¿Por qué se caen los edificios? (2.ª ed.)*. . Fondo de Cultura Económica.
- SkyCiv. (s.f.). *Dinámica estructural y análisis de vibraciones en el diseño de vigas*.
<https://skyciv.com/es/technical/structural-dynamics-and-vibration-analysis-in-beam-design/>


- StudySmarter. (s.f.). *Análisis Cuasi-Estático: Principios & Ejemplos*.
<https://www.studysmarter.es/resumenes/ingenieria/ingenieria-mecanica/analisis-cuasi-estatico/>
- Vega, E., y Ramírez, C. (2019). Refuerzo estructural de viviendas para soportar un segundo piso en zonas sísmicas de la provincia de Santa Elena. . *Revista de Construcción y Arquitectura de Ecuador*, <https://doi.org/10.1016/j.rcae.2019.03.004>, 18(3), 78-90.
- Vizcaíno, J. (2023). *Metodología de la investigación: Fundamentos y aplicaciones*. . Editorial Universitaria.

ANEXO

CONSEJO TÉCNICO DE USO Y GESTIÓN DEL SUELO

Anexo 1. FORMULARIO DE DETECCIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EDIFICACIONES Nivel 1
 Formulario de recopilación de datos con base al FEMA P-154 **Muy alta sismicidad**

100 FOTOGRAFÍA Y ESQUEMA ESTRUCTURAL DEL INMUEBLE



101 DATOS EDIFICACION

102 Nombre de la Edificación: RESIDENCIAL LA LIBERTAD

103 Dirección: LA LIBERTAD

104 Sitio de referencia: VIVIENDA 105 Código Postal: 240301

106 Tipo de uso: RESIDENCIAL

107 Latitud: 1078 Norte 108 Longitud: 105A Este

109 Se: 0,70g 110 Sí: 0,32g

111 DATOS DEL PROFESIONAL

112 Nombre del evaluador: RBOR RODRIGUEZ HECTOR MANUEL - BALON MEDINA HECTOR ARTUR

113 Cédula del evaluador: 115 Fecha: 13/08/25

114 Registro SENSOSY: 116 Hora: 10:30 AM

117 DATOS CONSTRUCCION

118 Número de Pisos: 3

119 Sobre el Suelo: 120 Bajo el Suelo: 0

121 Año de construcción: 1985 122 Año de Construcción: 2013

123 Código Afo: NS 124 Año(s) Remodelación: 2000

124 Adiciones: Ninguna SI 125 Número de Pecho: NS

126 Tipo de Catastral: NS

200 OCUPACION

201 Asambleas: Comercial Servicio de Emergencia

202 Industria: Oficina

203 Unidad: Almacén Residencial #

203A Histórico: Albergue Público

204 TIPO DE SUELO:

204A A B C D E F DNK

204B Roca Dura Roca Dura Detall Suelo Denso Suelo Duro Suelo Blando Suelo Pobre si DNK si DNK

205 RIESGOS GEOLÓGICOS

206 Licuefacción: Deslizamiento: Ruptura de Superficie:

206A SI NO SI NO

206B NO SI NO NO

206C DNK DNK DNK

207 Adyacencia

207A Golpes 207B Peligro de caída del Edificio Adyacente

208 Irregularidades:

208A Elevación (Tipo/severidad) presente/moderado

208B Ranta (Tipo) presente

209 Peligro de Caída Exteriores

209A Chimeneas sin soporte lateral 209D Apéndices

209B Reves. Pasado o de chapa de madera pesada 209E Parapetos

209C Otros

210 COMENTARIOS

ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN Dibujos o comentarios en una página aparte

300 TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

301	Porticos de Madera Livianos viviendas multifamiliares de uno a 2 pisos	W1	309	Portico Hormigón Armado	C1
302	Porticos de madera Livianos múltiples unidades, múltiples pisos para	W1A	310	Portico H. Armado con muros de corte	C2
303	Porticos de madera para edificios comerciales e industriales con un	W2	311	Portico H. Armado con mampostería de relleno sin refuerzo	C3 X
304	Portico Acero Laminado (Portico Resistente a Momento)	S1	312	Losas Prefabricada de Hormigón (Tilt-up)	PC1
305	Portico Acero Laminado con diagonales	S2	313	Portico de H. Armado prefabricados	PC2
306	Portico Acero Liviano o Conformado en frío	S3	314	Edificios de mampostería reforzada con diafragmas flexibles	RM1
307	Portico Acero Laminado con muros estructurales hormigón	S4	315	Edificios de mampostería reforzada con diafragmas rígidos	RM2
308	Portico Acero con paredes de mampostería de bloque	S5	316	Edificios de Mampostería no reforzada	URM
			317	Vivienda prefabricada	MH

400 PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL NIVEL 1, SL1

401	PARAMETROS CALIFICATIVOS DE LA ESTRUCTURA (TIPO DE EDIFICIO FEMA)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH
		(M RF)	(BR)	(LM)	(RC)	(SW)	(M RF)	(SW)	(TU)	(FD)	(RD)							
402	PUNTAJE BÁSICO	2.1	1.9	1.8	1.5	1.40	1.6	1.4	1.2	1	1.2	0.9	1.1	1	1.1	1.1	0.9	1.1
403	IRREGULARIDADES																	
403A	Irregularidad vertical Grave, VL1	-0.9	-0.9	-0.9	-0.8	-0.7	-0.8	-0.7	-0.7	-0.7	-0.8	-0.6	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	NA
403B	Irregularidad vertical Moderada, VL1	-0.6	-0.5	-0.5	-0.4	-0.4	-0.5	-0.4	-0.3	-0.4	-0.4	-0.3	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.3	NA
403C	Irregularidad en planta, PL1	-0.7	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.4	-0.4	-0.5	-0.3	-0.5	-0.4	-0.4	-0.4	-0.3	NA
404	CODIGO DE LA CONSTRUCCION																	
404A	Pre-código moderno (construido antes de 2001) o auto construcción	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.2	-0.3	-0.2	-0.1	-0.1	-0.2	0	-0.2	-0.1	-0.2	-0.2	0	0
404B	Construido en etapa de transición (desde 2001 pero antes de 2015)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
404C	Post código moderno (construido a partir de 2015)	1.9	1.9	2	1	1.1	1.1	1.5	NA	1.4	1.7	NA	1.5	1.7	1.6	1.6	NA	0.5
406	SUELO																	
406A	Suelo Tipo A o B	0.5	0.5	0.4	0.3	0.3	0.4	0.3	0.2	0.2	0.3	0.1	0.3	0.2	0.3	0.3	0.1	0.1
406B	Suelo Tipo D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
406C	Suelo Tipo E (1-3 Pisos)	0	-0.2	-0.4	-0.3	-0.2	-0.2	-0.2	-0.1	-0.1	-0.2	0	-0.2	-0.1	-0.2	-0.2	0	-0.1
406D	Tipos de suelo E (>3 Pisos)	-0.4	-0.4	-0.4	-0.3	-0.3	NA	-0.3	-0.1	-0.1	-0.3	-0.1	NA	-0.1	-0.2	-0.2	0	NA
407	Puntaje Mínimo	0.7	0.7	0.7	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1
408	PUNTAJE FINAL NIVEL 1, SL1 > SMIN												0.3	No cumple				

500 GRADO DE REVISIÓN

501 Exterior: Parcial Todos los Lados Aéreo

502 Interior: Ninguno Visible Completo

503 Planos revisados: SI No

504 Fuente del Tipo de suelo: DNK - Se asume tipo D

505 Fuente del Peligro Geológico:

506 Personas de Contacto: Celular: Correo:

600 OTROS RIESGOS:

601 Golpeo Potencial (a menor que SL2-límite, si es conocido)

602 Riesgo de caída de edificios adyacentes más altos

603 Riesgo geológico o tipo de Suelo F

604 Dato significativo / deteriorado sistema estructural

700 ACCIÓN REQUERIDA:

701 Si, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio

702 Si, puntaje menor que el límite

703 Si, otros peligros presentes

704 NO

Evaluación no estructural detallada recomendada? (marque con una X)

705 Si, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados

706 No, existen peligros no estructurales que requieren mitigación, pero no necesita una evaluación detallada

707 No, no se identifican peligros no estructurales

708 DNK= no conoce

308 OBSERVACIONES:

Referencia del formulario: FEMA P 154 (2015). Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards - A Handbook, 3th edition. FEMA & NEHRP report, ATC, California Modificado: Diciembre, 2021

FIRMA RESPONSABLE EVALUACION

Modificado por: Ing. Paul Olmedo Revisado por: Ing. Jacobo Moral Aprobado por: Ing. Jacobo Moral SHEP-M IDUVI