



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

TEMA:

“DISEÑO SISMORRESISTENTE PARA VIVIENDA UNIFAMILIAR EN
ZONA URBANA DE CONSTRUCCIÓN PROGRESIVA APLICANDO EL
ACI-318-19, SANTA ELENA”

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTORA:

SÁNCHEZ FEIJOO GINGER ELIZABETH

TUTOR:

ING. RAÚL ANDRÉS VILLAO VERA, MSC.

LA LIBERTAD, ECUADOR

2026

DEDICATORIA

Dedico este logro a Dios, por darme la vida, salud y perseverancia para alcanzarlo.

A mi hijo Zabdiel, mi mayor inspiración y motor de cada esfuerzo, cuya sonrisa me dio fuerzas en los momentos difíciles.

A mis padres, Karina Feijoo y Pablo Sánchez, por su amor incondicional y sacrificio constante. A mis hermanos, Kevin y Neidy Sánchez, por su apoyo y confianza.

A Sebastián Terranova, por su apoyo y motivación durante este proceso.

Y finalmente, a mí misma, por no rendirme y honrar el compromiso de llegar hasta el final.

Sánchez Feijoo Ginger

AGRADECIMIENTOS

El escribir estas líneas, mi corazón desborda de gratitud y emoción. No encuentro palabras suficientes para expresar cuanto ha significado el apoyo de las personas que estuvieron presente durante este camino. Cada consejo, palabra de aliento y cada muestra de confianza han sido fundamentales para alcanzar esta meta que hoy se convierte en realidad.

Expreso mi mayor gratitud a Dios, por permitirme culminar esta etapa de mi vida y brindarme la fortaleza necesaria para enfrentar cada desafío.

A mi hijo Zabdiel Terranova Sánchez, por ser mi más grande impulso para seguir adelante y esforzarme cada día por construir un mejor futuro, y demostrarme que cada día puedo mejorar. Agradezco a mis padres Karina Feijoo y Pablo Sánchez, por su gran amor incondicional, por inculcarme grandes valores y enseñarme que todo necesita un esfuerzo, gracias por su apoyo y sacrificio constante y por acompañarme en cada paso que doy, han sido una base fundamental en toda mi vida.

A mis hermanos Kevin y Neidy Sánchez, con quienes he compartido risas y grandes sueños juntos, y a pesar de en ciertos momentos enojarnos nunca nos hemos dejado de apoyar y de darnos consejos.

Al padre de mi hijo, Sebastián Terranova, que me ha brindado motivación para no rendirme cuando sentía que no lograría llegar a mi meta y por confiar en mí y en mis conocimientos, agradezco cada risa, abrazo y consejo cuando sentía no poder. Asimismo, agradezco a Katherine Reyes por sus consejos, su apoyo y acompañamiento cuando más lo necesité.

Extiendo mi gratitud hacia los docentes que han formado parte de mi trayectoria universitaria, quienes han compartido sus conocimientos, experiencias y enseñanzas aportando significativamente a mi formación profesional. También agradezco a todas las personas que, de una u otra manera, han aportado a la culminación de este logro.

Sánchez Feijoo Ginger

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de Tutor del Trabajo de Titulación, modalidad Trabajo de Integración Curricular denominado **“Diseño sismorresistente para vivienda unifamiliar en zona urbana de construcción progresiva aplicando el ACI-318-19, Santa Elena”** elaborado por el Sr. SÁNCHEZ FEIJOO GINGER ELIZABETH egresado de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingeniera Civil, me permito declarar que luego de haberla dirigido, estudiado y revisado, la apruebo en su totalidad.

TUTOR

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Raúl Villao Vera', with a long horizontal stroke extending to the left.

Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc.

La Libertad, a los 31 del mes de julio del año 2026

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Yo, **Sánchez Feijoo Ginger Elizabeth**

DECLARO QUE:

El Trabajo de Titulación **“Diseño sismorresistente para vivienda unifamiliar en zona urbana de construcción progresiva aplicando el ACI-318-19, Santa Elena”** previo a la obtención del título de **Ingeniera Civil**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

La Libertad, a los 31 del mes de julio del año 2026

LA AUTORA



Sánchez Feijoo Ginger Elizabeth

AUTORIZACIÓN

Yo, **Sánchez Feijoo Ginger Elizabeth**

Autorizo a la Universidad Península de Santa Elena la **publicación** en la biblioteca de la Institución del Trabajo de Titulación denominado “**Diseño sismorresistente para vivienda unifamiliar en zona urbana de construcción progresiva aplicando el ACI-318-19, Santa Elena**”, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

La Libertad, a los 31 del mes de julio del año 2026

LA AUTORA



Sánchez Feijoo Ginger Elizabeth

CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

En calidad de tutor del trabajo de titulación denominado “DISEÑO SISMORRESISTENTE PARA VIVIENDA UNIFAMILIAR EN ZONA URBANA DE CONSTRUCCIÓN PROGRESIVA APLICANDO EL ACI-318-19, SANTA ELENA”, elaborado por la estudiante SÁNCHEZ FEIJOO GINGER ELIZABETH, egresada 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/a Civil, me permito declarar que una vez analizado en el sistema antiplagio, luego de haber cumplido con los requerimientos de valoración, el presente trabajo de titulación, se encuentra con un 8% de la valoración permitida, por consiguiente se procede a emitir el siguiente certificado.

Adjunto del reporte de análisis.

Atentamente,



Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc.

DOCENTE TUTOR

C.I.:0924204290

La Libertad, a los 31 del mes de julio del año 2026



REVISION TESIS SANCHEZ FEJOO GINGER

ID : 3a3c4aaa06236e8320f11b5b90cb248b3992446e



8%

Textos sospechosos

Nombre del fichero : REVISION TESIS SANCHEZ FEJOO GINGER .txt
Tamaño del archivo original : 826,06 kB
Número de palabras : 24.410

Depositante : RAUL ANDRES VILLAO VERA
Fecha de depósito : 20 de julio de 2026
Tipo de carga : interface
fecha de fin de análisis : 20 de julio de 2026

Resumen (sección 1/2)

Localización de los textos sospechosos en el documento :



Incluido en el porcentaje de textos sospechosos :

Similitudes

<1%

Pasajes con similitudes a fuentes encontradas en diferentes colecciones.



Detección de IA

8%

Textos estilísticamente próximos a un texto generado por una IA.

Este índice es un indicador y no una prueba. Comprueba con el autor si domina los conocimientos mencionados en el documento.



No incluido en el porcentaje de textos sospechosos :

Textos entre comillas

<1%

Pasajes entre comillas, a menudo indicativos de una cita.

VALIDACIÓN GRAMATICAL Y ORTOGRÁFICA

CERTIFICO

Que, he realizado la revisión y corrección del Trabajo de Integración Curricular para la obtención del título de Ingeniera Civil, con el tema: **“DISEÑO SISMORRESISTENTE PARA VIVIENDA UNIFAMILIAR EN ZONA URBANA DE CONSTRUCCIÓN PROGRESIVA APLICANDO EL ACI-318-19, SANTA ELENA”**. Ha sido desarrollado por la estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil: **GINGER ELIZABETH SÁNCHEZ FELJOO** de la Universidad Estatal Península de Santa Elena.

Que, el trabajo presenta un dominio formal del lenguaje, con expresión clara, coherencia discursiva y solidez interpretativa. Asimismo, garantizando su adecuación a los estándares académicos y formales requeridos.

Por lo expuesto, se expide el presente certificado para que los interesados lo utilicen ante las instancias que correspondan.

Atentamente,



Lic. Mónica Paredes Castro, M.Sc.

Magíster en Educación Básica

Correo: misabelp1017@gmail.com

C.C: 0605353143

Celular: 0969917044

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN



Ing. Lucrecia Moreno Alcívar, PhD.
DIRECTORA DE CARRERA



Ing. Vianna Pinoargote Rovello, MSc.
DOCENTE ESPECIALISTA



Ing. Raúl Villao Vera, MSc.
DOCENTE TUTOR



Ing. Richard Ramírez Palma, MSc.
DOCENTE GUÍA DE LA UIC

CONTENIDO

Pág.

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
CERTIFICACIÓN DEL TUTOR.....	iv
DECLARACIÓN DE AUTORÍA	v
AUTORIZACIÓN	vi
CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO	vii
VALIDACIÓN GRAMATICAL Y ORTOGRÁFICA	ix
TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN.....	x
RESUMEN	xxi
ABSTRACT	xxii
1. CAPITULO I	23
INTRODUCCIÓN.....	23
1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	23
1.2. ANTEDECENTES	25
1.2.1. Antecedentes globales	25
1.2.2. Antecedentes nacionales.....	27
1.2.3. Antecedentes locales	28
1.3. HIPÓTESIS	29
1.3.1. Hipótesis general	29
1.3.2. Hipótesis específicas	29
1.4. OBJETIVOS.....	31
1.4.1. Objetivo general	31
1.4.2. Objetivos específicos.....	31
1.5. ALCANCE	31

1.6.	VARIABLES.....	33
1.6.1.	Variable dependiente:.....	33
1.6.2.	Variable independiente:.....	33
2.	CAPITULO II.....	34
	MARCO TEÓRICO.....	34
2.1.	MARCO DE LA CONSTRUCCIÓN.....	34
2.1.1.	Construcción progresiva.....	34
2.1.2.	Diseño estructural.....	35
2.1.3.	Cargas.....	35
2.1.4.	Carga viva.....	35
2.1.5.	Carga muerta.....	35
2.1.6.	Cargas sísmicas.....	36
2.2.	SISMICIDAD Y AMENAZA SÍSMICA.....	36
2.2.1.	Tectónica de placas y origen de los sismos.....	36
2.2.2.	Parámetros de caracterización sísmica.....	37
2.2.3.	Sismicidad del Ecuador.....	39
2.2.4.	Sismicidad de la provincia de Santa Elena.....	40
2.3.	ZONIFICACIÓN SÍSMICA Y ESPECTROS DE DISEÑO SEGÚN LA NEC-SE-DS 40	
2.3.1.	Diseño Sismo- Resistente.....	40
2.3.2.	Peligro sísmico del Ecuador: zona sísmica y factor de zona (Z).....	41
2.3.3.	Perfiles de suelo.....	42
2.3.4.	Espectro elástico de diseño en aceleración.....	43
2.3.5.	Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s	44
2.3.6.	Razón de amplificación espectral.....	46
2.3.7.	Coeficiente de importancia.....	46
2.3.8.	Coeficiente de configuración estructural en función de la irregularidad.....	47
2.4.	FILOSOFÍA Y PRINCIPIOS DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	48
2.4.1.	Objetivos del diseño sismorresistente.....	48

2.4.2.	Ductilidad, disipación de energía y filosofía viga fuerte–columna débil	49
2.4.3.	Regularidad estructural y configuración sísmica.....	50
2.4.4.	Sistemas estructurales de pórticos de hormigón armado.....	51
2.4.5.	Cortante basal	52
2.4.6.	Derivas permisibles	52
2.5.	EL HORMIGÓN ARMADO COMO SISTEMA ESTRUCTURAL.....	53
2.5.1.	Propiedades mecánicas del hormigón	53
2.5.2.	Propiedades mecánicas del acero de refuerzo	54
2.5.3	Bloque rectangular equivalente de compresiones: hipótesis de Whitney	55
2.6.	EL CÓDIGO ACI 318-19: ORGANIZACIÓN, FILOSOFÍA Y APLICACIÓN SÍSMICA.....	56
2.6.1	Estructura y organización del código	56
2.6.2	Filosofía de diseño por resistencia (LRFD).....	57
2.6.3	Combinaciones de carga según ACI 318-19 / ASCE 7	57
2.6.4	Factores de reducción de resistencia ϕ según ACI 318-19.....	58
2.6.5	Capítulo 18 del ACI 318-19: requisitos sísmicos	58
2.7.	NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC): CAPÍTULOS RELEVANTES	59
2.7.1	NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado	59
2.7.2	NEC-SE-DS: Combinaciones de carga sísmica y factor R	60
2.7.3	NEC-SE-CG: Cargas no sísmicas para el diseño de viviendas	61
2.8.	DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO	61
2.8.1	Diseño de vigas a flexión	61
2.8.2	Diseño de columnas bajo flexocompresión	62
2.8.3	Diseño de losas	63
2.8.4	Diseño de cimentaciones: plintos aislados	64
2.9.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL SÍSMICO	64
2.9.1	Método de la fuerza horizontal equivalente (FHE)	64

2.9.2	Análisis dinámico espectral modal	65
2.9.3	Control de derivas de entrepiso	66
2.10.	SOFTWARE ETABS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL 67	
2.11.	GEOTECNIA APLICADA AL DISEÑO ESTRUCTURAL EN SANTA ELENA 68	
2.11.1	Clasificación de suelos mediante SUCS.....	68
2.11.2	Ensayo de Penetración Estándar (SPT) y determinación de parámetros de diseño.....	68
2.12.	CONSTRUCCIÓN PROGRESIVA: DEFINICIÓN, CONTEXTO Y CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES	69
2.12.1	Definición y caracterización socioeconómica	69
2.12.2	Implicaciones estructurales y sismorresistentes	69
2.12.3	Construcción progresiva planificada como enfoque técnico.....	70
2.13.	ANÁLISIS COMPARATIVO DE NORMATIVAS DE DISEÑO ESTRUCTURAL	71
2.14.	ANÁLISIS DE COSTOS EN LA CONSTRUCCIÓN	72
2.14.1	Estructura de un presupuesto de obra	72
2.14.2	Análisis de Precios Unitarios (APU)	72
2.15.	REQUISITOS DE DETALLADO SÍSMICO EN EL ACI 318-19: ANÁLISIS PORMENORIZADO	73
2.15.1	Zonas críticas y longitudes de confinamiento en vigas de SMF.	73
2.15.2	Confinamiento de columnas en SMF: requisitos de área transversal de estribos.....	74
2.15.3	Requisito de viga fuerte–columna débil en nudos del SMF.....	75
2.15.4	Diseño de nudos viga-columna	76
2.16.	DIFERENCIAS NORMATIVAS ENTRE EL ACI 318-19 Y LA NEC-SE- HM: ANÁLISIS COMPARATIVO	77
2.16.1	Base de referencia de la NEC-SE-HM	77
2.16.2	Comparación en el diseño a flexión de vigas	77
2.16.3	Comparación en el diseño de columnas	78
2.16.4	Comparación en longitudes de desarrollo y empalme.....	79

2.16.5 Factores de reducción de resistencia: coincidencias y divergencias	81
2.17. DIAFRAGMAS RÍGIDOS	82
2.17.1 Concepto de diafragma rígido	82
2.18. CRITERIOS DE OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL.....	82
2.18.1 Optimización técnica vs. optimización económica	82
2.18.2 Estandarización de secciones y su importancia práctica	83
2.19. VULNERABILIDAD SÍSMICA Y DÉFICIT HABITACIONAL EN SANTA ELENA.....	84
2.19.1 Vulnerabilidad sísmica del parque habitacional.....	84
2.19.2 Déficit habitacional y construcción progresiva como respuesta social	85
3. CAPITULO III	86
METODOLOGÍA.....	86
3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACION	86
3.1.1. Tipo de investigación	86
3.1.2. Nivel de investigación	87
3.2. MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	88
3.2.1. Método.....	88
3.2.2. Enfoque.....	89
3.2.3. Diseño.....	90
3.3. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO.....	91
3.3.1. Población	91
3.3.2. Muestra	91
3.3.3. Muestreo	92
3.4. METODOLOGÍA O.E.1.: ANALIZAR LAS CONDICIONES GEOTÉCNICAS, NORMATIVAS Y SÍSMICAS DE LA PROVINCIA DE SANTA ELENA PARA ESTABLECER LOS PARÁMETROS IDEALES PARA DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTES DE UNA VIVIENDA UNIFAMILIAR.	94
3.4.1. Tipo de suelo y compacidad	94
3.4.2. Parámetros sísmicos para la provincia de Santa Elena.....	94

3.5. METODOLOGÍA O.E.2.: DESARROLLAR UN MODELO ARQUITECTÓNICO Y ESTRUCTURAL APLICANDO DOS CASOS, USANDO TANTO LOS CRITERIOS MÍNIMOS DEL ACI-318-19 COMO LOS DE LA NORMA NEC, PARA ESTABLECER EL MARCO COMPARATIVO.	95
3.5.1. Modelo arquitectónico propuesto	95
3.5.2. Cargas de servicio.....	95
3.5.3. Cargas de sismo	97
3.5.4. Prediseño de modelo 1: Aplicando ACI 318-19.....	97
3.5.5. Prediseño de modelo 2: Aplicando NEC 15.....	99
3.6. METODOLOGÍA O.E.3.: EVALUAR Y OPTIMIZAR EL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE LOS DISEÑOS PROPUESTOS FRENTE A CARGAS SÍSMICAS MEDIANTE EL USO DE SOFTWARE ESPECIALIZADO, PARA DEFINIR SECCIONES ESTANDARIZADAS PARA SU USO EN SANTA ELENA.	100
3.6.1. Análisis estático y dinámico de cargas sísmicas	100
3.6.2. Análisis de derivas.....	101
3.6.3. Chequeo de demanda/capacidad de elementos prediseñados.....	103
3.6.4. Rediseño de elementos bajo el cumplimiento del método D/C.....	104
3.7. METODOLOGÍA O.E.4.: REALIZAR UNA COMPARACIÓN PRESUPUESTARIA ENTRE LOS YA DEFINIDOS CASOS PARA ENCONTRAR LA PROPUESTA MÁS ECONÓMICA, PARA DE ESTA MANERA CONVERTIRLA EN LA OPCIÓN MÁS VIABLE PARA LA CONSTRUCCIÓN PROGRESIVA EN LA PROVINCIA.....	113
3.7.1. Cuantificación de materiales de ambos modelos.....	113
3.7.2. Definición de precios unitarios actualizados para comparativa	113
3.7.3. Comparativa de presupuestos establecidos para cada modelo	113
4. CAPITULO IV.....	114
ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	114
4.1. RESULTADOS DE O.E.1: SUELO Y AMENAZA SÍSMICA	114
4.1.1. Caracterización de suelo en la provincia de Santa Elena	114
4.1.2. Sismicidad en la provincia de Santa Elena.....	114
4.2. RESULTADOS DE O.E.2: PREDISEÑO Y CARGAS	115
4.2.1. Planta arquitectónica	115

4.2.2. Cargas gravitacionales	117
4.2.3. Cargas sísmicas	118
4.3. RESULTADOS DE O.E.3: DISEÑOS OPTIMIZADOS POR DESEMPEÑO 119	
4.3.1. Derivas de piso	119
4.3.2. Diseño final de modelo 1.....	120
4.3.3. Diseño final de modelo 2.....	121
4.3.4. Comparación de demanda con resistencia de los elementos estructurales .	121
4.4. RESULTADOS DE O.E.4: COSTOS Y PRESUPUESTOS	122
4.4.1. Cantidad de materiales de cada modelo	122
4.4.2. Análisis de Precio Unitario (APU)	124
4.4.3. Comparación de presupuestos	128
5. CAPITULO V	129
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	129
5.1 CONCLUSIONES.....	129
5.1.1 Conclusión general	129
5.1.2 Conclusiones específicas	129
5.2 RECOMENDACIONES	132
5.2.1 Recomendación general.....	132
5.2.2 Recomendaciones específicas.....	132
ANEXOS	139
Anexo 1	139
Anexo 2	140
Anexo 3	144
Anexo 4	146
Anexo 5	150
Anexo 6	151
Anexo 7	152
Anexo 8	153

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Imagen 1. Mapa de zonificación sísmica.....	42
Imagen 2. Configuración estructural recomendado.	47
Imagen 3. Configuraciones estructurales no recomendadas.....	48
Imagen 4. Parámetros de modificación de diseño de hormigón armado en Etabs.....	104
Imagen 5. Vista en elevación del pórtico B del modelo 1.....	105
Imagen 6. Vista en planta del nivel de cimentación del modelo 1.	106
Imagen 7. Vista en planta del nivel de losa del modelo 1.....	107
Imagen 8. Vista en planta del nivel de cubierta del modelo 1.	108
Imagen 9. Vista en elevación del pórtico 4 del modelo 2.	109
Imagen 10. Vista en planta del nivel de cimentación del modelo 2.	110
Imagen 11. Vista en planta del nivel de losa del modelo 2.	111
Imagen 12. Vista en planta del nivel de cubierta del modelo 2.	112
Imagen 13. Espectro de diseño para Suelo tipo D, y valor Z igual a 0.5.....	115
Imagen 14. Implantación del diseño arquitectónico de planta baja y alta a utilizar en los dos modelos.	116
Imagen 15. Elevación en eje x e y del modelo planteado, se acotan altura de entrepisos.	117
Imagen 16. Armado de columna crítica CASO 1	150
Imagen 17. Armado de columna crítica CASO 2	151
Imagen 18. Armado de viga continua crítica CASO 1	152
Imagen 19. Armado de viga continua crítica CASO 2	153

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Niveles de amenaza sísmica	41
Tabla 2. Valores del factor Z según la zona sísmica correspondiente.	42
Tabla 3. Clasificación de los perfiles de suelos según NEC.....	42
Tabla 4. Coeficiente de amplificación Fa según el perfil de suelo.	45
Tabla 5. Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico Fd según el perfil de suelo.	45
Tabla 6. Coeficiente del comportamiento del suelo Fs según su tipo.	45
Tabla 7. Coeficiente de importancia I acorde a su uso.	46
Tabla 8. Resumen comparativo de criterios de longitud de desarrollo, anclaje y empalme entre el Caso 1 y el Caso 2	80
Tabla 9. Desglose de cargas de servicio.	96
Tabla 10. Total de cargas a ingresar en Etabs.	96
Tabla 11. Desglose de cargas en cubierta.	96
Tabla 12. Total de cargas a ingresar en Etabs.	97
Tabla 13. Dimensionamiento de elementos estructurales en base a la norma ACI 318-19.	98
Tabla 14. Dimensionamiento de elementos estructurales en base a la norma NEC-15.	99
Tabla 15. Cortante basal estático de modelo.....	101
Tabla 16. Derivas globales de modelo 1.	102
Tabla 17. Derivas globales de modelo 2	102
Tabla 18. Cambio de secciones de columnas en modelo 2.	109
Tabla 19. Cargas gravitacionales del modelo 1 por tipo y por piso.....	117
Tabla 20. Cargas gravitacionales del modelo 2 por tipo y por piso.....	118

Tabla 21. Cortante basal estático y dinámico del modelo 1.	118
Tabla 22. Cortante basal estático y dinámico del modelo 2.	119
Tabla 23. Derivadas globales de piso finales para modelo 1.....	119
Tabla 24. Derivadas globales de piso finales para modelo 2.....	120
Tabla 25. Sección y cuantía escogida para las columnas del modelo 1.	120
Tabla 26. Sección y cuantía escogida para las vigas del modelo 1.	121
Tabla 27. Sección y cuantía escogida para las columnas del modelo 2.	121
Tabla 28. Sección y cuantía escogida para las vigas del modelo 1.	121
Tabla 29. Comparativa en porcentaje de cantidad de acero de refuerzo en cada caso.	122
Tabla 30. Cuantificación en metraje cúbico y kilogramos de materiales para la estructura del modelo 1.....	123
Tabla 31. Cuantificación en metraje cúbico y kilogramos de materiales para la estructura del modelo 2.....	123
Tabla 32. APU de Hormigón simple en columnas $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$ (inc. Encofrado), unidad: m^3	124
Tabla 33. APU de Hormigón simple en vigas riostras $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$ (inc. Encofrado), unidad: m^3	125
Tabla 34. APU de Hormigón simple en vigas $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$ (inc. Encofrado), unidad: m^3	126
Tabla 35. APU de Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ (inc. Encofrado), unidad:kg. ..	127
Tabla 36. Comparativa de presupuestos de cada modelo.....	128
Tabla 37. Ratios D/C de columnas de caso 1.....	139
Tabla 38. Ratios D/C de vigas de caso 1.	140
Tabla 39. Ratios D/C de columnas de caso 2.....	144
Tabla 40. Ratios D/C de vigas de caso 2.	146

“DISEÑO SISMORRESISTENTE PARA VIVIENDA UNIFAMILIAR EN ZONA URBANA DE CONSTRUCCIÓN PROGRESIVA APLICANDO EL ACI-318-19, SANTA ELENA”

Autora: Sánchez Feijoo Ginger Elizabeth

Tutor: Ing. Villao Vera Raúl Andrés, MSc.

RESUMEN

El presente trabajo de titulación desarrolló el diseño sismorresistente de una vivienda unifamiliar de construcción progresiva ubicada en la zona urbana de Santa Elena, Ecuador, mediante la comparación de dos sistemas estructurales: un marco especial resistente a momento (SMRF) aplicando el ACI 318-19 con factor de reducción $R = 8$, y un marco ordinario resistente a momento (OMRF) bajo la NEC-SE-HM 2015 con $R = 3$. La metodología incluyó la caracterización geotécnica y sísmica del sitio: zona VI, $Z = 0.50g$, suelo tipo D, el predimensionamiento normativo de los elementos estructurales, el análisis modal espectral en ETABS y el diseño final de vigas, columnas y cimentaciones, culminando con un análisis de precios unitarios y comparación presupuestaria. Los resultados indicaron que ambos modelos cumplen el límite de deriva inelástica del 2 % establecido por la NEC-SE-DS, con valores máximos de 0.75 % (SMRF) y 0.78 % (OMRF). No obstante, el OMRF presentó un ahorro del 13.24 % en costos de elementos estructurales, a expensas de una menor capacidad de disipación de energía sísmica, lo que evidencia una disyuntiva técnica y económica relevante para la toma de decisiones en vivienda social de la región.

Palabras clave: *diseño sismorresistente, construcción progresiva, marcos resistentes a momento, NEC-SE-HM, ACI 318-19.*

“EARTHQUAKE-RESISTANT DESIGN FOR SINGLE-FAMILY HOUSING IN AN URBAN AREA OF PROGRESSIVE CONSTRUCTION APPLYING ACI-318-19, SANTA ELENA”

Author: Sánchez Feijoo Ginger Elizabeth

Tutor: Ing. Villao Vera Raúl Andrés, MSc.

ABSTRACT

This thesis developed the seismic-resistant design of a single-family progressive construction dwelling located in the urban area of Santa Elena, Ecuador, through the comparison of two structural systems: A Special Moment Resisting Frame (SMRF) applying ACI 318-19 with a response reduction factor $R = 8$, and an Ordinary Moment Resisting Frame (OMRF) under NEC-SE-HM 2015 with $R = 3$. The methodology encompassed the geotechnical and seismic characterization of the site: seismic zone VI, $Z = 0.50g$, soil type D, the normative pre-dimensioning of structural elements, modal response spectrum analysis in ETABS, and the final design of beams, columns, and foundations, concluding with a unit price analysis and budget comparison. Results indicated that both models satisfy the 2 % inelastic drift limit established by NEC-SE-DS, with maximum values of 0.75 % (SMRF) and 0.78 % (OMRF). However, the OMRF yielded a 13.24 % reduction in structural element costs, at the expense of lower seismic energy dissipation capacity, revealing a technically and economically significant trade-off for decision-making in social housing projects within the region.

Keywords: *seismic-resistant design, progressive construction, moment resisting frames, NEC-SE-HM, ACI 318-19.*

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

La República del Ecuador forma parte del denominado Cinturón de Fuego del Pacífico, una de las franjas de mayor actividad sísmica y volcánica del planeta, que se extiende a lo largo de los bordes de la placa de Nazca y la placa Sudamericana. Esta condición tectónica impone sobre el territorio ecuatoriano una amenaza sísmica permanente y de magnitud variable, cuyos efectos han sido históricamente devastadores.

Los terremotos que han ocurrido en el Ecuador y que han sido eventos de gran escala, como el terremoto de Ambato en el año 1949 (Mw 6.8), el de Reventador en 1987, o más reciente el de Pedernales del 16 de abril de 2016 (Mw 7.8), han evidenciado la alta vulnerabilidad estructural del parque edificado del país, especialmente en viviendas residenciales de construcción informal (Vivienda, 2016).

El terremoto de Pedernales representó un antes y después para la ingeniería estructural ecuatoriana debido a que este evento provocó la pérdida de más de 650 vidas, miles de viviendas destruidas o inhabilitadas, y un costo estimado de reconstrucción que supera los 3.300 millones de dólares, todo esto en un contexto donde una parte significativa de las edificaciones colapsadas simplemente no había sido concebida bajo ningún criterio sismorresistente formal (Secretaría de Riesgos, 2016).

La provincia de Santa Elena, ubicada en la costa central del Ecuador, no escapa a esta realidad. Su posición geográfica la sitúa en una zona de exposición sísmica moderada a alta, conforme a la zonificación sísmica establecida por la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo de Peligro Sísmico (NEC-SE-DS, 2015), donde el valor de la aceleración espectral máxima en roca para un período de retorno de 475 años oscila entre 0.5g y 0.7g para la mayor parte del territorio provincial. Sin embargo, lo que agrava la vulnerabilidad de la provincia no es únicamente su nivel de amenaza sísmica, sino la combinación de este factor con las características geotécnicas particulares de su suelo y,

sobre todo, con el tipo de construcción predominante en sus zonas urbanas y periurbanas: la denominada construcción progresiva o construcción por etapas.

La construcción progresiva es un modelo de edificación ampliamente arraigado en la realidad socioeconómica ecuatoriana y latinoamericana en general. Consiste en el levantamiento de una vivienda por etapas, esto quiere decir que a medida que el propietario dispone de los recursos económicos necesarios, y por lo general este proceso lo realizan sin la mediación de un diseño estructural completo ni con una planificación constructiva definida.

En cuanto a Santa Elena, este fenómeno es especialmente visible en barrios de reciente urbanización y en sectores de crecimiento espontáneo, donde las viviendas inician por lo general como estructuras de una planta con columnas que sobresalen del nivel de la losa las famosas "varillas expuestas", en espera de una futura ampliación vertical. Esta práctica, aunque responde a las posibilidades económicas de muchas familias, presenta graves implicaciones estructurales, y esto se deba a que las secciones de los elementos son definidas empíricamente, los refuerzos no obedecen a criterios de ductilidad, las longitudes de empalme y anclaje rara vez son verificadas, y como resultado al cabo de varias etapas constructivas no planificadas, puede alejarse considerablemente de los principios básicos de la ingeniería sismorresistente.

Ante esta situación, el Ecuador posee de una normativa que debería orientar la práctica constructiva como lo es la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), vigente desde 2015 y que en su capítulo NEC-SE-HM se establecen los requerimientos mínimos para el diseño de estructuras de hormigón armado considerando aspectos como la resistencia y ductilidad. No obstante, la aplicación efectiva de esta norma sigue teniendo limitaciones en el ámbito de la vivienda unifamiliar de bajo y mediano costo, esto se debe tanto por desconocimiento de los propietarios como por la escasez de asesoría de un técnico durante el proceso constructivo. Esta situación constituye uno de los principales motivos para desarrollar la investigación (NEC-SE-HM, 2015).

Como referencia complementaria se considera el ACI-318-19, reglamento elaborado por el American Concrete Institute y utilizado ampliamente en América Latina. Su aplicación plantea criterios que no siempre coinciden con el marco ecuatoriano, sobre

todo en el detallado sísmico y en el dimensionamiento de los elementos estructurales (American Concrete Institute, 2019). La comparación sistemática entre ambas normativas aplicadas a una misma vivienda unifamiliar de construcción progresiva, en condiciones reales de suelo y sismicidad propias de Santa Elena, es un ejercicio que hasta la fecha no ha sido abordado de manera integral en la producción académica local, lo que constituye un vacío técnico concreto que esta tesis pretende llenar.

En definitiva, el problema central de esta investigación radica en la ausencia de un modelo estructural sismorresistente optimizado, técnica y económicamente evaluado, que sea aplicable a la realidad constructiva de la vivienda unifamiliar de construcción progresiva en la zona urbana de Santa Elena, y que tome como referencia tanto los criterios del ACI-318-19 como los de la NEC, permitiendo al profesional de la ingeniería civil contar con parámetros de diseño claros, secciones estandarizadas y una guía comparativa que oriente decisiones constructivas más seguras y eficientes en la provincia.

1.2. ANTEDECENTES

El diseño sismorresistente de edificaciones ha evolucionado de manera significativa durante las últimas décadas, impulsado tanto por los avances en la comprensión del comportamiento dinámico de las estructuras como por las lecciones derivadas de terremotos destructivos ocurridos alrededor del mundo. En este marco, la comparación entre normativas nacionales e internacionales de diseño estructural se ha convertido en una línea de investigación activa y de gran relevancia práctica, especialmente en regiones de alta sismicidad como América Latina, donde confluyen normas locales de origen diverso con referentes internacionales como el ACI 318, el ASCE 7 o el Eurocódigo 8. A continuación, se presentan los antecedentes más pertinentes para la presente investigación, organizados desde el ámbito global hasta el contexto local.

1.2.1. Antecedentes globales

En el ámbito internacional, uno de los trabajos más directamente vinculados al enfoque comparativo de esta tesis es el artículo científico de Amariles López, C., Ramírez-Sepúlveda, D., y Cano-Saldaña, L. (2022), titulado *"Comparación entre el ACI-318-19 y la NSR-10 para diseño estructural de pórticos de concreto en zonas de amenaza*

sísmica alta", publicado en la revista indexada *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, de la Universidad Militar Nueva Granada de Colombia, en su volumen 32, número 2, páginas 115 a 129 (Amariles López et al., 2022).

El trabajo de Amariles López et al. (2022) compara la Norma Colombiana Sismorresistente NSR-10 con el ACI 318-19, tomando como objeto de estudio los pórticos de concreto reforzado ubicados en zonas de amenaza sísmica alta. Los autores revisan, entre otros aspectos, el detallado sísmico, las cuantías mínimas y máximas de acero, los factores de reducción de resistencia, las restricciones geométricas aplicables a vigas y columnas y los criterios empleados para el diseño de nudos. A partir de esta revisión identifican puntos de coincidencia, pero también diferencias importantes entre ambos reglamentos.

Una de las conclusiones más relevantes del trabajo para los efectos de la presente investigación es que el ACI 318-19 tiende a ser más conservador en ciertos requisitos de confinamiento y longitudes de desarrollo, mientras que la NSR-10 en algunos aspectos flexibiliza los requerimientos cuando se adoptan sistemas de ductilidad moderada o reducida. Esta divergencia, que Amariles et al. (2022) analizan detalladamente, es análoga al tipo de diferencias que se espera encontrar en la comparación entre el ACI 318-19 y la NEC ecuatoriana, lo que convierte a este estudio colombiano en un referente metodológico valioso para el diseño del marco comparativo de la presente tesis. Además, Colombia, al igual que Ecuador, se encuentra en una zona de alto peligro sísmico y por ello ha desarrollado su normativa bajo influencias tanto norteamericanas como europeas, haciendo que las conclusiones de Amariles et al. (2022) sean útiles para comprender la realidad de la normativa ecuatoriana (Amariles López et al., 2022).

La publicación de este artículo en 2022, en una revista de reconocimiento internacional demuestra el aumento del interés académico por comprender las implicaciones prácticas de acoger distintas normas en la ingeniería estructural de países latinoamericanos, de igual manera aporta las bases para investigaciones similares adaptadas a los contextos nacionales y locales, como la que aquí se propone.

1.2.2. Antecedentes nacionales

En el contexto ecuatoriano, el estudio más directamente relacionado con los objetivos de esta tesis es el artículo de **Fun Sang Robinson, K. C., Vizconde Campos, A., y Vargas Saltos, M. E. (2018)**, titulado "*Vivienda progresiva y sismorresistente para Zona Urbano – Residencial en Anconcito, Ecuador*", publicado en el *Journal of Science and Research: Revista Ciencia e Investigación*, de la Universidad Técnica de Babahoyo (Fun Sang Robinson et al., 2018).

La relevancia de este antecedente es de primer orden, dado que el área de estudio de dicha investigación es precisamente Anconcito, localidad costera perteneciente al cantón Salinas dentro de la provincia de Santa Elena, lo que la convierte en un referente de altísima pertinencia geográfica para la presente tesis. El trabajo de Fun Sang Robinson et al. (2018) propone un prototipo de vivienda progresiva que responde simultáneamente a dos condicionantes fundamentales: por un lado, la necesidad de respetar la arquitectura vernácula local y permitir la expansión espacial por etapas, y por otro, el cumplimiento de los requisitos de resistencia sísmica establecidos por la NEC-2015. El modelo propuesto fue sometido a análisis de desempeño estructural mediante el software ETABS versión 2016, empleando el espectro de diseño sísmico correspondiente a la provincia de Santa Elena (Fun Sang Robinson et al., 2018).

Entre los aportes más destacados de este trabajo figura el reconocimiento explícito de que la construcción progresiva en zonas costeras de Santa Elena carece, en la mayoría de los casos, de un respaldo técnico adecuado, y que los propietarios suelen tomar decisiones constructivas basadas en criterios empíricos o en la imitación de edificaciones vecinas. Fun Sang Robinson et al. (2018) explican que una vivienda puede proyectarse como progresiva desde su etapa inicial. Esto implica prever, desde el primer diseño, los elementos estructurales que permitirán realizar ampliaciones posteriores sin afectar la estabilidad ni la integridad del sistema. Los autores denominan a este planteamiento “progresividad estructural planificada”, enfoque que se adopta en esta tesis como base para comparar los criterios del ACI 318-19 y de la NEC.

Además, el estudio concluye que las secciones mínimas requeridas para garantizar un comportamiento sismorresistente adecuado en la zona de Anconcito superan en varios casos las dimensiones que habitualmente se utilizan en la construcción informal local, lo

que indica la importancia de contar con parámetros de diseño estandarizados y adaptados a las condiciones específicas del territorio de la provincia. En este sentido, la presente investigación respalda al tipo de análisis que se desarrolla en el trabajo, donde la optimización de secciones mediante dos criterios normativos distintos, busca proporcionar esa guía técnica que las investigaciones precedentes han identificado como necesaria para Santa Elena.

1.2.3. Antecedentes locales

En el ámbito de la Universidad Estatal Península de Santa Elena (UPSE), la tesis de grado de Alay Rodríguez, C. J. y De La Cruz De La Cruz, R. F. (2025), titulada *"Análisis y diseño de una estructura de 5 pisos con pórticos de hormigón armado, mediante el método de la fuerza horizontal equivalente, aplicando normativa ecuatoriana, colombiana; y ACI 318-19"*, presentada en la Carrera de Ingeniería Civil de la UPSE, constituye el antecedente más inmediato y directo de la presente investigación en el plano local (Alay Rodríguez & De La Cruz De La Cruz, 2025).

Este trabajo se ha desarrollado en la misma institución académica y en el mismo contexto territorial que la presente tesis, en el que se comparan las normativas entre el marco ecuatoriano (NEC-SE-HM 2015), la norma sísmica colombiana (NSR-10) y el código de diseño en concreto armado ACI 318-19, aplicados al análisis y dimensionamiento de una estructura de hormigón armado de cinco pisos con sistema de pórticos. El análisis estructural es realizado mediante el software CSI ETABS v18, empleando el método de la fuerza horizontal equivalente para evaluar el análisis sísmico, y los resultados obtenidos son empleados para el diseño de los elementos principales: vigas, columnas y nudos viga-columna. Los autores identifican y cuantifican las principales diferencias normativas en términos de las demandas de resistencia y de los requisitos de detallado sísmico que cada reglamento impone, concluyendo que existen variaciones significativas en las secciones resultantes y en las cuantías de acero requeridas según la normativa adoptada.

El aporte de Alay Rodríguez y De La Cruz De La Cruz (2025) a la presente investigación es doble. En primer lugar, desde el punto de vista metodológico, establece un precedente claro dentro de la UPSE en cuanto al uso del software ETABS para análisis

comparativo de normativas, y define un protocolo de trabajo que la presente tesis puede adoptar y adaptar para el caso particular de la vivienda unifamiliar. En segundo lugar, el trabajo evidencia que la comparación entre el ACI 318-19 y la NEC produce diferencias concretas y medibles en el dimensionamiento estructural de edificaciones en la provincia de Santa Elena, lo que valida la relevancia del enfoque comparativo adoptado en esta tesis y justifica la necesidad de extenderlo al ámbito de la vivienda unifamiliar de construcción progresiva, un apartado constructivo que los autores no analizan, pero tiene relevancia social y técnica en la provincia (Alay Rodríguez & De La Cruz De La Cruz, 2025).

Los antecedentes revisados permiten seguir una secuencia clara entre los distintos niveles de análisis. El estudio de Amariles et al. (2022) aporta la perspectiva internacional; el trabajo de Fun Sang Robinson et al. (2018) aborda la vivienda progresiva dentro del contexto ecuatoriano; y la tesis de Alay Rodríguez y De La Cruz (2025) aproxima la comparación normativa a la realidad académica y territorial de Santa Elena. En conjunto, estos aportes conectan la discusión sobre las normas de diseño con su aplicación en viviendas progresivas expuestas a riesgo sísmico.

1.3. HIPÓTESIS

1.3.1. Hipótesis general

La aplicación de los criterios mínimos del ACI 318-19 para marcos especiales sismorresistentes (SMRF, $R = 8$) en el diseño de una vivienda unifamiliar de construcción progresiva en la zona urbana de Santa Elena generará un sistema estructural con mayor eficiencia técnica en términos de ductilidad y desempeño sísmico, en comparación con el sistema diseñado bajo la Norma Ecuatoriana de la Construcción para marcos ordinarios (OMRF, $R = 3$); sin embargo, el modelo NEC presentará una mayor eficiencia económica, constituyéndose como la alternativa de menor costo para la construcción progresiva en la provincia.

1.3.2. Hipótesis específicas

H.E.1: Las condiciones geotécnicas y sísmicas de la provincia de Santa Elena, caracterizadas por una sismicidad muy alta (Zona VI, $Z \geq 0.50g$) y un suelo de categoría

D con capacidad de amplificación espectral considerable, producirán parámetros de diseño que superen los valores medios del territorio ecuatoriano continental, condicionando el predimensionamiento de los elementos estructurales de ambos modelos hacia secciones más robustas que las requeridas en zonas de menor amenaza sísmica.

H.E.2: El desarrollo del modelo arquitectónico y estructural bajo los criterios del ACI 318-19 para pórticos SMRF ($R = 8$) resultará en secciones transversales de vigas y columnas con dimensiones mínimas mayores a las obtenidas bajo la NEC para pórticos OMRF ($R = 3$), debido a las restricciones explícitas del Capítulo 18 del ACI 318-19 sobre ancho mínimo de vigas y dimensión mínima de columnas en marcos especiales, diferencia que a su vez condicionará las cantidades de hormigón y acero de refuerzo de cada modelo comparativo.

H.E.3: Ambos modelos estructurales satisfarán el límite de deriva inelástica de piso del 2 % establecido por la NEC-SE-DS mediante el análisis modal espectral en software especializado; no obstante, el modelo OMRF presentará derivas de piso ligeramente superiores al modelo SMRF como consecuencia de su mayor demanda sísmica de diseño asociada al menor factor de reducción de respuesta $R = 3$, mientras que el modelo SMRF exhibirá cuantías de acero en vigas menores gracias a sus secciones de hormigón más amplias.

H.E.4: El modelo estructural diseñado bajo la NEC para pórticos OMRF ($R = 3$) presentará un costo total de elementos estructurales inferior al del modelo SMRF diseñado con ACI 318-19 ($R = 8$), dado que la reducción en volumen de hormigón derivada de sus menores secciones transversales compensará el incremento en la demanda de acero de refuerzo, resultando en un ahorro global que lo posicionará como la alternativa económicamente más viable para la construcción progresiva en la provincia de Santa Elena.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo general

Evaluar la optimización de elementos estructurales en una vivienda unifamiliar sismorresistente de construcción progresiva en zona urbana de Santa Elena, mediante la comparación de un modelo estructural con los criterios mínimos de la norma ACI 318-19 y de otro con la Norma Ecuatoriana de la Construcción, determinando así las eficiencia técnica y económica de cada caso.

1.4.2. Objetivos específicos

O.E.1: Analizar las condiciones geotécnicas, normativas y sísmicas de la provincia de Santa Elena para establecer los parámetros ideales para diseño estructural sismorresistentes de una vivienda unifamiliar.

O.E.2: Desarrollar un modelo arquitectónico y estructural aplicando dos casos, usando tanto los criterios mínimos del ACI 318-19 para pórticos SMRF ($R=8$) como los de la norma NEC para pórticos OMRF ($R=3$), para establecer el marco comparativo.

O.E.3: Evaluar y optimizar el desempeño estructural de los diseños propuestos frente a cargas sísmicas correspondientes para cada caso mediante el uso de software especializado, para definir secciones estandarizadas para su uso en Santa Elena.

O.E.4: Realizar una comparación presupuestaria entre los casos previamente definidos, con el fin de determinar la propuesta que presente el menor costo, como una alternativa eficiente en términos económicos, para que pueda ser considerada la opción más viable para la construcción progresiva en la provincia.

1.5. ALCANCE

La presente investigación comprende el diseño y análisis sismorresistente de una vivienda unifamiliar de dos plantas destinada a uso residencial, enmarcada dentro del concepto de construcción progresiva planificada, en la zona urbana del cantón Santa Elena, provincia de Santa Elena, Ecuador. El estudio se desarrolla en dos casos de diseño independientes: el primero aplicando los criterios mínimos del código ACI-318-19 del American Concrete Institute, pero usando el sistema estructural SMRF (*Special Moment Resisting Frame*), y el segundo bajo las disposiciones de la Norma Ecuatoriana de la

Construcción, específicamente los capítulos NEC-SE-DS (Peligro Sísmico) y NEC-SE-HM (Estructuras de Hormigón Armado) y NEC-SE-VIVIENDA, en su versión 2015 vigente. Esta última última (NEC-SE-VIVIENDA) establece criterios generales para viviendas con estructuras de ductilidad limitada u OMRF (*Ordinary Moment Resisting Frame*), siempre y cuando las luces no superen los 5 metros, y no pasen de los dos pisos.

Para ambos casos que hará uso del mismo modelo arquitectónico de referencia, contando con una configuración regular en planta y elevación, representativa de las viviendas habitacionales predominantes en el área urbana de Santa Elena Los parámetros geotécnicos se establecerán a partir de los estudios de suelo disponibles para el área y de los perfiles reconocidos por la NEC en la provincia. De igual manera, los parámetros sísmicos se definirán mediante la zonificación sísmica del Ecuador y el espectro elástico correspondiente al sitio de estudio.

El análisis de la estructura se efectuará en ETABS mediante el método dinámico modal espectral, acompañado de la verificación estática equivalente. El diseño se concentrará en columnas, vigas, losas y plintos aislados, debido a que estos elementos conforman el sistema estructural predominante en la tipología de vivienda analizada.

No se incluirá el diseño de instalaciones hidrosanitarias, eléctricas ni de otras especialidades. Tampoco se estudiará el comportamiento de las etapas constructivas intermedias; para efectos del cálculo se considerará la vivienda en su configuración final de dos plantas.

Los resultados de la investigación tienen validez de aplicación directa para las condiciones geotécnicas y sísmicas de la zona urbana de Santa Elena y servirán como referencia para otras localidades con características similares dentro de la provincia, teniendo en cuenta que el profesional verifique su aplicabilidad en cada caso.

La comparación presupuestaria se realizará sobre la base de los metrados de acero de refuerzo y volúmenes de hormigón resultantes de cada caso, empleando precios de materiales y mano de obra representativos del mercado local de la provincia de Santa Elena al momento del desarrollo del estudio. No se incluyen costos de obra gris no estructural ni de acabados.

1.6. VARIABLES

1.6.1. Variable dependiente:

- Costo de la estructura.
- Cantidad de materiales utilizados.
- Desempeño y seguridad estructural.
- Viabilidad económica del proyecto.

1.6.2. Variable independiente:

- Sistema estructural (hormigón armado, acero, mixto).
- Tipo de cimentación.
- Resistencia de los materiales (hormigón y acero).
- Características del suelo.
- Cargas de diseño (muerta, viva y sísmica).

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. MARCO DE LA CONSTRUCCIÓN

2.1.1. Construcción progresiva

Este término es usado para referirse a la vivienda que antes de estar completamente terminada inicia con su etapa de explotación permitiéndole evolucionar en el tiempo acorde a los requerimientos del grupo familiar que la habita. La construcción progresiva de una vivienda es aplicada por habitantes de países en desarrollo, en donde sus habitantes viven construyendo (Tapia & Mesías, 2002). Dentro de este contexto el origen de la vivienda progresiva es de carácter económico, asociado a la necesidad de reducir gastos iniciales de ejecución. El diseño de una vivienda debe favorecer a la evolución y la modificación de los espacios que sean adaptables al aumento del número de miembros de la familia (Montaner & Muxí, 2010).

Según Haramoto (1987) se caracteriza por tener varias fases iniciales, esto debido al desarrollo en etapas que pueden tener diverso orden y características, viendo a este proceso de desarrollo progresivo no solo como un objeto, sino también, como un sistema.

Al ser una construcción con la finalidad de tener bajos costos iniciales en muchas ocasiones se obtienen espacios reducidos, para esto se deben cumplir con requisitos mínimos de habitabilidad para su ocupación y esta puede ser ampliada, modificada, subdividida e incluso mejorada progresivamente por sus habitantes durante su uso teniendo en cuenta que también que debe cumplir con los requerimientos estructurales acorde a la zona de construcción (Arévalo, y otros, 2011).

La progresividad ha sido clasificada en progresividad hacia dentro o cualitativa en donde el volumen inicial se mantiene constante en las diferentes etapas y es centrada en la mejora de la calidad de los elementos que la componen y progresividad de extensión o cuantitativa donde la vivienda aumenta por adición de volúmenes.

2.1.2. Diseño estructural

El diseño estructural de una vivienda unifamiliar debe ser realizado bajo las normas vigentes dentro del Ecuador, esto quiere decir, la Norma Ecuatoriana de la Construcción y el ACI 318-19. De esta manera la estructura lograra tener la capacidad de resistir los distintos efectos que provocan las cargas que son permanentes, variables y accidentales. Para esto se debe determinar los tipos de cargas que forman parte de la estructura según lo establecen las normativas.

2.1.3. Cargas

Según Mc Cormac el trabajo más complicado que enfrenta un diseñador de estructuras es la estimación de las cargas que la vivienda va a soportar a lo largo de su periodo de vida útil. Es esencial que el diseñador tome en cuenta todas las cargas necesarias sin excepciones ya que eso puede incidir de manera significativa, para ello se debe analizar todas las combinaciones de carga considerando como principal criterio al caso más desfavorable de la estructura en un determinado momento (Mc Cormac & Brown, 2011).

2.1.4. Carga viva

Las cargas vivas denominadas también cargas probables, son cargas variables que las causan el tipo de uso que tendrá la estructura y las normas vigentes establecen que estas dependen de las cargas máximas que se estiman que estén presentes en la estructura debido a su uso y ocupación (Kassimali, 2015). Estas cargas incluyen a todas las fuerzas que varían dentro de una misma fase o periodo. Dentro de estas encontramos las cargas producidas por las personas dentro de la estructura, carga de viento, carga producida por el techado o cubierta.

2.1.5. Carga muerta

También conocidas como cargas permanentes, son cargas de magnitud constante y en ubicaciones fijas en la estructura. Estas consisten en el peso propio de la estructura y de todos los materiales y equipos que son colocados de forma permanente durante todo el proceso de construcción. el peso que proporciona la estructura es un dato que no se

conoce con antelación y por lo general es un valor referencial que se encuentran en las normas locales o nacionales de construcción (Kassimali, 2015).

2.1.6. Cargas sísmicas

Según el ACI 318-19, estas cargas se definen como las fuerzas laterales de diseño provocadas por los movimientos sísmicos de magnitud incierta, distribución y lapso. Las cargas mencionadas son la causa principal de colapsos de estructuras, por ende, se deben considerar de manera pertinente y concisa dentro del diseño para evitar futuros fallos estructurales.

Debido a que las acciones provocadas por el sismo, resulta complejo el cálculo de las cargas totales que soporta la vivienda además de las demás cargas que inciden al mismo tiempo como lo son las cargas vivas y muertas. Para ello, dentro del cálculo en el diseño se toman cargas convencionales equivalentes que simulen los mismos daños que un terremoto causa en un determinado periodo de retorno.

2.2. SISMICIDAD Y AMENAZA SÍSMICA

2.2.1. Tectónica de placas y origen de los sismos

La tectónica de placas permite comprender el origen de la amenaza sísmica que afecta a las edificaciones del Ecuador y, de manera particular, a las ubicadas en Santa Elena. Esta teoría señala que la litosfera no constituye una superficie continua, sino que está dividida en placas rígidas que se desplazan lentamente sobre la astenósfera. Aunque su movimiento ocurre a velocidades de pocos centímetros por año, la interacción entre estas placas puede acumular y liberar grandes cantidades de energía en forma de sismos. En los bordes donde estas placas convergen, divergen o deslizan lateralmente entre sí se concentran las principales zonas de liberación de energía sísmica del planeta (Stein & Wysession, 2003).

Ecuador se ubica precisamente en uno de los bordes convergentes más activos del mundo: la zona de subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana, a lo largo del margen occidental de Sudamérica. En este proceso, la placa oceánica de Nazca se hunde bajo el continente a una velocidad estimada entre 6 y 8 cm/año, generando una acumulación progresiva de esfuerzos en la zona de contacto interfacial que se libera

periódicamente en forma de terremotos de subducción de gran magnitud (Nocquet et al., 2014). Este mecanismo explica la recurrencia histórica de sismos catastróficos en el litoral ecuatoriano, entre los que destaca el terremoto de Esmeraldas de 1906 ($M_w \sim 8.8$), considerado uno de los más poderosos registrados en el hemisferio occidental durante el siglo XX (Kelleher, 1972).

Adicionalmente, en el interior del territorio ecuatoriano se desarrolla una red de fallas geológicas activas de tipo cortical, que generan sismos de menor magnitud, pero de mayor intensidad superficial dada su proximidad a los centros poblados. Entre las fallas más relevantes para la región costera del Ecuador se identifican el Sistema de Fallas de Pallatanga, la Falla Chongón-Colonche, cuyo trazo atraviesa la Cordillera Chongón-Colonche al norte de la provincia de Santa Elena, y diversas estructuras tectónicas menores identificadas en estudios geológicos regionales (Ego et al., 1996; Chunga & Michetti, 2018). La superposición de la amenaza por subducción y la amenaza por fallas corticales locales constituye el escenario de riesgo sísmico complejo al que deben responder los diseños estructurales en Santa Elena.

Un terremoto ocurre cuando la energía elástica acumulada en las rocas por el movimiento relativo de las placas supera la resistencia al corte del plano de falla, desencadenando un deslizamiento repentino que libera energía en todas las direcciones en forma de ondas sísmicas. Estas ondas se clasifican en ondas de cuerpo, ondas P o primarias y ondas S o secundarias, y ondas superficiales, ondas Love y Rayleigh. Las ondas S y las ondas superficiales son las responsables de la mayor parte del daño estructural, pues producen movimientos transversales del terreno de mayor amplitud y duración que las ondas P (Kramer, 1996).

2.2.2. Parámetros de caracterización sísmica

Para cuantificar la amenaza sísmica y establecer las demandas de diseño sobre las estructuras, la ingeniería sísmica se apoya en un conjunto de parámetros que describen tanto la fuente sísmica como los efectos que el movimiento del suelo produce en el emplazamiento de la edificación. Los parámetros más utilizados en el contexto del diseño estructural son los siguientes:

La **magnitud** de un sismo es una medida de la energía total liberada en la fuente y se determina a partir de registros instrumentales. La escala de momento sísmico (M_w),

propuesta por Hanks y Kanamori, es hoy la medida estándar en la sismología moderna, ya que no presenta saturación para sismos de gran magnitud como las escalas anteriores de Richter (Hanks & Kanamori, 1979).

La **intensidad sísmica** es una medida cualitativa y subjetiva de los efectos del sismo sobre las personas, los objetos y las edificaciones en un punto determinado, por lo general evaluada mediante la escala de Mercalli Modificada (MM). A diferencia de la magnitud, esta varía de un punto a otro según la distancia al origen, las condiciones del suelo y las características de las construcciones.

La **aceleración máxima del suelo** (PGA, por sus siglas en inglés: Peak Ground Aceleración) es la medida de la amplitud del movimiento del terreno más utilizado en ingeniería sismorresistente. Se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad (g) y representa el valor máximo de la aceleración horizontal registrada en el terreno durante un evento sísmico (Kramer, 1996). Sin embargo, la PGA por sí sola no es suficiente para caracterizar el daño potencial de un sismo, debido a que no toma en cuenta información sobre la frecuencia del movimiento ni sobre su duración.

El **espectro de respuesta sísmica** es una de las principales herramientas del diseño sísmico moderno. Propuesto originalmente por Biot (1941) y desarrollado posteriormente por Housner (1959), un espectro de respuesta representa la respuesta máxima, en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento de una familia de osciladores de un grado de libertad con diferentes períodos de vibración natural T , sometidos a un mismo movimiento del suelo, para un nivel de amortiguamiento dado (habitualmente el 5 %) (Biot, 1941; Housner, 1959). El espectro elástico de diseño, que es una envolvente suavizada de espectros derivados de múltiples registros sísmicos representativos del sitio, constituye la entrada sísmica que tanto el ACI 318-19 como la NEC utilizan para el diseño de estructuras (Chopra, 2017).

La **tasa de excedencia** y el **período de retorno** son parámetros de probabilidad que relacionan la amenaza sísmica con el tiempo. La NEC-SE-DS (2015) establece como referencia principal un período de retorno de 475 años para el diseño de estructuras comunes, correspondiente a una probabilidad de excedencia del 10 % en 50 años. Adicionalmente, considera períodos de retorno de 72 años (50 % en 50 años) y 2475 años (2 % en 50 años) para el control de daño y la prevención del colapso.

2.2.3. Sismicidad del Ecuador

Ecuador registra una de las más altas densidades de actividad sísmica de América del Sur. El Servicio Geofísico Militar y el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IG-EPN) han documentado sistemáticamente la sismicidad instrumental del país desde mediados del siglo XX, revelando un patrón de ocurrencia que refleja con claridad los mecanismos tectónicos descritos anteriormente. El catálogo sísmico ecuatoriano registra decenas de miles de eventos anuales, de los cuales una pequeña fracción supera magnitudes de M 5.0 y tiene capacidad de generar daños en estructuras mal construidas (IG-EPN, 2023).

Entre los eventos sísmicos de mayor impacto en la historia ecuatoriana reciente, el terremoto de Pedernales del 16 de abril de 2016 (Mw 7.8) ocupa un lugar central tanto por su magnitud como por las lecciones que dejó a la ingeniería civil ecuatoriana. El epicentro se localizó frente a las costas de la provincia de Manabí, y el área de máxima intensidad afectó una franja costera de aproximadamente 150 km de longitud. Las pérdidas humanas superaron los 650 fallecidos, y el inventario de daños estructurales reveló que la gran mayoría de las edificaciones que colapsaron o sufrieron daños severos correspondían a construcciones informales de hormigón armado sin acompañamiento técnico, dimensionadas empíricamente o ejecutadas sin respetar los detalles mínimos de confinamiento sísmico (Secretaría de Gestión de Riesgos, 2016) (Preciado et al., 2017). Este evento catalizó una revisión crítica de la normativa estructural ecuatoriana y evidenció, una vez más, la brecha persistente entre las disposiciones de la NEC y la práctica constructiva real en las zonas costeras del país.

Previamente, el terremoto de Bahía de Caráquez de 1998 (Mw 7.1) había evidenciado daños importantes en la Costa Pacífica Ecuatoriana, afectando a edificaciones de hormigón armado con irregularidades estructurales pronunciadas y deficiencias en el detallado sísmico (Varela Moncayo & Aguiar Falconí, 1998). La recurrencia histórica de estos eventos en la costa ecuatoriana demuestra la necesidad de que cualquier edificación en la provincia de Santa Elena, sea diseñada considerando criterios sismorresistentes.

2.2.4. Sismicidad de la provincia de Santa Elena

La provincia de Santa Elena, en cuyo territorio se enmarca la presente investigación, presenta características sísmicas propias derivadas tanto de su posición en el margen de subducción como de las estructuras tectónicas locales que la atraviesan. Según la zonificación sísmica de la NEC-SE-DS (2015), el territorio de la provincia de Santa Elena se clasifica dentro de la **Zona VI**, con un valor del factor de zona sísmica $Z = 0.50g$, lo que la posiciona en la categoría de amenaza sísmica alta, la segunda más elevada en la escala ecuatoriana (que va de $Z = 0.15g$ en la zona de menor amenaza hasta $Z = 0.50g$ en la zona de máxima amenaza sísmica).

El Cordón Sismogénico de la Frontera de Subducción, cuya traza se extiende paralela al litoral a una distancia de 50 a 100 km de la costa, es la principal fuente sísmica de amenaza regional para Santa Elena. Complementariamente, la Falla Chongón-Colonche, de tipo inverso con componente de rumbo, ha sido identificada como una fuente potencial de sismos de magnitud moderada ($M 5.5$ a 6.5) cuyo campo de daño podría afectar directamente al área urbana de la provincia (Chunga & Michetti, 2018). La combinación de estas fuentes sísmicas regionales y locales, sumada a la naturaleza de los suelos predominantes en la zona urbana de Santa Elena, suelos de granulometría fina a media con capacidad de amplificar las ondas sísmicas, configura un escenario de demanda estructural que justifica plenamente la aplicación de criterios rigurosos de diseño sismorresistente para cualquier tipología de edificación en la provincia.

2.3. ZONIFICACIÓN SÍSMICA Y ESPECTROS DE DISEÑO SEGÚN LA NEC-SE-DS

2.3.1. Diseño Sismo- Resistente

Para este diseño se empleará el capítulo de peligro sísmico descrito en la Normativa Ecuatoriana de la Construcción “NEC-SE-DS” en el cual se evalúan los niveles de amenaza sísmica mismos que se clasifican según el nivel de peligro con un periodo medio de retorno acorde a la zona geográfica y el tipo de suelo que presenta el proyecto.

Tabla 1. Niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50 %	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20 %	225	0.00444
3	Raro (severo)	10 %	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2 %	2500	0.00040

Nota. Tomado de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. (NEC-SE-DS, 2015, p.41).

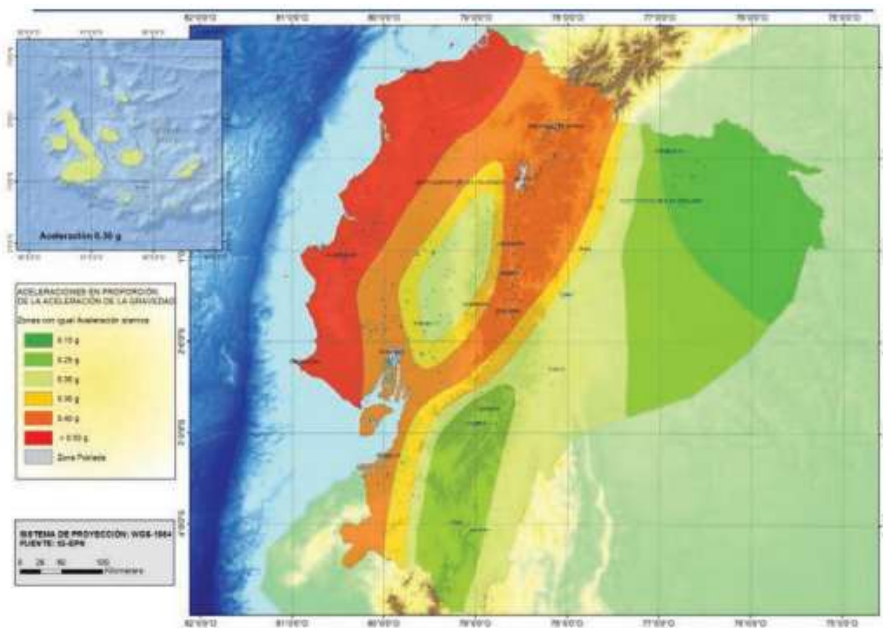
La NEC y el ACI 318-19 establecen que se deben cumplir los parámetros y no excederse en ningún límite de falla para que la estructura entre en la clasificación de sismo- resistencia. Los factores que se presentan deben ser menores al factor de resistencia:

- Compresión.
- Corte.
- Tracción.
- Torsión.
- Flexión.

2.3.2. Peligro sísmico del Ecuador: zona sísmica y factor de zona (Z)

Se debe conocer el riesgo que tiene determinado sector y así poder localizar la estructura según corresponda. Al situarse en una zona sísmica específica la NEC dispone por medio de un mapa de zonificación sísmica, el valor del factor Z requerido mismo que tiene correlación con una de las 6 zonas sísmicas que tiene Ecuador. Este valor de Z es un factor que es una fracción de la aceleración de la gravedad que es lo mismo decir que es la aceleración máxima en roca que se estima en un sismo de diseño (NEC, 2015).

Imagen 1. Mapa de zonificación sísmica.



Nota. Tomado de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. (NEC-SE-DS, 2015, p.27).

Según la zona sísmica que se adopte al proyecto se determinan los valores del factor Z acorde a la siguiente tabla:

Tabla 2. Valores del factor Z según la zona sísmica correspondiente.

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Nota. Tomado de la Norma Ecuatoriana (NEC-SE-DS,2015, p.27).

2.3.3. Perfiles de suelo

La NEC determina que en Ecuador existen los siguientes tipos de suelo: A, B, C, D, E Y F, descritos en la **Tabla 2.4**.

Tabla 3. Clasificación de los perfiles de suelos según NEC.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Suelos muy densos o roca blanca	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$ $N \geq 50.00$

Tipo de perfil	Descripción	Definición
D	Suelos muy densos o roca blanca	$S_u \geq 100 kPa$ $360 m/s > V_s \geq 180 m/s$
	Suelos rígidos	$50.00 > N \geq 15.00$ $100 kPa > S_u \geq 50 kPa$
E	Criterio de velocidad de la onda cortante	$V_s < 180 m/s$ $IP > 20.00$
	Espesor total mayor a 3m de arcillas blandas	$w \geq 40.00\%$ $S_u \geq 50 kPa$
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.	

Nota. Tomado de la Norma Ecuatoriana (NEC-SE-DS,2015, p.30).

2.3.4. Espectro elástico de diseño en aceleración

El espectro elástico de diseño de la NEC-SE-DS (2015) es una representación del contenido frecuencial de la demanda sísmica de diseño, expresada en términos de aceleración espectral S_a en función del período de vibración T de la estructura. Este espectro se construye a partir del factor Z y de los factores de amplificación del suelo, siguiendo las siguientes relaciones:

Para el tramo de aceleración constante (meseta del espectro), que se extiende entre los períodos T_0 y T_c , la aceleración espectral es:

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a$$

Donde η es el factor de amplificación espectral que depende de la región del Ecuador ($\eta = 1.80$ para Costa y Galápagos, $\eta = 2.48$ para Sierra y $\eta = 1.80$ para Oriente, según NEC-SE-DS del 2015, F_a es el factor de amplificación de suelo en la zona de período corto, y Z es el factor de zona sísmica definido anteriormente.

Para períodos $T > T_c$ (rama descendente), la aceleración espectral disminuye conforme aumenta el período de vibración:

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot (T_c/T)^r$$

Donde el exponente $r = 1$ para $T \leq T_L$ y $r = 2$ para $T > T_L$, siendo T_L el período de vibración de largo período establecido por la norma para cada zona geográfica (NEC-SE-CG, 2015a).

Los períodos de transición del espectro, T_o y T_c , dependen directamente de los factores de amplificación del suelo:

$$T_o = 0.10 \cdot F_s \cdot F_d / F_a$$

$$T_c = 0.55 \cdot F_s \cdot F_d / F_a$$

Esta formulación espectral garantiza que las demandas sísmicas de diseño reflejen tanto la amenaza sísmica del emplazamiento (a través de Z y η) como las condiciones particulares del suelo de fundación (a través de F_a , F_d y F_s), lo que constituye el fundamento de la amplificación sísmica de suelo que se discute en la siguiente sección.

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

Estos coeficientes de perfil de suelo son definidos a partir del perfil de suelo, la zona sísmica del proyecto y el factor Z . A continuación, se muestran en tablas los valores de amplificación de las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones F_a para diseño en roca en un periodo corto, amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca F_d y el comportamiento no lineal de los suelos F_s (NEC, 2015).

Tabla 4. Coeficiente de amplificación F_a según el perfil de suelo.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.40	0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
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	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la Sección 10.6.4 de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda □MIDUVI□ 2015).					

Nota. Tomado de la Norma Ecuatoriana (NEC-SE-DS,2015, p.31).

Tabla 5. Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico F_d según el perfil de suelo.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.40	0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
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	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la Sección 10.6.4 de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda □MIDUVI□ 2015).					

Nota. Tomado de la Norma Ecuatoriana (NEC-SE-DS,2015, p.31).

Tabla 6. Coeficiente del comportamiento del suelo F_s según su tipo.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.40	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	1.70	1.8	1.9	2.0
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la Sección 10.6.4 de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda MIDUVI 2015).					

Nota. Tomado de la Norma Ecuatoriana (NEC-SE-DS,2015, p.32).

2.3.6. Razón de amplificación espectral

A este factor se lo define como la razón entre la aceleración espectral y el PGA, mismo que depende de la ubicación del proyecto.

$\eta = 1.80$ para las provincias de la Costa, a excepción de Esmeraldas.

$\eta = 2.48$ para las provincias de la Sierra, Galápagos y Esmeraldas.

$\eta = 2.60$ para las provincias del Oriente.

2.3.7. Coeficiente de importancia

Su finalidad es incrementar la demanda sísmica de diseño para las estructuras sin disminuir su capacidad de operabilidad (NEC, 2015).

Tabla 7. Coeficiente de importancia I acorde a su uso.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo.	1.5
	Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias antiincendios. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

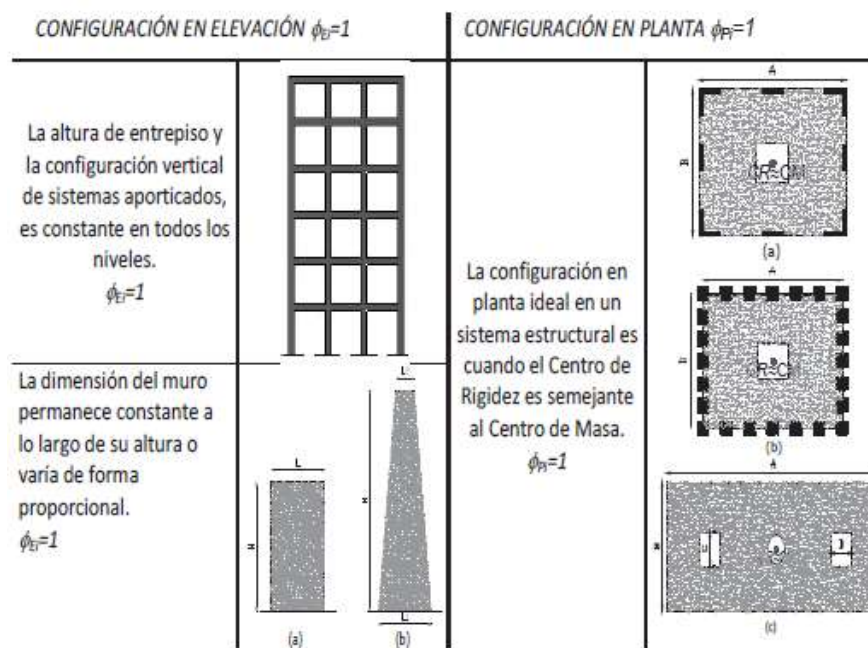
Nota. Tomado de la Norma Ecuatoriana (NEC-SE-DS, 2015, p.39).

2.3.8. Coeficiente de configuración estructural en función de la irregularidad

A este coeficiente se le otorga el valor de 1 con el fin de penalizar el diseño a través del incremento del cortante de diseño, considerando que depende de las irregularidades existentes en la planta o en elevación influyendo de forma directa en la definición de las secciones para que sean más resistentes ante eventos telúricos (NEC, 2015).

Las consideraciones que debe tener una estructura para ser considerada ideal y que no se usen factores de penalización se presentan a continuación.

Imagen 2. Configuración estructural recomendado.



Nota. Tomado de la Norma Ecuatoriana (NEC-SE-DS, 2015. p48).

Cuando se encuentran irregularidades tanto en planta como en elevación se penaliza a la estructura con un coeficiente de 0.9 como se muestra a continuación:

Imagen 3. Configuraciones estructurales no recomendadas.



Nota. Tomado de la Norma Ecuatoriana (NEC-SE-DS,2015. p49).

2.4. FILOSOFÍA Y PRINCIPIOS DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE

2.4.1. Objetivos del diseño sismorresistente

La filosofía del diseño sismorresistente moderno no persigue la eliminación de los daños en todas las circunstancias, pues esto resultaría en estructuras prohibitivamente costosas. En cambio, establece una jerarquía de objetivos de desempeño estructural vinculados a diferentes niveles de intensidad sísmica, orientada a proteger fundamentalmente la vida humana, limitar los daños económicos a un nivel aceptable y garantizar la operatividad de los sistemas esenciales ante eventos sísmicos de baja a mediana probabilidad de ocurrencia (SEAOC, 1995; Bertero, 1997).

Esta filosofía, que la literatura especializada denomina diseño basado en el desempeño (Performance-Based Earthquake Engineering, PBEE), fue formalizada a nivel internacional por el Applied Technology Council en su reporte ATC-40 (1996) y por el FEMA en la metodología HAZUS, y ha sido incorporada conceptualmente tanto por el ACI 318-19 como por la NEC en sus versiones vigentes. En términos generales, los tres objetivos de diseño universalmente reconocidos son:

El **objetivo de no colapso** (life safety), exige que la estructura sea capaz de resistir el sismo de diseño de máxima amenaza manteniendo su estabilidad, aun cuando sufra

daños severos. Este objetivo está asociado al denominado Estado Límite Último (ELU) y es el que gobierna el dimensionamiento de los elementos estructurales.

El **objetivo de control de daño** (damage control), busca que ante sismos de intensidad moderada (probabilidad de excedencia del 50 % en 50 años) la estructura mantenga un nivel adecuado de desempeño para que no sufra daños estructurales significativos ni requiera reparaciones costosas. Este objetivo corresponde al Estado Límite de Servicio (ELS).

El **objetivo de operatividad** (operational), reservado para edificaciones esenciales como hospitales, estaciones de bomberos y centrales de comunicaciones, que exige que la estructura permanezca funcional incluso tras un sismo de moderada intensidad, sin interrupción de sus servicios (NEC-SE-DS, 2015; FEMA P-58, 2018).

Para la vivienda unifamiliar objeto de esta investigación, el objetivo de diseño aplicable es el de no colapso ante el sismo de diseño ($Z = 0.40g$ para Santa Elena), con control de derivas de entrepiso dentro de los límites que garantizan un comportamiento estructural adecuado y que evitan daños excesivos en los elementos no estructurales.

2.4.2. Ductilidad, disipación de energía y filosofía viga fuerte–columna débil

Uno de los conceptos centrales del diseño sismorresistente moderno es el de **ductilidad estructural**. Se define ductilidad como la capacidad de un material, sección o sistema estructural de deformarse más allá de su límite elástico sin perder de manera sustancial su capacidad resistente. En términos cuantitativos, la ductilidad de desplazamiento $\mu\Delta$ se define como la relación entre el desplazamiento último δu y el desplazamiento de fluencia δy :

$$\mu\Delta = \delta u / \delta y$$

Una estructura dúctil puede absorber y disipar energía sísmica a través de deformaciones plásticas controladas, lo que le permite sobrevivir a sismos de mayor intensidad que la que correspondería a su resistencia elástica (Paulay & Priestley, 1992). Esta es la razón fundamental por la que los códigos modernos, incluidos el ACI 318-19 y la NEC, admiten el uso de factores de reducción de fuerzas sísmicas R (o su equivalente en la NEC, $R \cdot \phi P$), que permiten diseñar las estructuras para fuerzas sísmicas menores a

las elásticas, a condición de que los elementos posean la ductilidad necesaria para soportar las deformaciones inelásticas correspondientes.

El **mecanismo de disipación de energía** preferido en estructuras de pórticos de hormigón armado es la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas, antes de que ocurra la plastificación de las columnas. Este concepto, conocido como filosofía de **viga débil–columna fuerte** (weak beam–strong column), tiene como finalidad garantizar que las columnas, cuya falla puede comprometer la estabilidad global del sistema, permanezcan en el rango elástico o con daños limitados, mientras que las vigas actúan como fusibles sísmicos que disipan la energía del sismo sin amenazar la integridad del pórtico (Wight & MacGregor, 2012; ACI 318-19, 2019).

Este principio tiene implicaciones directas en el diseño: el ACI 318-19, en su Sección 18.7.3, establece que la suma de las resistencias a flexión de las columnas en un nudo debe ser mayor o igual a 1.2 veces la suma de las resistencias a flexión de las vigas que confluyen en ese mismo nudo, lo que garantiza que las rótulas plásticas se formen en las vigas antes que en las columnas. La NEC-SE-HM (2015) recoge un principio análogo, con diferencias en los valores numéricos de los factores de magnificación de momento que se discutirán más adelante.

2.4.3. Regularidad estructural y configuración sísmica

La regularidad de una estructura, tanto en planta como en elevación, es un factor determinante en su comportamiento sísmico. Las estructuras regulares exhiben una distribución uniforme de rigideces, masas y resistencias que permite que la respuesta sísmica sea predecible, simétrica y bien distribuida entre todos los elementos del sistema. Las estructuras irregulares, por el contrario, desarrollan concentraciones de daño en zonas de discontinuidad, como pisos blandos, pisos débiles, retranqueos bruscos de planta o masas excéntricas, que pueden conducir al colapso localizado, aunque el diseño global de la estructura sea aparentemente adecuado (Chopra, 2017).

La NEC-SE-DS (2015) identifica dos grupos principales de irregularidades estructurales, las que son en planta (torsión en planta, retranqueos excesivos, discontinuidad de diafragma, entre otras) e irregularidades en elevación (piso débil, piso blando, discontinuidad geométrica vertical, entre otras), y asigna a cada tipo un factor de

irregularidad ϕ_p (en planta) o ϕ_e (en elevación) que reduce la ductilidad admisible del sistema y aumenta consecuentemente las fuerzas sísmicas de diseño. El ACI 318-19, por su parte, no define de forma directa los criterios de regularidad, que son establecidos por el estándar ASCE 7 (ASCE, 2022), norma de referencia para las cargas de diseño que complementa al ACI en el contexto norteamericano.

Para la vivienda unifamiliar considerada en esta investigación, la configuración arquitectónica se definió con regularidad tanto en planta como en elevación, con el fin que evitar que los factores de irregularidad no penalicen el diseño y que la comparación entre ambas normativas se centre en los requisitos de dimensionamiento y detallado.

2.4.4. Sistemas estructurales de pórticos de hormigón armado

Los sistemas estructurales más utilizados en la vivienda unifamiliar de hormigón armado en Ecuador y en la región son los sistemas de **pórticos resistentes a momentos** (Moment Resisting Frames, MRF), en los que la resistencia a las cargas laterales sísmicas es proporcionada por la rigidez a flexión y la capacidad resistente de los propios elementos del pórtico (vigas y columnas) y de sus nudos. Este sistema no requiere muros de corte ni diagonales de arriostramiento, lo que lo hace compatible con la distribución arquitectónica libre y la progresividad constructiva que caracteriza a la tipología de vivienda objeto de este estudio (Park & Paulay, 1975).

El ACI 318-19 clasifica los pórticos resistentes a momento de acuerdo con su capacidad de deformación y disipación de energía. Los **Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos** (OMF) presentan el menor nivel de ductilidad y se destinan a categorías sísmicas bajas, mientras que los **Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos** (IMF) ofrecen una respuesta moderada y se emplean en la categoría C. Por su parte, los **Pórticos Especiales Resistentes a Momentos** (SMF) proporcionan la mayor ductilidad y se exigen en las categorías D, E y F, asociadas con amenazas sísmicas elevadas (ACI 318-19, 2019, Sección 18.1).

En el contexto de la NEC, la clasificación de los sistemas estructurales de hormigón armado establece valores del factor de reducción de resistencia R en función del nivel de ductilidad del sistema. Para los pórticos especiales de hormigón armado, la NEC asigna $R = 8$, mientras que para pórticos de hormigón con ductilidad reducida el valor es $R = 5$ (NEC-SE-DS, 2015b). La selección del sistema estructural y del nivel de

ductilidad condiciona directamente tanto las fuerzas sísmicas de diseño como los requerimientos de detallado de los elementos, y es por ello una decisión de primer orden en el proceso de diseño.

2.4.5. Cortante basal

Se realiza un cálculo manual para la determinación del cortante basal de diseño, por medio de la siguiente ecuación establecida por la NEC.

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

Donde:

$S_a(T_a)$: es el valor del espectro de diseño en dicho periodo.

ϕ_p y ϕ_E : son los coeficientes de configuración en planta y elevación.

I : coeficiente de importancia.

R : factor de reducción de resistencia sísmica.

V : valor del cortante basal de diseño.

W : carga sísmica reactiva.

T_a : periodo de vibración.

Estos valores se corroboran mediante el espectro de respuesta sísmica y carga reactiva que deben ser ingresados en el software ETABS.

Es importante especificar que este cortante es aplicado para cada planta y va decreciendo según aumente la altura de la estructura, teniendo así el cortante basal máximo en la planta baja.

2.4.6. Derivas permisibles

Las derivas permisibles son el desplazamiento lateral relativo existente entre dos niveles consecutivos de una estructura que es sometida a fuerzas sísmicas, y se expresan como una fracción de la altura del entrepiso correspondiente. Según la NEC-SE-DS (2015), las derivas constituyen un indicador primordial del comportamiento sísmico en una edificación, esto se debe a que permite evaluar el nivel de daño estructural y no estructural ante un evento telúrico. El valor máximo permitido es del 2 % que corresponde para estructuras de hormigón armado, metálicas y de madera.

Para calcular las derivas máximas en estructuras de hormigón armado se deben usar las inercias agrietadas de los elementos estructurales (NEC-SE-DS, 2015).

- $0.5 I_g$ para vigas.
- $0.8 I_g$ para columnas.
- $0.6 I_g$ para muros estructurales.

Donde I_g es la inercia gruesa de la sección.

2.5. EL HORMIGÓN ARMADO COMO SISTEMA ESTRUCTURAL

2.5.1. Propiedades mecánicas del hormigón

El hormigón es un material compuesto, conformado fundamentalmente por cemento Portland, agregado grueso, agregado fino y agua, en proporciones definidas por el diseño de mezcla para alcanzar las propiedades de resistencia y durabilidad requeridas. Su comportamiento mecánico bajo cargas de compresión es el que le confiere su razón de ser en la ingeniería estructural: el hormigón es fuerte en compresión y débil en tensión, lo que determina la necesidad de combinarlo con el acero de refuerzo, cuya resistencia a la tensión complementa las limitaciones del material pétreo (McCormac & Brown, 2014).

La **resistencia a la compresión** del hormigón, representada como f'_c en el sistema ACI o f_{ck} en normas europeas, es el parámetro mecánico fundamental del material. Para determinar este valor se realizan ensayos de compresión axial en cilindros estándar de $150 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ a los 28 días de curado bajo condiciones controladas (ASTM C39, 2021). Para el diseño de viviendas unifamiliares en Ecuador, las resistencias a la compresión del hormigón más empleados son 21 MPa (210 kg/cm^2) y 24 MPa (240 kg/cm^2), aunque la NEC-SE-HM (2015) establece como valor mínimo $f'_c = 21 \text{ MPa}$ para elementos de hormigón armado en zonas sísmicas.

El **módulo de elasticidad del hormigón** E_c es la relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria en el rango elástico del material y es fundamental para el cálculo de la rigidez de los elementos estructurales. Tanto el ACI 318-19 (Sección 19.2.2) como la NEC-SE-HM adoptan la expresión propuesta por Pauw (1960):

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \text{ (en MPa)}$$

Esta expresión es válida para hormigones de peso normal (densidad aproximada de 2400 kg/m^3) y produce valores de E_c en el rango de 21,000 a 27,000 MPa para las resistencias de diseño habitualmente empleadas. El módulo de elasticidad del hormigón es aproximadamente diez veces menor que el del acero ($E_s = 200\,000 \text{ MPa}$), lo que tiene influye de manera directa en el cálculo de la rigidez de secciones compuestas y en la distribución de esfuerzos entre ambos materiales (Pauw, 1960).

La relación esfuerzo-deformación del hormigón sometido a compresión axial monotónica no sigue un comportamiento lineal. La curva inicia con un tramo ascendente aproximadamente parabólica hasta alcanzar el esfuerzo máximo f'_c a una deformación unitaria de aproximadamente $\epsilon_{co} \approx 0.002$, seguida de una rama descendente hasta la deformación última, convencionalmente adoptada en $\epsilon_{cu} = 0.003$ tanto por el ACI 318-19 (Sección 22.2.2) como por la NEC-SE-HM (2015). Este valor de deformación última es el que gobierna el cálculo de la curvatura última de secciones de hormigón armado y, por ende, la ductilidad de curvatura disponible en vigas y columnas.

La **resistencia a la tensión** del hormigón es típicamente del orden del 10 % de f'_c . Aunque el ACI 318-19 y la NEC permiten utilizarla en ciertos estados límite como el control de fisuración, en el diseño a flexión de secciones fisuradas la contribución del hormigón en tensión se desprecia, recayendo toda la resistencia tractiva sobre el acero de refuerzo (Nilson et al., 2010).

2.5.2. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo

El acero de refuerzo utilizado en la construcción de hormigón armado en Ecuador es de tipo corrugado (barras con protuberancias que garantizan una adecuada adherencia con el hormigón) y debe cumplir con los requisitos de resistencia y ductilidad establecidos por la norma INEN 2167 (equivalente a la ASTM A615 del sistema norteamericano). En la construcción se emplean principalmente barras de acero grado 40, con $f_y = 280 \text{ MPa}$ (2860 kgf/cm^2), y grado 60, con $f_y = 420 \text{ MPa}$ (4200 kgf/cm^2). El grado 60 es la referencia más utilizada por el ACI 318-19 y la NEC para estructuras sismorresistentes (ACI 318-19, 2019; NEC-SE-HM, 2015).

La **resistencia a la fluencia**, representada por f_y , indica el esfuerzo a partir del cual el acero deja de responder únicamente de forma elástica y empieza a desarrollar

deformaciones plásticas apreciables. Para el acero grado 60, $f_y = 420$ MPa es el valor mínimo especificado; sin embargo, en la práctica los aceros comerciales frecuentemente presentan resistencias de fluencia reales que superan este valor en un 20 a 30 %, lo que es relevante para el diseño de elementos en zonas sísmicas donde la sobrerresistencia del acero puede alterar la jerarquía de rotura prevista en el diseño (Wight, 2016).

El **módulo de elasticidad del acero** (E_s) es prácticamente constante para todos los tipos de acero estructural y vale $E_s = 200,000$ MPa (29,000 ksi), valor adoptado tanto por el ACI 318-19 (Sección 20.2.2.2) como por la NEC-SE-HM (2015). La deformación de fluencia del acero grado 60 resulta $\epsilon_y = f_y/E_s = 420/200,000 = 0.0021$.

La **ductilidad del acero** es una de sus propiedades más valiosas para el diseño sísmico. El acero grado 60 presenta una deformación de ruptura del orden del 9 % en longitudes de calibre estándar de 200 mm (ASTM A615, 2018), lo que le confiere una ductilidad en tensión muy superior a la del hormigón. Esta propiedad es la que permite que las secciones de hormigón armado bien diseñadas desarrollen significativas deformaciones plásticas antes de colapsar, contribuyendo a la ductilidad global del sistema estructural.

Para el diseño sismorresistente, el ACI 318-19 en el Capítulo 18 proporciona requisitos adicionales para el acero de refuerzo utilizado en los Marcos de Momento Especial (SMF): el acero longitudinal de vigas y columnas debe tener una relación mínima de resistencia a la tracción a resistencia de fluencia $(f_u/f_y) \geq 1.25$ y una elongación de fractura en longitudes de calibre de 8 pulgadas (≈ 200 mm) $\geq 9\%$. Estas condiciones aseguran la capacidad de deformación plástica necesaria para el mecanismo sismorresistente (ACI 318-19, 2019, Sección 18.2.6).

2.5.3 Bloque rectangular equivalente de compresiones: hipótesis de Whitney

El análisis de secciones de hormigón armado bajo flexión pura o flexocompresión se apoya en un conjunto de hipótesis fundamentales que simplifican el comportamiento real del material y permiten obtener expresiones de diseño manejables. La hipótesis más importante para el diseño de secciones a flexión en el estado límite último es la del **bloque rectangular equivalente de compresiones**, propuesta por Whitney (1942) y adoptada universalmente por el ACI 318-19 y la NEC-SE-HM.

En el estado límite último de una sección rectangular de hormigón armado, se considera que: (1) la distribución de deformaciones en la sección es lineal (hipótesis de Bernoulli o secciones planas), (2) la deformación unitaria máxima en la fibra extrema de compresión del hormigón alcanza el valor de $\epsilon_{cu} = 0.003$, y (3) el diagrama real de esfuerzos de compresión en el hormigón puede reemplazarse por un bloque rectangular equivalente de esfuerzo uniforme de intensidad $0.85 \cdot f'_c$ y profundidad $a = \beta_1 \cdot c$, donde c es la profundidad del eje neutro y β_1 es un factor que depende de la resistencia del hormigón (ACI 318-19, 2019, Sección 22.2.2):

$$\beta_1 = 0.85 \text{ para } f'_c \leq 28 \text{ MPa} \quad \beta_1 = 0.85 - 0.05 \cdot (f'_c - 28) / 7 \text{ para } 28 \text{ MPa} < f'_c \leq 56 \text{ MPa, sin ser menor que } 0.65$$

Esta hipótesis, cuya validez experimental ha sido ampliamente corroborada (MacGregor & Wight, 2005), permite calcular la resistencia nominal a flexión M_n de una sección de forma directa, y es la base del diseño de vigas y columnas tanto en el ACI 318-19 como en la NEC-SE-HM.

2.6. EL CÓDIGO ACI 318-19: ORGANIZACIÓN, FILOSOFÍA Y APLICACIÓN SÍSMICA

2.6.1 Estructura y organización del código

El código ACI 318-19, titulado "*Building Code Requirements for Structural Concrete*", es la norma de referencia del American Concrete Institute para el diseño de estructuras de hormigón armado en Estados Unidos, y es ampliamente adoptado o referenciado en toda América Latina (American Concrete Institute, 2019). La edición 2019 del ACI 318 incorporó modificaciones respecto de la versión publicada en 2014, especialmente en los criterios de diseño sísmico, durabilidad, conexiones y métodos de análisis. El documento se distribuye en 26 capítulos que abarcan los requisitos generales, las propiedades de los materiales, el análisis y el diseño de los distintos elementos de hormigón armado.

Para esta investigación resultan particularmente relevantes el **Capítulo 5**, correspondiente a cargas y combinaciones; el **Capítulo 6**, relacionado con el análisis estructural; los **capítulos 9, 10 y 11**, dedicados a vigas, losas y muros; el **Capítulo 13**,

sobre placas de transferencia; el **Capítulo 15**, referente a cimentaciones; y el **Capítulo 22**, que desarrolla las hipótesis de cálculo y las resistencias nominales. El **Capítulo 18** tiene una importancia especial, ya que reúne los requisitos sísmicos aplicables a las estructuras de hormigón armado y constituye la base del diseño sismorresistente considerado en el estudio (ACI 318-19).

2.6.2 Filosofía de diseño por resistencia (LRFD)

El ACI 318-19 adopta la filosofía de diseño conocida como **Diseño por Resistencia** o **LRFD** (Load and Resistance Factor Design), también denominado diseño en estados límite últimos. En este enfoque, la resistencia de diseño de cada elemento (producto de la resistencia nominal R_n por el factor de reducción ϕ) debe ser igual o mayor que la demanda de resistencia última R_u , obtenida como combinación factorizada de las cargas de servicio:

$$\phi \cdot R_n \geq R_u = \sum (\gamma_i \cdot L_i)$$

Donde γ_i son los factores de carga (load factors) que amplifican cada tipo de carga de servicio L_i para representar la probabilidad de que las cargas reales superen los valores nominales, y ϕ es el factor de reducción de resistencia que toma en cuenta la variabilidad de las propiedades de los materiales y las imperfecciones de construcción (ACI 318-19, 2019, Sección 4.6).

2.6.3 Combinaciones de carga según ACI 318-19 / ASCE 7

Las combinaciones de carga que el ACI 318-19 adopta (en consonancia con el estándar ASCE 7-22) para el diseño de estructuras son las siguientes (ACI 318-19, 2019, Sección 5.3.1):

- $U = 1.4D$.
- $U = 1.2D + 1.6L + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$.
- $U = 1.2D + 1.6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.5W)$.
- $U = 1.2D + 1.0W + L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$.
- $U = 0.9D + 1.0W$.
- $U = 1.2D + 1.0E + L + 0.2S$.
- $U = 0.9D + 1.0E$.

Donde D es la carga muerta, L la carga viva, L_r la carga viva de cubierta, S la carga de nieve, W la carga de viento, R la carga de lluvia y E la carga sísmica. Para el diseño de viviendas en Ecuador, las combinaciones más relevantes son las que incluyen la carga sísmica E, siendo $U = 1.2D + 1.0E + L$ y $U = 0.9D + 1.0E$ las combinaciones sísmicas predominantes.

2.6.4 Factores de reducción de resistencia ϕ según ACI 318-19

Los factores ϕ del ACI 318-19 (Tabla 21.2.1) varían según el tipo de acción interna que gobierna el diseño del elemento:

Para **flexión sin carga axial** (vigas): $\phi = 0.90$, aplicable cuando la deformación en el acero de tensión $\epsilon_t \geq 0.005$ (sección controlada por tensión).

Para **compresión axial con o sin flexión** (columnas con espirales): $\phi = 0.75$; con estribos rectangulares: $\phi = 0.65$. Para columnas en las que $\epsilon_t \geq 0.005$ se permite la interpolación lineal de ϕ hasta 0.90.

Para **cortante y torsión**: $\phi = 0.75$.

Para **aplastamiento en el hormigón**: $\phi = 0.65$.

Estos factores reflejan el diferente nivel de consecuencias y variabilidades asociadas a cada modo de falla, siendo la falla por compresión (frágil) la que recibe el factor más conservador (McCormac & Brown, 2014).

2.6.5 Capítulo 18 del ACI 318-19: requisitos sísmicos

El Capítulo 18 del ACI 318-19 es, para los propósitos de esta investigación, el capítulo de mayor relevancia, pues establece los requisitos adicionales de diseño y detallado que deben cumplir las estructuras de hormigón armado en zonas de alta amenaza sísmica. Estos requisitos son de aplicación obligatoria en las Categorías de Diseño Sísmico (SDC) D, E y F, que corresponden a zonas con valores elevados del parámetro espectral de diseño SDS, comparables a los que presenta la provincia de Santa Elena con $Z = 0.40g$ (ACI 318-19, 2019, Sección 18.1).

Para los **Pórticos Especiales Resistentes a Momentos** (SMF), el Capítulo 18 establece, entre otros, los siguientes requisitos: (1) En las vigas, la cuantía de acero longitudinal mínima es $\rho_{\min} = \max (0.25 \cdot \sqrt{f_c}/f_y, 1.4/f_y)$, y la cuantía máxima en cualquier sección no debe exceder $0.025 \cdot A_g$ (Sección 18.6.3). (2) Las vigas deben estar armadas continuamente con al menos dos barras tanto en la cara superior como en la inferior a lo largo de toda su longitud. (3) La resistencia a flexión positiva en los extremos de las vigas debe ser al menos la mitad de la resistencia a flexión negativa en esos mismos extremos. (4) Las longitudes de las zonas de confinamiento de vigas (regiones críticas) son el doble de la altura de la viga a partir de la cara de la columna, con un espaciado máximo de estribos cerrados de $d/4$ en esas zonas, pero sin superar 150 mm ni el diámetro de la barra longitudinal más pequeña multiplicado por 6 (Sección 18.6.4). (5) Para las columnas, la relación de la carga axial de compresión factorizada P_u sobre la resistencia a compresión del hormigón $f'_c \cdot A_g$ no debe exceder 0.3 para miembros que no sean parte de muros estructurales (Sección 18.7.4). (6) Los estribos de confinamiento en las regiones críticas de las columnas deben satisfacer los requerimientos de sección transversal mínima de las Ecuaciones 18.7.5.4 del código, que aseguran el confinamiento adecuado del núcleo de hormigón para mantener la resistencia axial después de que el recubrimiento se desprenda (ACI 318-19, 2019).

2.7. NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC): CAPÍTULOS RELEVANTES

2.7.1 NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo de Hormigón Estructural (NEC-SE-HM, 2015) constituye el referente normativo nacional para el diseño de elementos de hormigón armado en Ecuador. Esta norma fue desarrollada tomando como base el código ACI 318-08, con adaptaciones que reflejan las condiciones y prácticas constructivas locales, lo que significa que su filosofía de diseño, sus hipótesis de cálculo y muchos de sus parámetros son sustancialmente compatibles con el ACI, pero con diferencias específicas que es necesario identificar para los efectos de la comparación que plantea esta tesis.

Tanto el ACI 318-19 como la NEC-SE-HM emplean el diseño por resistencia y utilizan combinaciones de carga junto con factores de reducción ϕ . Sin embargo, esta base común no significa que ambos reglamentos produzcan resultados idénticos. Las principales diferencias aparecen en la resistencia mínima del hormigón para zonas sísmicas, el tratamiento de los muros estructurales, el confinamiento de vigas y columnas y la revisión de los nudos viga-columna (NEC-SE-HM, 2015). Estas diferencias, que serán analizadas en detalle en el marco metodológico, son precisamente las que pueden generar secciones y cuantías de acero distintas entre los dos modelos comparativos de la presente investigación.

La NEC-SE-HM establece una resistencia mínima del hormigón de $f'_c = 21$ MPa para todas las estructuras de hormigón armado en zonas sísmicas, valor que coincide con el límite inferior habitualmente adoptado en la práctica profesional ecuatoriana para vivienda de interés social. Los aceros de refuerzo admitidos deben cumplir con la norma INEN 2167, siendo el grado 60 ($f_y = 420$ MPa) el más comúnmente especificado.

2.7.2 NEC-SE-DS: Combinaciones de carga sísmica y factor R

La NEC-SE-DS (2015) establece las demandas sísmicas de diseño a través del espectro elástico de diseño y del coeficiente de reducción de respuesta estructural R , que permite reducir las fuerzas elásticas de diseño a los niveles que corresponden a la resistencia requerida para el diseño inelástico de la estructura. El cortante basal de diseño V se calcula mediante la expresión:

$$V = (S_a \cdot I \cdot W) / R$$

Donde S_a es la aceleración espectral obtenida del espectro de diseño para el período fundamental de la estructura T , I es el factor de importancia de la edificación ($I = 1.0$ para viviendas, $I = 1.3$ para estructuras importantes e $I = 1.5$ para estructuras esenciales), W es el peso sísmico de la estructura y R es el factor de reducción de respuesta estructural.

Los valores de R para pórticos de hormigón armado según la NEC-SE-DS (2015) son: $R = 8$ para pórticos especiales de hormigón armado, $R = 7$ para pórticos de hormigón con ductilidad limitada y $R = 5$ para pórticos de hormigón sin requerimientos de ductilidad especial. La elección del valor de R implica, de manera recíproca, un nivel de

exigencia de detallado sísmico: a mayor R, mayor reducción de las fuerzas de diseño, pero también mayores requerimientos de ductilidad en los elementos.

2.7.3 NEC-SE-CG: Cargas no sísmicas para el diseño de viviendas

La Norma Ecuatoriana de Construcción en su capítulo de Cargas no Sísmicas (NEC-SE-CG, 2015) establece los valores de las cargas de diseño gravitacionales que deben considerarse en el análisis estructural de las edificaciones en Ecuador. Para viviendas unifamiliares, los valores de carga viva (CV) establecidos por la NEC-SE-CG son:

Carga viva en dormitorios, salas y comedor: 2.0 kN/m² (200 kgf/m²). Carga viva en cocinas y baños: 2.0 kN/m². Carga viva en escaleras: 4.8 kN/m² (480 kgf/m²). Carga viva en cubiertas planas con acceso: 1.8 kN/m² (180 kgf/m²). Carga viva en cubiertas inclinadas sin acceso: 0.7 kN/m² (70 kgf/m²).

Las cargas muertas son calculadas a partir de los pesos unitarios de los materiales establecidos en la misma norma: el hormigón armado tiene un peso específico de 24 kN/m³ (2400 kgf/m³), el mortero de 20 kN/m³ y la mampostería de bloque hueco de aproximadamente 10 kN/m³. Los acabados de piso, instalaciones, recubrimientos y otros elementos no estructurales se contabilizan como una carga muerta adicional que típicamente oscila entre 1.0 y 2.0 kN/m² en la práctica ecuatoriana (NEC-SE-CG, 2015).

2.8. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO

2.8.1 Diseño de vigas a flexión

Las vigas son los elementos horizontales del pórtico que transfieren las cargas gravitacionales y sísmicas a las columnas. Su diseño a flexión se rige por el principio de equilibrio de fuerzas en la sección y por las hipótesis de compatibilidad de deformaciones descritas anteriormente. El momento nominal a flexión de una viga rectangular simplemente reforzada, para el caso de falla controlada por tensión (sección subreforzada), es (ACI 318-19, Capítulo 9; Wight, 2016):

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)$$

Donde A_s es el área del acero de tensión, d es el peralte efectivo de la sección (distancia desde la fibra extrema de compresión hasta el centroide del acero de tensión), y a es la profundidad del bloque de compresiones equivalente, calculada como:

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f'_c \cdot b)$$

Siendo b el ancho de la viga. La condición de diseño es $\phi M_n \geq M_u$, donde M_u es el momento último de la combinación de carga más desfavorable.

Para el diseño a **cortante**, el ACI 318-19 establece que la resistencia nominal al cortante V_n es la suma de las contribuciones del hormigón V_c y del acero transversal (estribos) V_s :

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde V_c depende de la resistencia del hormigón, el área de la sección transversal y el nivel de carga axial, y $V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$, siendo A_v el área de las ramas del estribo y s el espaciado entre estribos. En las zonas de confinamiento sísmico de las vigas de los SMF, la NEC y el ACI imponen restricciones adicionales al espaciado de los estribos que reducen significativamente los valores de s respecto al diseño gravitacional puro, lo que incrementa el consumo de acero transversal en los extremos de las vigas (ACI 318-19, 2019; NEC-SE-HM, 2015).

2.8.2 Diseño de columnas bajo flexocompresión

Las columnas son los elementos verticales del pórtico y están sometidas simultáneamente a carga axial de compresión y a momentos flectores producidos por las cargas gravitacionales excéntricas y por las cargas sísmicas laterales. Su diseño se rige por la **interacción axial-flexión**, representada mediante el **diagrama de interacción** $P_u - M_u$, que describe todos los pares de valores (P_u, M_u) para los cuales la sección alcanza su resistencia nominal (Park & Paulay, 1975).

El diagrama de interacción se construye considerando dos casos extremos: (1) la falla por compresión pura ($P_u = P_n$, max, $M_u = 0$), que ocurre cuando toda la sección está en compresión uniforme, y (2) la falla por tensión pura ($P_u = 0$, $M_u = M_n$, puro), que corresponde al caso de flexión pura analizado en el apartado anterior. Entre ambos extremos, existen infinitas combinaciones posibles de (P_u, M_u) , entre las que destaca el **punto de balance**, definido como el estado en que la deformación del acero de tensión

alcanza exactamente la deformación de fluencia ($\epsilon_s = \epsilon_y = f_y/E_s$) cuando simultáneamente la deformación máxima del hormigón es $\epsilon_{cu} = 0.003$.

Para el diseño práctico, la condición requerida es que el punto (P_u, M_u) calculado para cada combinación de carga quede dentro del diagrama de interacción reducido ($\phi P_n, \phi M_n$). El factor ϕ para columnas con estribos rectangulares varía entre 0.65 (falla controlada por compresión) y 0.90 (falla controlada por tensión), según la interpolación lineal establecida en ACI 318-19 (Tabla 21.2.2).

Un parámetro fundamental en el diseño de columnas es la **cuantía de acero longitudinal** $\rho_g = A_{st} / A_g$, donde A_{st} es el área total del acero longitudinal y A_g es el área bruta de la sección transversal. El ACI 318-19 (Sección 10.6.1) y la NEC-SE-HM (2015) establecen que ρ_g debe estar comprendida entre el 1 % y el 8 % del área bruta. En la práctica del diseño para zonas sísmicas, el rango operativo más recomendado es entre el 1.5 % y el 3 %, de modo que la sección no sea tan escasa de acero que carezca de ductilidad adecuada, ni tan recargada que resulte económicamente ineficiente o presente problemas de congestionamiento de barras en las zonas de nudo (McCormac & Brown, 2014).

2.8.3 Diseño de losas

Las losas son elementos planos de hormigón armado que forman los pisos y techos de la edificación y transfieren las cargas verticales a las vigas o directamente a las columnas. Para la tipología de vivienda unifamiliar de la presente investigación, el sistema de losa más comúnmente empleado en Santa Elena es la **losa aligerada de hormigón armado** en una o dos direcciones, con espesores que oscilan entre 20 y 25 cm según el tamaño de los vanos y las cargas de diseño.

Cuando una losa trabaja en dos direcciones, su diseño puede realizarse con los coeficientes establecidos en la Tabla 8.10.4 del ACI 318-19. Si los paneles presentan una geometría irregular, resulta más apropiado recurrir a un análisis mediante elementos finitos. Los mayores momentos suelen concentrarse cerca de los apoyos, por lo que el acero positivo se dispone principalmente en la zona central y el acero negativo en los bordes continuos. El espesor mínimo se verifica con los límites de deflexión de la Sección

8.3, considerando las condiciones de apoyo y las dimensiones del panel (Nilson et al., 2010).

2.8.4 Diseño de cimentaciones: plintos aislados

La cimentación es el elemento de la estructura encargado de transmitir las cargas de la superestructura al suelo de fundación. Para viviendas unifamiliares de una y dos plantas en suelos de capacidad portante adecuada, la tipología de cimentación más frecuente en Santa Elena es el **plinto aislado** (zapata aislada), que consiste en un elemento de hormigón armado de planta cuadrada o rectangular que ensancha el área de contacto entre la columna y el suelo, de modo que el esfuerzo de contacto en la interfaz sea inferior a la capacidad portante admisible del terreno.

El diseño de un plinto aislado comprende dos verificaciones fundamentales: (1) el **diseño geotécnico**, que consiste en dimensionar el área de la base del plinto para que el esfuerzo neto transmitido al suelo ($\sigma = P/A$) no supere la capacidad portante admisible del terreno q_a , incluyendo el efecto de los momentos flectores sísmicos que generan una distribución de contacto trapezoidal o triangular; y (2) el **diseño estructural** del plinto como elemento de hormigón armado, que incluye la verificación del **punzonamiento** (cortante en dos direcciones alrededor de la columna) y el diseño del **acero de flexión** en ambas direcciones del plinto (Das, 2015; (ACI 318-19, 2019).

La capacidad portante del suelo, es el parámetro geotécnico mas importante para el dimensionamiento del plinto, es determinada a partir de ensayos de campo y laboratorio, como el ensayo de penetración estándar (SPT), pruebas de corte directo, ensayos de carga in situ y clasificación granulométrica del suelo. En la zona urbana de Santa Elena, predominan suelos areno-arcillosos a arcillo-arenosos de origen marino y aluvial, los valores típicos de capacidad portante admisible se encuentran en el rango de 8 a 15 toneladas por metro cuadrado (tf/m²), aunque puede variar según la ubicación específica y la profundidad de desplante (Bernal, 2019).

2.9. ANÁLISIS ESTRUCTURAL SÍSMICO

2.9.1 Método de la fuerza horizontal equivalente (FHE)

El método de la fuerza horizontal equivalente, conocido también como análisis estático lineal o método de la fuerza lateral equivalente, es el procedimiento de análisis sísmico más sencillo y el más utilizado para estructuras regulares de baja y mediana altura. En este método, el efecto del sismo sobre la estructura se modela mediante un sistema de fuerzas horizontales estáticas distribuidas en los pisos de la edificación, cuya resultante es el **cortante basal de diseño** V (Chopra, 2017).

La NEC-SE-DS (2015) establece que el cortante basal se calcula como:

$$V = S_a(T_a) \cdot I \cdot W / R$$

Donde T_a es el período fundamental de la estructura, estimado mediante la fórmula empírica de la norma:

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

Siendo h_n la altura total de la edificación en metros y C_t y α coeficientes que dependen del sistema estructural (para pórticos de hormigón armado: $C_t = 0.055$ y $\alpha = 0.90$, según NEC-SE-DS, 2015). La distribución vertical del cortante basal entre los pisos de la edificación se realiza conforme a la expresión:

$$F_i = V \cdot (W_i \cdot h_i^k) / \sum (W_j \cdot h_j^k)$$

Donde W_i y h_i son el peso y la altura del piso i , respectivamente, y k es un exponente que depende del período de la estructura ($k = 1$ para $T \leq 0.5$ s, y $k = 2$ para $T \geq 2.5$ s, con interpolación lineal entre ambos valores).

El método FHE es aplicable, según la NEC-SE-DS (2015), a estructuras regulares con períodos de vibración $T \leq 2.0$ s y a estructuras de no más de 30 m de altura en zonas sísmicas bajas. Para la vivienda unifamiliar de dos pisos objeto de esta tesis, cuyo período fundamental estimado es del orden de 0.15 a 0.30 s, este método es perfectamente aplicable y se utilizará como herramienta de verificación complementaria al análisis dinámico espectral.

2.9.2 Análisis dinámico espectral modal

El análisis dinámico espectral modal es el procedimiento de análisis sísmico de mayor generalidad y precisión dentro de los métodos lineales. Consiste en determinar la

respuesta máxima de cada modo de vibración de la estructura mediante el espectro de diseño, y combinar las respuestas modales mediante reglas estadísticas de combinación para obtener la respuesta total de la estructura. Este método captura con mayor fidelidad que el FHE los efectos de la distribución de masas y rigideces en altura y en planta, especialmente en estructuras con irregularidades o con períodos de vibración elevados (Paz & Leigh, 2004).

El procedimiento del análisis dinámico espectral comprende: (1) la modelación de la estructura mediante un modelo de elementos finitos tridimensional, con los pesos de cada piso concentrados en los nodos de los diafragmas rígidos; (2) el cálculo de los modos propios de vibración (frecuencias naturales ω_i y formas modales Φ_i) mediante la ecuación de eigenvalores $K \cdot \Phi = \omega^2 \cdot M \cdot \Phi$; (3) la determinación de la respuesta espectral máxima de cada modo mediante el espectro de diseño $S_a(T_i)$; y (4) la combinación de las respuestas modales mediante la regla SRSS (raíz cuadrada de la suma de cuadrados) o CQC (combinación cuadrática completa), siendo esta última la que recomienda la NEC-SE-DS (2015) cuando los períodos modales están próximos entre sí (Chopra, 2017).

La NEC-SE-DS (2015) establece que el cortante basal obtenido del análisis dinámico no puede ser menor al 80 % del cortante basal calculado por el método FHE para estructuras regulares (ni al 85 % para irregulares), y que en caso de ser inferior debe escalar la respuesta dinámica al valor mínimo requerido.

2.9.3 Control de derivas de entrepiso

La deriva de entrepiso (o interstory drift) es el desplazamiento relativo entre dos pisos consecutivos dividido por la altura de ese entrepiso. Es un indicador fundamental del desempeño estructural y del daño potencial en los elementos no estructurales (tabiques, fachadas, instalaciones). La NEC-SE-DS (2015) establece que la deriva máxima inelástica de entrepiso Δ_m no debe exceder los siguientes límites:

Para estructuras de hormigón armado dúctil: $\Delta_m \leq 2$ % de la altura de entrepiso.
Para estructuras de hormigón con ductilidad reducida: $\Delta_m \leq 1.5$ %. Para mampostería no reforzada: $\Delta_m \leq 0.5$ %.

La deriva máxima inelástica se estima a partir de la deriva elástica obtenida del análisis multiplicada por el factor de amplificación de deflexiones $0.75 \cdot R$ (para el caso de la NEC), que toma en cuenta las deformaciones plásticas que ocurren en el rango inelástico. El ACI 318-19, en conjunto con el ASCE 7-22, establece límites similares de deriva con la expresión Δ_a , cuyo valor para estructuras de ocupación normal (Risk Category II) y elementos estructurales de hormigón es del 2 % de la altura de entrepiso.

2.10. SOFTWARE ETABS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

El programa ETABS (Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems), desarrollado por Computers and Structures, Inc. (CSI), es uno de los softwares de análisis y diseño estructural de edificios más ampliamente utilizado en la ingeniería civil a nivel mundial y en América Latina en particular. Su popularidad en el ámbito académico y profesional ecuatoriano ha sido documentada en múltiples trabajos de investigación de instituciones como la EPN, la UCE, la ESPOL y la propia UPSE (Alay Rodríguez & De La Cruz De La Cruz, 2025; Gómez Fajardo, 2022).

ETABS permite la modelación tridimensional de estructuras de pórticos y muros de hormigón armado, acero y madera, con capacidad para realizar análisis estático lineal y no lineal, análisis dinámico modal espectral, análisis dinámico paso a paso (time-history) y análisis pushover (análisis estático no lineal). ETABS incorpora varios de los reglamentos de diseño de hormigón armado utilizados en la práctica profesional, entre ellos el ACI 318-19. También permite ajustar los parámetros de cálculo para trabajar con disposiciones nacionales, como las establecidas por la NEC, característica que facilita la comparación planteada en esta investigación (Computers and Structures, 2019).

En el modelado de la estructura, ETABS representa las vigas y columnas como elementos tipo frame unidimensionales, con seis grados de libertad en cada nodo (tres traslaciones y tres rotaciones). Las losas son modeladas como elementos tipo shell bidimensionales con comportamiento de placa o membrana. Los diafragmas rígidos de cada piso se simulan mediante restricciones cinemáticas que vinculan los desplazamientos horizontales de todos los nodos del piso con los del nodo maestro del diafragma, lo que reduce considerablemente los grados de libertad del modelo y agiliza el análisis dinámico (Computers and Structures, 2019).

2.11. GEOTECNIA APLICADA AL DISEÑO ESTRUCTURAL EN SANTA ELENA

2.11.1 Clasificación de suelos mediante SUCS

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), adoptado por la ASTM D2487 y empleado con frecuencia en la práctica geotécnica ecuatoriana, organiza los suelos según su granulometría y sus límites de consistencia. A partir de estas propiedades distingue los materiales de grano grueso, como gravas (G) y arenas (S); los de grano fino, como limos (M) y arcillas (C); y los suelos orgánicos (O y Pt). Cada grupo se subdivide de acuerdo con su gradación y plasticidad (Das & Sobhan, 2017).

En el área urbana de Santa Elena predominan las arenas limosas (SM) y las arenas arcillosas (SC), asociadas con depósitos de origen aluvial y marino. En zonas bajas o cercanas a la costa también pueden encontrarse materiales más finos, como ML y CL. Estas características permiten relacionar buena parte de los perfiles locales con los tipos C y D de la NEC-SE-DS (2015). Su capacidad portante varía según la densidad relativa o la consistencia del suelo, así como por la profundidad del nivel freático (Bernal, 2019).

2.11.2 Ensayo de Penetración Estándar (SPT) y determinación de parámetros de diseño

El ensayo de penetración estándar (Standard Penetration Test, SPT), normado por la ASTM D1586, es la prueba de campo más ampliamente utilizada en la práctica geotécnica latinoamericana para la caracterización mecánica del subsuelo. El ensayo consiste en contar el número de golpes N necesarios para introducir un muestreador estándar de pared gruesa una distancia de 300 mm en el fondo de una perforación, bajo el impacto de un martillo de 63.5 kg que cae desde una altura de 762 mm. El valor N -SPT así obtenido es correlacionado con parámetros geotécnicos como la densidad relativa D_r , el ángulo de fricción interna ϕ y la capacidad portante admisible q_a del suelo mediante expresiones empíricas ampliamente validadas (Bowles, 1996; Das & Sobhan, 2017).

En suelos granulares, una de las correlaciones más utilizadas para estimar la capacidad portante de cimentaciones superficiales es la propuesta por Meyerhof (1976),

que vincula el valor N-SPT con la presión admisible y considera el control de asentamientos. En suelos cohesivos, la resistencia al corte no drenado puede aproximarse mediante la relación $S_u \approx 6 \cdot N$, expresada en kPa. Debido a que esta última correlación presenta una mayor incertidumbre, conviene contrastarla con ensayos de laboratorio antes de adoptar los parámetros definitivos de diseño (Das & Sobhan, 2017).

2.12. CONSTRUCCIÓN PROGRESIVA: DEFINICIÓN, CONTEXTO Y CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES

2.12.1 Definición y caracterización socioeconómica

La **construcción progresiva** se define como el proceso de edificación de una vivienda realizado en etapas sucesivas a lo largo del tiempo, conforme el propietario dispone de los recursos económicos necesarios para avanzar cada fase constructiva. Este modelo, también denominado en la literatura técnica como construcción por etapas, autoconstrucción guiada o vivienda de crecimiento incremental, es el patrón de producción habitacional predominante en los sectores de ingresos bajos y medios de América Latina, donde se estima que el 60 % al 70 % del parque habitacional urbano ha sido construido bajo esta modalidad (Fernández-Maldonado, 2008).

En Ecuador, la construcción progresiva forma parte de la manera en que muchas familias acceden a una vivienda propia. En sectores de urbanización reciente es común que el propietario adquiera primero el terreno y luego avance la obra conforme dispone de recursos. Los materiales se compran por etapas y, con frecuencia, se recurre a mano de obra informal sin la participación permanente de un profesional que dirija técnicamente la construcción. Esta situación da lugar a un conjunto de problemas estructurales recurrentes que han sido documentados en la literatura técnica ecuatoriana (Fun Sang Robinson et al., 2018).

2.12.2 Implicaciones estructurales y sismorresistentes

Las implicaciones estructurales de la construcción progresiva no planificada son múltiples y pueden comprometer seriamente el comportamiento sísmico de la vivienda. Entre las más relevantes para el contexto de Santa Elena se identifican:

La **indefinición de la configuración final** de la estructura en la etapa inicial, que impide dimensionar adecuadamente los elementos para las cargas que eventualmente deberán soportar. Una columna dimensionada para una estructura de una planta puede resultar insuficiente cuando la vivienda crece a dos o tres plantas, generando problemas de resistencia y ductilidad que no son visibles a simple vista hasta que ocurre un evento sísmico.

La **discontinuidad constructiva** entre etapas, que puede generar juntas de construcción mal ejecutadas entre el hormigón nuevo y el antiguo, empalmes de acero longitudinal en zonas de máximo momento (a mitad de vano o en los nudos), y diferencias de rigidez entre elementos ejecutados en distintas etapas que alteran la distribución de fuerzas sísmicas en la estructura.

La **presencia de columnas cortas**, generada por la interacción no planificada entre los marcos estructurales y los muros de mampostería de relleno que se construyen progresivamente, es un modo de falla particularmente peligroso en zonas sísmicas. Una columna parcialmente restringida por un muro de mampostería ve reducida su longitud libre efectiva y, consecuentemente, sufre un incremento brusco de la fuerza cortante a la que está sometida durante el sismo, que puede superar su capacidad resistente y provocar una falla frágil (Korkmaz et al., 2010).

La **falta de continuidad del acero de refuerzo** para futuras ampliaciones, consistente en dejar varillas expuestas en la coronación de columnas y vigas para servir de continuación del acero longitudinal de la próxima planta. El proceso de doblez y enderezado de estas varillas, realizado frecuentemente en campo sin control técnico, puede dañar la adherencia del acero al hormigón y reducir su ductilidad, comprometiendo el comportamiento sísmico de la zona de nudo en la futura ampliación.

2.12.3 Construcción progresiva planificada como enfoque técnico

Frente a las limitaciones de la construcción progresiva informal, existe un enfoque técnico alternativo denominado **construcción progresiva planificada**, que consiste en diseñar la vivienda desde su concepción inicial para el estado final de ocupación, dimensionando todos los elementos estructurales para las cargas correspondientes a la configuración completa de la edificación, pero permitiendo que la ejecución se realice en

etapas. En este enfoque, la etapa inicial de construcción puede limitarse a una planta, pero las columnas, los plintos y el sistema de fundación son diseñados para la carga final de dos o tres pisos, y el acero de continuidad para la futura ampliación es detallado e instalado desde la primera etapa conforme a los requisitos normativos de longitud de anclaje y empalme (Fun Sang Robinson et al., 2018).

Este es el enfoque que adopta la presente investigación: ambos modelos comparativos (el diseñado con ACI-318-19 y el diseñado con NEC) son concebidos como viviendas de construcción progresiva planificada de dos plantas, donde el diseño estructural completo se realiza para la carga final de la edificación, aunque la construcción pueda realizarse por etapas. Este enfoque es el que permite garantizar la seguridad sismorresistente de la vivienda en todo momento del proceso constructivo y es la condición de aplicabilidad de los resultados de esta investigación en la práctica profesional.

2.13. ANÁLISIS COMPARATIVO DE NORMATIVAS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

La comparación entre normativas de diseño estructural es una práctica establecida en la investigación académica en ingeniería civil, que permite identificar similitudes, diferencias y potenciales brechas entre los marcos normativos nacionales y los referentes internacionales. En el ámbito del diseño sísmico de estructuras de hormigón armado, esta comparación resulta especialmente relevante en el contexto latinoamericano, donde muchos países han desarrollado sus normas a partir de adaptaciones del ACI con mayor o menor profundidad de calibración a las condiciones sísmicas y constructivas locales (Amariles López et al., 2022).

En esta investigación, la comparación entre el ACI 318-19 y la NEC se desarrolla en tres niveles. El primero examina el enfoque, el alcance y los objetivos de desempeño de cada normativa. El segundo contrasta parámetros concretos, como factores de resistencia, cuantías límite, longitudes de desarrollo, requisitos de confinamiento y dimensiones mínimas. Finalmente, el tercer nivel revisa los resultados obtenidos al aplicar ambos reglamentos a un mismo caso, considerando las secciones estructurales, las cantidades de acero y los costos resultantes.

Esta metodología, análoga a la empleada por Amariles López et al. (2022) en la comparación entre ACI-318-19 y NSR-10 para Colombia, permite sistematizar las diferencias normativas y traducirlas en indicadores cuantificables de eficiencia técnica y económica, que son los que en última instancia sirven de fundamento para la recomendación profesional que esta tesis formula para el contexto constructivo de Santa Elena.

2.14. ANÁLISIS DE COSTOS EN LA CONSTRUCCIÓN

2.14.1 Estructura de un presupuesto de obra

El presupuesto de obra es el documento técnico-económico que estima el costo total de la construcción de una edificación antes de su ejecución. Su elaboración rigurosa es fundamental tanto para la viabilidad económica del proyecto como para la toma de decisiones entre alternativas de diseño. Un presupuesto de obra está compuesto por rubros de trabajo, cada uno de los cuales corresponde a una actividad constructiva específica (por ejemplo, "suministro y colocación de hormigón $f'_c = 21$ MPa en columnas" o "acero de refuerzo $f_y = 420$ MPa"), con su respectiva unidad de medida, cantidad o metrado, precio unitario y costo total (Suárez Salazar, 2005).

La comparación económica se concentrará en los rubros que cambian directamente con el diseño del sistema estructural: el hormigón y el acero de refuerzo. El hormigón se cuantificará en metros cúbicos para cada elemento, mientras que el acero incluirá su suministro, corte, doblado y colocación, expresado en kilogramos. Estos componentes representan una parte importante del costo de una vivienda aporticada y reflejan de forma directa las variaciones de sección y cuantía generadas por cada normativa (Cámara de la Construcción de Guayaquil, 2023).

2.14.2 Análisis de Precios Unitarios (APU)

El **Análisis de Precios Unitarios (APU)** es la metodología que permite descomponer el costo de cada rubro constructivo en sus componentes: mano de obra, materiales, equipo y transporte, más los costos indirectos (administración, utilidad e imprevistos). El precio unitario de un rubro es el costo por unidad de medida (por ejemplo, USD/m³ de hormigón o USD/kg de acero), obtenido de la suma ponderada de los costos de todos sus componentes (Suárez Salazar, 2005).

Los precios incorporados en los análisis de precios unitarios corresponden a las condiciones del mercado de Santa Elena durante el periodo en que se desarrolló el estudio. Para su determinación se revisaron cotizaciones de proveedores locales, referencias salariales del IESS y datos publicados por la Cámara de la Construcción del Ecuador. Trabajar con valores de la zona permite que la comparación presupuestaria refleje de mejor manera la realidad del sector constructivo provincial, cuyos costos pueden diferir de los registrados en otras partes del país.

2.15. REQUISITOS DE DETALLADO SÍSMICO EN EL ACI 318-19: ANÁLISIS PORMENORIZADO

2.15.1 Zonas críticas y longitudes de confinamiento en vigas de SMF.

El Capítulo 18 del ACI 318-19 establece con precisión las regiones de los elementos del pórtico donde se espera la formación de rótulas plásticas durante un sismo severo y, consecuentemente, donde los requerimientos de detallado son más exigentes. En las vigas de los pórticos especiales resistentes a momentos (SMF), estas regiones críticas se extienden desde la cara de la columna hasta una distancia igual al doble de la altura de la sección de viga h , es decir, las zonas de confinamiento tienen una longitud mínima de $2h$ a partir del apoyo (ACI 318-19, 2019, Sección 18.6.4.1).

Dentro de esta zona de confinamiento, el espaciado de los estribos cerrados de confinamiento debe satisfacer simultáneamente cuatro condiciones (ACI 318-19, 2019, Sección 18.6.4.4):

$$s \leq d/4$$

$$s \leq 6 \cdot db$$

(Donde db es el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro)

$$s \leq 150 \text{ mm}$$

Primer estribo: no más de 50 mm desde la cara de la columna.

Fuera de las zonas de confinamiento, el espaciado no debe exceder $d/2$ a lo largo del resto de la longitud de la viga. Estas restricciones de espaciado, significativamente más estrictas que las del diseño por resistencia pura, garantizan la ductilidad de curvatura necesaria para la formación de rótulas plásticas estables. En la práctica de diseño para viviendas de pórticos en zonas sísmicas de Ecuador, el cumplimiento de estos

requerimientos del ACI 318-19 implica típicamente el uso de estribos de diámetro mínimo de 3/8 in (9.5 mm) a espaciados de 7 a 10 cm en las zonas de confinamiento y de 15 cm fuera de ellas, dependiendo de las dimensiones de la viga y del diámetro del acero longitudinal (Wight, 2016).

El requisito de continuidad del acero longitudinal en vigas del ACI 318-19 (Sección 18.6.3) exige que al menos dos barras continuas sean provistas tanto en la cara superior como en la cara inferior de la viga a lo largo de toda su luz. Además, el área de acero positivo (a tensión en la fibra inferior) en los extremos de la viga no puede ser menor que la mitad del área de acero negativo en esa misma sección. Este requisito evita que la viga sea incapaz de resistir el momento positivo que puede generarse en sus extremos durante un sismo cuando la distribución de momentos se invierte respecto a la causada por las cargas gravitacionales.

2.15.2 Confinamiento de columnas en SMF: requisitos de área transversal de estribos

El confinamiento del núcleo de hormigón de las columnas mediante estribos o espirales es uno de los requerimientos más determinantes del diseño sísmico de columnas, pues garantiza que el hormigón confinado mantenga su capacidad de carga axial después del desprendimiento del recubrimiento y permite al elemento desarrollar la ductilidad de deformación necesaria para sobrevivir al sismo sin colapso (Paulay & Priestley, 1992). El ACI 318-19, en su Sección 18.7.5, establece que el área de sección transversal del refuerzo transversal de confinamiento A_{sh} en las zonas de confinamiento de columnas debe ser la mayor de los valores dados por las siguientes expresiones:

$$A_{sh} = 0.3 \cdot (sbc \cdot f'_c / f_{yt}) \cdot [(A_g / A_{ch}) - 1]$$

$$A_{sh} = 0.09 \cdot sbc \cdot f'_c / f_{yt}$$

Donde s es el espaciado del refuerzo transversal medido a lo largo del eje de la columna, V_c es la dimensión del núcleo de hormigón medida hasta el borde exterior del estribo, f_{yt} es la resistencia a la fluencia del refuerzo transversal, A_g es el área bruta de la sección y A_{ch} es el área del núcleo de hormigón medida hasta el borde exterior del estribo. La primera expresión gobierna cuando el área bruta de la columna supera significativamente el área del núcleo, es decir, cuando el recubrimiento es relativamente grande en relación con la sección total, mientras que la segunda expresión establece un

piso mínimo absoluto de confinamiento independiente de la relación de áreas (ACI 318-19, 2019).

Las **zonas de confinamiento** de las columnas del SMF (Sección 18.7.5.1) se extienden desde la cara de la viga a una distancia l_o (longitud de confinamiento requerida) que debe ser la mayor de: (a) la dimensión mayor de la sección transversal de la columna, (b) $1/6$ de la luz libre de la columna, y (c) 450 mm. A lo largo de estas zonas, el espaciado de los estribos no puede exceder los siguientes valores (ACI 318-19, 2019, Sección 18.7.5.3):

$$\begin{aligned}s &\leq b/4 \text{ (donde } b \text{ es la dimensión mínima de la columna)} \\s &\leq 6 \cdot d_b \text{ (diámetro de la barra longitudinal más delgada)} \\s &\leq s_o, \text{ calculado como: } s_o = 100 + (350 - h_x) / 3\end{aligned}$$

Donde h_x es la distancia horizontal máxima entre barras longitudinales restringidas lateralmente por el gancho de un estribo o de un estribo suplementario (no mayor de 350 mm, ni menor de 100 mm). Este último criterio, denominado criterio de separación de barras restringidas, garantiza que el núcleo de hormigón esté efectivamente confinado por un patrón de estribos suficientemente denso, sin importar que las dimensiones de la sección sean grandes (ACI 318-19, 2019; Sección 18.7.5).

2.15.3 Requisito de viga fuerte–columna débil en nudos del SMF

Como ya se mencionó en la Sección 2.3.2, el ACI 318-19 impone en su Sección 18.7.3 el requerimiento cuantitativo de viga fuerte–columna débil, que debe verificarse en cada nudo de la estructura. La condición por cumplir es:

$$\Sigma M_{nc} \geq (6/5) \cdot \Sigma M_{nb}$$

Donde ΣM_{nc} es la suma de los momentos nominales de resistencia a flexión de las columnas que convergen en el nudo (calculados para la carga axial factorizada más desfavorable, que puede ser la mínima o la máxima según cuál genere el menor momento de resistencia) y ΣM_{nb} es la suma de los momentos nominales de resistencia a flexión de las vigas que convergen en el mismo nudo, calculados en ambas direcciones de posible sismo (ACI 318-19, 2019; Sección 18.7.3.2).

Este requerimiento tiene implicaciones prácticas importantes para el dimensionamiento de las columnas: en muchos casos, las secciones requeridas por este criterio son mayores que las necesarias para resistir únicamente las cargas axiales y los momentos de diseño directos, especialmente en los pisos inferiores de edificaciones con luces de viga grandes o con acero longitudinal abundante en las vigas. Por ello, este requisito es frecuentemente el que gobierna el diseño de las columnas en pórticos especiales sismorresistentes, y representa una diferencia potencialmente significativa entre el ACI 318-19 y la NEC, dado que esta última norma establece un factor de magnificación diferente para el mismo principio (NEC-SE-HM, 2015).

2.15.4 Diseño de nudos viga-columna

El nudo viga-columna es la zona de intersección entre la viga y la columna del pórtico y constituye uno de los elementos más críticos del sistema sismorresistente. Durante un sismo, el nudo está sometido a fuerzas de cortante de alta intensidad generadas por las fuerzas horizontales del sismo y por los momentos de flexión que las vigas y columnas transfieren a la conexión, que actúan simultáneamente en sentidos opuestos sobre las caras del nudo. Una falla en estas conexiones puede desencadenar el colapso de la estructura aun cuando las vigas y columnas, evaluadas por separado, cumplan con los requisitos de diseño (Paulay & Priestley, 1992; Moehle, 2015).

El ACI 318-19, en su Sección 18.8, establece los requerimientos de diseño de nudos para los SMF. La **resistencia nominal al cortante del nudo V_n** se verifica mediante la expresión:

$$V_n = \lambda \cdot \gamma \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$$

Donde λ es el factor de reducción para hormigón liviano ($\lambda = 1.0$ para hormigón de peso normal), γ es un factor que depende del grado de confinamiento del nudo ($\gamma = 24$ para nudos completamente confinados, con vigas en las cuatro caras; $\gamma = 20$ para nudos confinados en tres caras; $\gamma = 15$ para otros nudos, en $\sqrt{\text{MPa}}$), y A_j es el área efectiva del nudo, calculada como el producto entre la dimensión transversal de la columna y la menor de la profundidad de la columna o la suma de la profundidad de la viga más las distancias hasta los bordes del nudo (ACI 318-19, 2019; Sección 18.8.4).

El **refuerzo transversal de confinamiento del nudo** debe cumplir con al menos la mitad de los requisitos de confinamiento de las zonas críticas de las columnas

adyacentes (ACI 318-19, 2019; Sección 18.8.3.1), a menos que el nudo esté completamente confinado por vigas en sus cuatro caras, en cuyo caso este requerimiento puede reducirse a la mitad. El refuerzo de confinamiento del nudo es fundamental para que el hormigón dentro del nudo no falle en cortante diagonal antes de que las vigas alcancen su capacidad de rótula plástica.

2.16. DIFERENCIAS NORMATIVAS ENTRE EL ACI 318-19 Y LA NEC-SE-HM: ANÁLISIS COMPARATIVO

2.16.1 Base de referencia de la NEC-SE-HM

La NEC-SE-HM (2015) fue elaborada tomando como referencia principal el ACI 318-08, es decir, la edición del código norteamericano anterior a la vigente. Esto significa que existen diferencias entre la NEC y el ACI 318-19 que son producto de las actualizaciones incorporadas en las ediciones 2011, 2014 y 2019 del código americano, además de las adaptaciones propias que el comité técnico ecuatoriano introdujo para reflejar las condiciones locales. Comprender este origen común, pero con desarrollos paralelos es clave para interpretar correctamente las diferencias que se identificarán en el análisis comparativo de esta investigación (NEC-SE-HM, 2015; ACI 318-19, 2019)

2.16.2 Comparación en el diseño a flexión de vigas

En el diseño a flexión de vigas, ambas normativas comparten la misma hipótesis fundamental del bloque rectangular equivalente de Whitney y los mismos criterios básicos de compatibilidad de deformaciones. Las diferencias más relevantes son:

Cuantía mínima de acero en vigas: el ACI 318-19 (Sección 9.6.1.2) establece:

$$\rho_{min} = \max (0.25 \cdot \sqrt{f'_c} / f_y, 1.4 / f_y)$$

Para $f'_c = 21 \text{ MPa}$ y $f_y = 420 \text{ MPa}$: $\rho_{min} = \max (0.00273, 0.00333) = 0.00333$

La NEC-SE-HM (2015) adopta la misma expresión, por lo que en este aspecto las normas son coincidentes. Sin embargo, el ACI 318-19 en su Sección 18.6.3 impone para SMF una cuantía máxima en la zona de rótula plástica de $\rho \leq 0.025$, mientras que la NEC no establece este límite superior de forma tan explícita para sus sistemas de ductilidad alta.

Cuantía mínima del acero negativo en apoyos de SMF: el ACI 318-19 (Sección 18.6.3.2) exige que el acero de flexión positiva en los apoyos sea al menos 1/2 del negativo. La NEC establece una proporción similar pero fijada en 1/3 de la resistencia a flexión negativa para ductilidad alta, lo que en determinadas configuraciones puede resultar en requerimientos distintos de acero positivo en los apoyos y, consecuentemente, en diferentes distribuciones del acero longitudinal a lo largo de la viga (NEC-SE-HM, 2015).

2.16.3 Comparación en el diseño de columnas

Factor de magnificación para columnas esbeltas: cuando la relación de esbeltez de una columna (klu/r , donde k es el factor de longitud efectiva, lu es la longitud sin arriostrar y r es el radio de giro de la sección) supera ciertos límites, los efectos de segundo orden (efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$) deben ser considerados en el diseño magnificando los momentos de diseño. El ACI 318-19 (Sección 6.6) establece que se pueden ignorar los efectos de esbeltez cuando $klu/r \leq 22$ para columnas en pórticos no arriostrados (cuyo desplazamiento lateral es libre), mientras que la NEC-SE-HM adopta el mismo límite de 22, con idéntica metodología de magnificación (NEC-SE-HM, 2015). No obstante, existen diferencias en la forma de calcular el factor de longitud efectiva k para pórticos a momento en ausencia de tablas de nomogramas, donde el ACI ofrece expresiones simplificadas de cálculo que la NEC no detalla con igual precisión.

Confinamiento de columnas: esta es una de las diferencias más significativas entre ambas normativas. Mientras el ACI 318-19 (Sección 18.7.5) establece las expresiones de Ash presentadas en la Sección 2.14.2 con los criterios de espaciado mínimo descritos, la NEC-SE-HM (2015) adopta expresiones de confinamiento derivadas del ACI 318-08 que en algunos rangos de f'_c y A_g/A_{ch} producen áreas transversales mínimas ligeramente diferentes. Adicionalmente, el ACI 318-19 introdujo en su edición 2019 el criterio de la distancia máxima h_x entre barras restringidas (criterio del espaciado de barras lateralmente contenidas) que no estaba presente en la edición 2008 de referencia de la NEC, lo que puede resultar en configuraciones de estribo con diferentes números de ramas o espaciados distintos según se aplique uno u otro código.

Límite de carga axial para columnas del SMF: el ACI 318-19 (Sección 18.7.4.1) establece que cuando la carga axial de compresión factorizada $P_u > 0.3 \cdot f'_c \cdot A_g$, la columna debe cumplir los requerimientos adicionales de los miembros en compresión de los SMF, incluyendo verificaciones más estrictas de área de refuerzo transversal. La NEC-SE-HM establece el límite en $P_u > 0.4 \cdot f'_c \cdot A_g$ para transitar a los requerimientos más estrictos de confinamiento, lo que implica que columnas con cargas axiales entre el 30 % y el 40 % de la capacidad a compresión pura pueden verse en situación de requerir mayor confinamiento según el ACI que según la NEC.

2.16.4 Comparación en longitudes de desarrollo y empalme

Las **longitudes de desarrollo** del acero de refuerzo son las longitudes de anclaje que deben ser embebidas en el hormigón para que la barra pueda transmitir íntegramente su fuerza de fluencia a través de la adherencia con el hormigón circundante. Son fundamentales para la integridad del sistema estructural: una longitud de desarrollo insuficiente provoca el deslizamiento de la barra respecto al hormigón, lo que equivale a una pérdida total de la capacidad resistente del elemento (Nilson et al., 2010).

El ACI 318-19 (Sección 25.5) establece la longitud de desarrollo de barras rectas en tracción **ld** mediante la siguiente expresión general:

$$ld = (3/40) \cdot (f_y / \lambda \cdot \sqrt{f'_c}) \cdot (\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \psi_g / [(cb + K_{tr}) / db]) \cdot db$$

Donde **ψ_t** , **ψ_e** , **ψ_s** y **ψ_g** son factores de modificación que dependen de la posición de la barra (superior o inferior), el recubrimiento de epóxico, el tamaño de la barra y el grado del acero respectivamente; **cb** es la distancia al borde de la barra o la mitad del espaciado entre barras (lo que sea menor), y **K_{tr}** es un índice de confinamiento transversal. La NEC-SE-HM (2015) adopta una expresión simplificada basada en el ACI 318-08 que es menos refinada que la del ACI 318-19, utilizando factores de modificación equivalentes, pero en una formulación ligeramente distinta que puede producir longitudes de desarrollo entre un 5 % y un 15 % diferentes según el caso específico.

Para las barras de refuerzo en ganchos estándar de 90° (utilizados en el anclaje del acero longitudinal de vigas y columnas en los nudos), el ACI 318-19 (Sección 25.4.3) establece:

$$ldh = (0.024 \cdot \psi_e \cdot \psi_c \cdot \psi_r \cdot \lambda \cdot f_y / \sqrt{f'_c}) \cdot db$$

La NEC-SE-HM establece una expresión análoga con coeficientes ligeramente diferentes, por lo que las longitudes de ganchos entre ambas normas son comparables, pero no idénticas, siendo necesario calcularlas específicamente para cada configuración de diseño.

Los **empalmes por traslape** de barras longitudinales en zonas sísmicas merecen atención especial, dado que representan una de las prácticas constructivas más comunes en la construcción progresiva (los empalmes en la continuación de columnas entre pisos son inevitables en una vivienda que se amplía en etapas). El ACI 318-19 (Sección 18.7.4.3) prohíbe los empalmes por traslape en las zonas de confinamiento de las columnas del SMF, exigiendo que estos se ubiquen en la región central del tercio medio de la altura de la columna, donde los momentos de flexión son menores. La NEC-SE-HM establece una restricción similar, aunque con diferencias en la definición de las zonas prohibidas para el traslape que son importantes de identificar para la construcción progresiva planificada (NEC-SE-HM, 2015).

Tabla 8. Resumen comparativo de criterios de longitud de desarrollo, anclaje y empalme entre el Caso 1 y el Caso 2

Aspecto	Caso 1: SMRF – ACI 318-19	Caso 2: OMRF – NEC-SE-HM 2015
Longitud de desarrollo l_d	Se calcula con ACI 318-19 considerando f_y , f'_c , diámetro de barra d_b , posición de la barra (ψ_t), recubrimiento epóxico (ψ_e), tamaño (ψ_s), grado del acero (ψ_g), distancia al borde o espaciamiento c_b y confinamiento transversal K_{tr} . Para el estudio: $f'_c = 21$ MPa y $f_y = 420$ MPa.	La NEC-SE-HM usa un procedimiento basado en ACI 318-08, con factores equivalentes de adherencia, posición, recubrimiento y confinamiento, pero mediante una formulación simplificada. Se mantienen los mismos materiales del estudio: $f'_c = 21$ MPa y $f_y = 420$ MPa.
Factores que modifican l_d	Influyen la posición de la barra durante el hormigonado, el recubrimiento epóxico, el diámetro de la barra, el grado del acero y el confinamiento de los estribos. c_b representa la menor distancia entre el centro de la barra y el borde, o la mitad del espaciamiento entre barras; K_{tr} representa el efecto del refuerzo transversal.	Considera condiciones físicas equivalentes de adherencia, posición, recubrimiento y confinamiento, pero dentro del procedimiento adoptado por la NEC-SE-HM. Por ello, no debe asumirse que l_d es idéntica a la obtenida con ACI 318-19.

Aspecto	Caso 1: SMRF – ACI 318-19	Caso 2: OMRF – NEC-SE-HM 2015
Anclaje con gancho estándar l_{dh}	Para ganchos estándar de 90°, el ACI 318-19 verifica l_{dh} con una expresión que considera diámetro d_b , f_y , f'_c , condición de recubrimiento y confinamiento. Para hormigón de peso normal se adopta $\lambda = 1.0$.	La NEC-SE-HM utiliza un procedimiento análogo, derivado de ACI 318-08, basado en los mismos principios de adherencia acero–hormigón, pero con coeficientes y disposiciones propias. El valor debe verificarse específicamente para el Caso 2.
Empalmes traslape por	En columnas SMRF, los traslapes no deben ubicarse dentro de las zonas de confinamiento. Se disponen en la región central permitida, correspondiente al tercio medio de la altura de la columna, donde los momentos son menores.	La NEC-SE-HM también restringe los empalmes en regiones críticas y próximas a los nudos. La delimitación de las zonas restringidas responde a los criterios propios de la norma ecuatoriana.
Efecto en el detallamiento	Exige mayor control de continuidad, anclaje y ubicación de empalmes por tratarse de un SMRF de mayor ductilidad. Se busca que las barras desarrollen su resistencia sin perder adherencia dentro de regiones críticas.	Mantiene las verificaciones de desarrollo, anclaje y empalme, pero aplicando los criterios de la NEC-SE-HM para un OMRF. El detallamiento puede ser menos restrictivo que en el SMRF, pero debe garantizar igualmente el desarrollo de la barra.

Nota: Elaboración propia con base en NEC-SE-HE 2015 Y ACI-318-19

2.16.5 Factores de reducción de resistencia: coincidencias y divergencias

Los factores de reducción de resistencia ϕ del ACI 318-19 y sus equivalentes en la NEC-SE-HM son, en términos generales, coincidentes para los estados límite de diseño más habituales en viviendas de pórticos. Sin embargo, la NEC-SE-HM utiliza una nomenclatura de factores ligeramente diferente (denominándolos factores ϕ siguiendo la misma tradición del ACI) y los agrupa de manera similar. La Tabla 2.1 sintetiza los valores más relevantes:

Para flexión sin carga axial: $\phi = 0.90$ (ACI 318-19 y NEC-SE-HM, coincidentes).
 Para compresión axial con flexión (con estribos): $\phi = 0.65$ mínimo (ACI 318-19); $\phi = 0.65$ mínimo (NEC-SE-HM), coincidentes. Para cortante: $\phi = 0.75$ (ACI 318-19); $\phi = 0.75$ (NEC-SE-HM), coincidentes. Para aplastamiento: $\phi = 0.65$ (ACI 318-19); $\phi = 0.65$ (NEC-SE-HM), coincidentes.

La coincidencia en los factores ϕ implica que las diferencias en los resultados de diseño entre ambas normativas no se originan en la filosofía de resistencia de diseño, sino principalmente en los requisitos sísmicos del Capítulo 18 del ACI frente a los del capítulo correspondiente de la NEC, en las longitudes de desarrollo y en los requisitos de detallado de confinamiento.

2.17. DIAFRAGMAS RÍGIDOS

2.17.1 Concepto de diafragma rígido

En la modelación estructural de edificaciones, el **diafragma rígido** es una hipótesis que asume que la losa de cada entrepiso es infinitamente rígida en su plano horizontal, de modo que todos los nodos de un mismo piso se desplazan horizontalmente de manera solidaria, sin deformación relativa entre sí (sin distorsión de la planta en su propio plano). Esta hipótesis simplifica notablemente el análisis estructural al reducir los grados de libertad del modelo, pero implica que la distribución de las fuerzas sísmicas entre los elementos verticales resistentes (columnas) se realiza en proporción a su rigidez lateral relativa (Moehle, 2015).

La consideración de un diafragma rígido es válida cuando la losa posee una rigidez en su plano muy superior a la rigidez lateral del sistema de pórticos. Esta condición suele cumplirse en losas macizas y en losas de viguetas con una capa de hormigón de dimensiones habituales. No obstante, las aberturas de gran tamaño o las plantas excesivamente alargadas pueden reducir la rigidez efectiva de la losa. En esos casos, el modelo rígido podría distribuir las fuerzas sísmicas de una manera distinta al comportamiento real de la estructura (Chopra, 2017).

2.18. CRITERIOS DE OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL

2.18.1 Optimización técnica vs. optimización económica

En el ámbito del diseño estructural, la **optimización** puede definirse como el proceso de encontrar la solución de diseño que mejor satisface un conjunto de objetivos y restricciones simultáneas. En el contexto de la presente investigación, la optimización

se entiende en dos dimensiones complementarias que, aunque relacionadas, no siempre coinciden:

La **optimización técnica** busca maximizar el desempeño estructural del sistema, entendido como su capacidad de resistir las solicitaciones de diseño con los menores márgenes de subdimensionamiento y sobredimensionamiento, minimizando las secciones y cuantías de acero a los valores mínimos que satisfacen simultáneamente todos los estados límite normativos. Una estructura técnicamente optimizada es aquella en la que ningún elemento está innecesariamente sobredimensionado respecto a las demandas de diseño.

La **optimización económica** busca minimizar el costo total del sistema estructural, lo que en el caso del hormigón armado equivale principalmente a minimizar los volúmenes de hormigón y las cantidades de acero de refuerzo, ya que estos dos materiales representan la mayor proporción del costo estructural. Dado que el acero de refuerzo tiene un costo por kilogramo significativamente mayor que el hormigón por metro cúbico, la optimización económica puede orientar hacia soluciones con secciones más grandes de hormigón (menor costo unitario) y menor cuantía de acero, o viceversa, dependiendo de la relación de precios en el mercado local (Suárez Salazar, 2005).

La comparación entre los dos casos normativos de esta investigación busca precisamente identificar cuál de ellos produce un sistema estructural más eficiente tanto técnica como económicamente en las condiciones específicas de Santa Elena, proporcionando al profesional local una guía fundamentada para la toma de decisiones de diseño.

2.18.2 Estandarización de secciones y su importancia práctica

La **estandarización de secciones** es un principio de diseño práctico que consiste en utilizar un número reducido de secciones transversales diferentes para los elementos estructurales de un mismo tipo (por ejemplo, utilizar la misma sección de columna en todos los pisos, o la misma sección de viga en todos los marcos del mismo nivel), en lugar de variar las dimensiones elemento a elemento conforme a la demanda específica de cada uno. Esta práctica tiene tres ventajas fundamentales en el contexto de la construcción de viviendas en Santa Elena (Fun Sang Robinson et al., 2018).

Una de las más importantes es la **simplificación del proceso constructivo**. Al trabajar con un número reducido de secciones se necesitan menos tipos de encofrado, se facilita la ejecución y disminuyen los gastos de cimbra, que pueden tener un peso considerable en obras de pequeña escala desarrolladas por etapas.

La segunda es la **facilitación del control de calidad**: cuando el maestro de obra y los operarios trabajan repetidamente con las mismas dimensiones de sección y los mismos detalles de armado, la probabilidad de errores de ejecución se reduce, lo que es especialmente relevante en contextos de construcción informal o semi informal donde la supervisión técnica es limitada.

La tercera es la **aplicabilidad como guía de diseño regional**: el objetivo final de la presente investigación es que las secciones estandarizadas resultantes del análisis comparativo puedan servir como referencia para profesionales y propietarios que proyecten viviendas similares en la provincia, lo que requiere que las secciones propuestas sean pocas, claras y representativas de la tipología constructiva predominante.

2.19. VULNERABILIDAD SÍSMICA Y DÉFICIT HABITACIONAL EN SANTA ELENA

2.19.1 Vulnerabilidad sísmica del parque habitacional

La **vulnerabilidad sísmica** de una edificación es la predisposición intrínseca de la misma a sufrir daños ante la acción de un terremoto de determinada intensidad. Es el componente del riesgo sísmico que depende de las características propias de la estructura: su sistema resistente, su configuración, los materiales empleados y la calidad de la construcción. Además, puede ser reducido a través del diseño sismorresistente adecuado (Barbat et al., 2010).

En América Latina, y en Ecuador en particular, el parque habitacional construido de manera informal presenta niveles de vulnerabilidad sísmica muy elevados. Los estudios de evaluación de vulnerabilidad realizados tras los terremotos de México (1985), Armenia (1999), Haití (2010) y Pedernales (2016) han documentado sistemáticamente que el 70 % a 90 % de los daños graves o colapsos ocurre en edificaciones construidas sin dirección técnica profesional, con materiales de baja calidad o con diseños empíricos

que no cumplen los requisitos mínimos de las normativas vigentes (Liel & Lynch, 2012; Preciado et al., 2017).

Para la provincia de Santa Elena, donde la autoconstrucción progresiva es el modo dominante de producción habitacional en los barrios periurbanos de los cantones Santa Elena, La Libertad y Salinas, la vulnerabilidad sísmica del parque habitacional es una problemática de primer orden que justifica plenamente la generación de herramientas técnicas accesibles para el diseño sismorresistente, como las que esta investigación se propone producir.

2.19.2 Déficit habitacional y construcción progresiva como respuesta social

De acuerdo con el Censo Nacional, el déficit habitacional del Ecuador se aproxima a 1.8 millones de viviendas y afecta con mayor intensidad a los hogares de menores ingresos (INEC, 2022). Para muchas de estas familias, construir por etapas constituye una de las pocas alternativas disponibles para acceder a una vivienda propia. En Santa Elena, el hacinamiento y el déficit cualitativo de las viviendas superan el promedio nacional, lo que evidencia la dimensión local del problema (INEC, 2022).

La construcción progresiva no puede entenderse como una práctica aislada o temporal. Su permanencia está relacionada con las limitaciones de acceso al financiamiento y con la preferencia de numerosos hogares por edificar una vivienda propia conforme mejoran sus posibilidades económicas. Por ello, estudiar esta tipología y proponer criterios que aumenten su seguridad sísmica responde tanto a una necesidad técnica como a una realidad social de la provincia.

CAPITULO III

METODOLOGÍA

3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACION

3.1.1. Tipo de investigación

La presente investigación se clasifica como investigación aplicada, también denominada en la literatura metodológica como investigación tecnológica o investigación práctica (Lozada, 2014). Este tipo de investigación se distingue de la investigación básica o pura en que su finalidad no es la producción de conocimiento teórico nuevo por sí mismo, sino la aplicación sistemática del conocimiento científico y técnico existente para dar solución a un problema concreto del ejercicio profesional o de la realidad social. En el caso que nos ocupa, los fundamentos teóricos del diseño sísmico, las propiedades de los materiales, las metodologías de análisis estructural y los marcos normativos del ACI 318-19 y la NEC (desarrollados ampliamente en el capítulo anterior) son el cuerpo de conocimiento que se aplica con el propósito específico de resolver un problema práctico identificado: la ausencia de un modelo estructural sismorresistente optimizado y comparado para la vivienda unifamiliar de construcción progresiva en la zona urbana de Santa Elena.

Esta caracterización es coherente con la naturaleza del problema de investigación planteado, que no busca formular una nueva teoría de diseño sísmico ni desarrollar un nuevo código normativo, sino aplicar los marcos normativos vigentes: ACI 318-19 y NEC, a un caso de diseño representativo de la realidad constructiva de Santa Elena y extraer de esa aplicación conclusiones técnicas y económicas útiles para la práctica profesional en la provincia. En este sentido, el producto esperado de la investigación, secciones estandarizadas, comparativa presupuestaria y recomendación de la propuesta más eficiente, es por naturaleza un aporte de carácter aplicado que puede transferirse directamente al ejercicio de la ingeniería civil en el contexto local (Vargas Cordero, 2009).

Adicionalmente, y de manera complementaria a su carácter aplicado, la investigación tiene un componente comparativo en tanto confronta de manera sistemática y cuantitativa dos alternativas de diseño sometidas a las mismas condiciones de carga, geometría y emplazamiento, diferenciándose únicamente en la normativa de diseño aplicada. La investigación comparativa, según Cazau (2006), tiene como objetivo identificar semejanzas y diferencias entre dos o más objetos de estudio, en este caso, los dos modelos estructurales mediante la aplicación de criterios de comparación previamente definidos, lo que se corresponde exactamente con el enfoque metodológico adoptado en esta tesis (Cazau, 2006).

3.1.2. Nivel de investigación

El nivel de investigación adoptado es descriptivo-analítico. La elección de un nivel descriptivo responde a la necesidad de presentar con claridad las condiciones que rodean el diseño estructural en Santa Elena. Para ello se caracterizan los aspectos geotécnicos, sísmicos y normativos que sirven como punto de partida del estudio. Hernández Sampieri et al. (2014) señalan que la investigación descriptiva permite precisar las propiedades y características de un fenómeno, además de reconocer las tendencias observadas en un grupo o población. En esta investigación, la descripción de la zonificación sísmica de la provincia, la clasificación del perfil de suelo predominante, la tipología arquitectónica de la vivienda de referencia y los parámetros de diseño obtenidos de cada normativa constituyen fases descriptivas que son condición necesaria para el desarrollo del análisis comparativo posterior (Hernández Sampieri et al., 2014).

El componente analítico se materializa en la fase central de la investigación: el análisis estructural de los dos modelos mediante software especializado, el dimensionamiento de los elementos conforme a cada normativa y la evaluación cuantitativa del desempeño sísmico y la eficiencia económica de cada propuesta. De acuerdo con Hurtado de Barrera (2010), este tipo de investigación examina relaciones, identifica patrones y obtiene conclusiones mediante el análisis ordenado de la información. En la tesis, la normativa utilizada constituye el factor de comparación, mientras que las secciones estructurales, las cuantías de acero, el desempeño sísmico y el costo representan los resultados observables. Esta relación permite establecer, con datos cuantificables, cómo cambia el diseño cuando se aplica cada reglamento (Hurtado de Barrera, 2010).

Esta combinación de niveles descriptivo y analítico es la que permite a la investigación cumplir con todos sus objetivos específicos: desde la descripción de las condiciones del sitio (objetivo específico 1) hasta la evaluación del desempeño estructural (objetivo específico 3) y la comparación presupuestaria (objetivo específico 4), pasando por el desarrollo de los modelos comparativos (objetivo específico 2).

3.2. MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

3.2.1. Método

El método de investigación adoptado es el método hipotético-deductivo complementado con el método comparativo. La elección y articulación de ambos métodos se justifica de la siguiente manera.

El método hipotético-deductivo parte de la formulación de una hipótesis, en este caso, que la aplicación del ACI 318-19 genera un diseño más eficiente técnica y económicamente que la NEC para la vivienda unifamiliar de construcción progresiva en Santa Elena, y procede a derivar, mediante un proceso deductivo, las consecuencias observables que dicha hipótesis implica. Estas consecuencias son luego contrastadas con los resultados del análisis estructural y el estudio de costos, lo que permite confirmar, refutar o matizar la hipótesis inicial (Popper, 2005). El proceso deductivo en esta investigación se concreta en la aplicación de las reglas y expresiones de cada normativa (que son proposiciones generales) a la situación particular de la vivienda de referencia en Santa Elena, obteniendo dimensiones, áreas de acero y resultados de desempeño que son los datos con los cuales se contrasta la hipótesis.

El método comparativo, articulado con el anterior, proporciona la estructura lógica que permite extraer conclusiones a partir de la confrontación sistemática entre los dos casos de diseño. Según Sartori y Morlino (1994), el método comparativo opera identificando similitudes y diferencias entre unidades de análisis equiparables, en este estudio, los dos modelos estructurales de la vivienda bajo el principio de que las unidades a comparar deben ser suficientemente similares en sus condiciones de base (misma geometría, mismas cargas, mismo emplazamiento, mismo sistema estructural) para que las diferencias observadas puedan atribuirse con propiedad a la variable que las distingue,

que en este caso es precisamente la normativa de diseño aplicada (Sartori & Morlino, 1994).

El procedimiento de investigación se organizó en siete fases consecutivas. Primero se recopilaron y procesaron los parámetros geotécnicos, sísmicos y normativos necesarios para el diseño. Después se desarrolló el modelo arquitectónico y estructural de referencia, que sirvió para elaborar y analizar las dos propuestas en el software especializado. Con los resultados obtenidos se diseñaron los elementos conforme a cada normativa, se verificó el desempeño sísmico de ambos modelos y se cuantificaron sus costos. La última fase correspondió a la comparación de resultados y a la formulación de conclusiones y recomendaciones.

3.2.2. Enfoque

El enfoque de la investigación es predominantemente cuantitativo. Hernández Sampieri et al. (2014) definen el enfoque cuantitativo como aquel que utiliza la recolección de datos para probar hipótesis con base en la medición numérica y el análisis estadístico, con el fin de establecer pautas de comportamiento y probar teorías. El enfoque cuantitativo es coherente con la información utilizada durante el estudio. Los factores sísmicos, las aceleraciones espectrales, los periodos de vibración, la capacidad portante, la clasificación del suelo, las cargas, las dimensiones de los elementos y las áreas de acero se expresan mediante valores medibles. Lo mismo ocurre con las derivas, los desplazamientos, el cortante basal y los costos de construcción. Como estos datos se obtienen mediante procedimientos reglamentados y verificables, pueden compararse de forma objetiva entre los dos modelos estructurales (Hernández Sampieri et al., 2014)

El enfoque cuantitativo se expresa con particular nitidez en la fase de comparación entre los dos modelos normativos: los resultados son expresados en unidades físicas concretas (centímetros para las secciones, kilogramos para el acero, metros cúbicos para el hormigón, dólares para los costos) y la comparación se realiza mediante diferencias absolutas y porcentuales que permiten cuantificar con precisión la magnitud de las diferencias entre las dos propuestas.

No obstante, lo anterior, la investigación incorpora elementos de enfoque cualitativo de manera subordinada, en la fase de análisis del contexto geotécnico,

normativo y socioeconómico de Santa Elena y en la interpretación de las implicaciones prácticas de los resultados cuantitativos para la realidad de la construcción progresiva en la provincia. Esta dimensión cualitativa no altera el carácter predominantemente cuantitativo del estudio, sino que lo enriquece al anclar los resultados numéricos en el contexto específico al que están destinados a servir (Creswell & Creswell, 2018).

3.2.3. Diseño

El diseño de la investigación es no experimental, de corte transversal y con alcance comparativo. Cada uno de estos atributos se justifica a continuación. Es no experimental porque la investigadora no manipula de manera intencional las variables independientes en condiciones de laboratorio ni en campo, sino que trabaja con las condiciones de diseño tal como se presentan en la realidad: los parámetros sísmicos y geotécnicos de Santa Elena son datos del entorno que no pueden ser modificados por el investigador, y los marcos normativos del ACI 318-19 y la NEC son sistemas de reglas preexistentes que se aplican tal como están establecidos, sin alterar sus disposiciones. En este sentido, el control experimental que caracteriza a los diseños experimentales clásicos es reemplazado por el control metodológico propio de los modelos comparativos: la igualación deliberada de todas las condiciones de diseño (geometría, cargas, emplazamiento, software de análisis) entre los dos casos, de modo que la única fuente de variación sea la normativa aplicada (Kerlinger & Lee, 2002).

Es de corte transversal porque el análisis se realiza en un momento determinado, tomando como referencia un único punto en el tiempo para los precios de materiales, los parámetros sísmicos vigentes y las ediciones en vigor de ambas normativas (ACI 318-19 y NEC 2015), sin realizar seguimiento de cambios a lo largo del tiempo. La investigación no busca estudiar la evolución temporal del problema, sino proporcionar una fotografía técnica y económica actual del estado del arte del diseño sismorresistente para la tipología constructiva de interés en Santa Elena (Hernández Sampieri et al., 2014).

Finalmente, tiene alcance comparativo en tanto la estructura central de la investigación está organizada en torno a la confrontación sistemática de dos casos de diseño paralelos, que son desarrollados mediante el mismo procedimiento analítico y evaluados con los mismos criterios de desempeño técnico y económico. Este diseño comparativo de dos casos es el más apropiado para los objetivos del estudio porque

permite aislar el efecto de la variable normativa sobre los resultados de diseño, minimizando la influencia de otras fuentes de variación y maximizando la validez interna de las conclusiones (Yin, 2018).

3.3. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO

3.3.1. Población

La población de la presente investigación está constituida por la totalidad de viviendas unifamiliares de hormigón armado de construcción progresiva emplazadas en la zona urbana de los cantones de la provincia de Santa Elena: Santa Elena, La Libertad y Salinas, que han sido construidas o están siendo construidas sin cumplir de manera íntegra los requisitos sismorresistentes de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, y que representan la tipología constructiva predominante en los barrios de urbanización reciente y popular de la provincia.

Esta delimitación se sustenta en dos aspectos. En primer lugar, las zonas urbanas de Santa Elena comparten condiciones sísmicas, geotécnicas y socioeconómicas que permiten utilizar el caso analizado como una referencia para viviendas similares, siempre que se verifiquen las particularidades de cada sitio. En segundo lugar, la construcción progresiva sin asistencia técnica continúa siendo frecuente entre los hogares de ingresos medios y bajos, según la información del INEC (2022) y los estudios revisados. Esto confirma que la población seleccionada posee relevancia tanto técnica como social.

Desde el punto de vista estadístico, la estimación de la magnitud exacta de esta población supera el alcance de la presente investigación, dado que no existe un catastro completo y actualizado de las edificaciones informales en la provincia, pero su caracterización cualitativa y tipológica es suficientemente clara para delimitar el universo de aplicación de los resultados.

3.3.2. Muestra

La muestra seleccionada para la presente investigación es un modelo estructural representativo de una vivienda unifamiliar de dos plantas de hormigón armado, de sistema

de pórticos resistentes a momentos, diseñada para construcción progresiva planificada, emplazada en la zona urbana del cantón Santa Elena.

Este modelo de vivienda fue definido con base en los siguientes criterios de representatividad que lo vinculan con la población descrita: En cuanto a la tipología arquitectónica, la vivienda de referencia tiene una configuración en planta de tipo rectangular, con dimensiones globales representativas de la parcela mínima de urbanización popular en Santa Elena (aproximadamente 8×10 m de proyección en planta), con dos plantas de 3.00 m de altura de entrepiso cada una, conforme a las dimensiones que se registran con mayor frecuencia en el parque habitacional de la provincia según datos del Municipio de Santa Elena y observaciones de campo.

La regularidad de la configuración arquitectónica; sin retranqueos, sin plantas en voladizo, sin cambios de rigidez pronunciados en elevación, garantiza que los resultados del análisis comparativo estén libres de los efectos de las irregularidades estructurales y reflejen únicamente las diferencias derivadas de la normativa de diseño.

En cuanto al sistema estructural, la vivienda emplea pórticos de hormigón armado con losa maciza, que es el sistema más extendido en la construcción informal y formal de viviendas en Santa Elena, tanto por su accesibilidad en términos de materiales y mano de obra disponible localmente, como por su compatibilidad con el modelo de construcción progresiva por etapas.

El sitio tomado como referencia se ubica en la zona urbana del cantón Santa Elena. Para el análisis se adoptó un perfil de suelo tipo D conforme a la NEC-SE-DS (2015), un factor de zona sísmica $Z = 0.50g$ y los coeficientes de amplificación correspondientes a este perfil. Estas condiciones se presentan con frecuencia en los sectores urbanos en expansión del cantón y guardan semejanza con las de varias zonas vecinas de la provincia.

3.3.3. Muestreo

La técnica de muestreo utilizada es el muestreo no probabilístico por criterio o muestreo intencional (también denominado muestreo por juicio), que es el procedimiento de selección de muestra más adecuado cuando el investigador elige deliberadamente las unidades de análisis en función de su relevancia, representatividad y adecuación a los

objetivos del estudio, en lugar de seleccionarlás al azar de entre una población estadísticamente definida (Creswell & Creswell, 2018; Hernández Sampieri et al., 2014).

La justificación de este tipo de muestreo en el contexto de la investigación se fundamenta en tres argumentos. El primero es de naturaleza metodológica: el objeto de estudio de esta tesis no es una unidad estadística seleccionada de una población medible (no se pretende estimar un parámetro poblacional con un nivel de confianza dado), sino un modelo de diseño estructural que, por su representatividad tipológica, genera conclusiones transferibles a la población de viviendas identificada. En las investigaciones de ingeniería estructural comparativa, el muestreo intencional es el enfoque estándar, como lo evidencian trabajos de referencia similares tanto en el contexto colombiano (Amariles López et al., 2022) como en el ecuatoriano (Alay Rodríguez & De La Cruz De La Cruz, 2025; Fun Sang Robinson et al., 2018).

El segundo argumento es de naturaleza técnica: los criterios con los que fue seleccionado el modelo de vivienda de referencia: tipología de pórticos, configuración regular, dimensiones representativas de la parcela estándar, dos plantas, perfil de suelo tipo D, zona sísmica $Z = 0.50g$, son criterios técnicamente fundamentados que garantizan que la muestra sea representativa de la condición más frecuente y más vulnerable del parque habitacional urbano de Santa Elena, que es precisamente el segmento donde los resultados de esta investigación tienen mayor potencial de impacto.

El tercer argumento es de naturaleza práctica: la naturaleza del problema de investigación (diseño y análisis de modelos estructurales mediante software especializado) no requiere ni permite el procesamiento de muestras probabilísticamente grandes, dado que el análisis de cada modelo es un proceso computacionalmente intensivo que consume recursos de tiempo y capacidad de cálculo que hacen inviable el análisis simultáneo de múltiples variantes. La riqueza de la investigación reside no en el tamaño de la muestra sino en la profundidad del análisis aplicado a los dos casos normativos comparativos, lo que es característico de los estudios de caso comparativos en ingeniería (Yin, 2018).

3.4. METODOLOGÍA O.E.1.: ANALIZAR LAS CONDICIONES GEOTÉCNICAS, NORMATIVAS Y SÍSMICAS DE LA PROVINCIA DE SANTA ELENA PARA ESTABLECER LOS PARÁMETROS IDEALES PARA DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTES DE UNA VIVIENDA UNIFAMILIAR.

3.4.1. Tipo de suelo y compacidad

Según Pilco y Gutiérrez (2023), en Santa Elena predomina tanto un complejo de abanicos turbídicos depositados en ambiente marino profundo, que cuenta con areniscas turbídicas gruesas, conglomerados y lutitas oscuras de alta densidad como también suelos profundos de arenisca calcárea de textura variable, que cuentan con gran cantidad de sal, además de un régimen de humedad arídico notable. Se le clasifica de manera taxonómica como Salorthid y según la clasificación actual de la USDA son del orden de los aridisoles. (Pilco Rodríguez & Gutiérrez Reyes, 2023)

En el siguiente capítulo, se detallan la caracterización geotécnica con fines de diseño sismorresistente para la zona.

3.4.2. Parámetros sísmicos para la provincia de Santa Elena

Como se indicó en el Capítulo 2, la provincia de Santa Elena se encuentra la zona de más alta sismicidad del país, por tanto, se utilizó el mapa de zonificación sísmica para obtener el valor Z, que, junto con el tipo de suelo escogido, nos permitió crear el espectro de diseño mediante fórmulas que emplean tanto Z como factores asociados.

En el siguiente capítulo, se detallan los valores y factores escogidos para la zona, junto con el espectro de diseño modelado.

3.5. METODOLOGÍA O.E.2.: DESARROLLAR UN MODELO ARQUITECTÓNICO Y ESTRUCTURAL APLICANDO DOS CASOS, USANDO TANTO LOS CRITERIOS MÍNIMOS DEL ACI-318-19 COMO LOS DE LA NORMA NEC, PARA ESTABLECER EL MARCO COMPARATIVO.

3.5.1. Modelo arquitectónico propuesto

El modelo arquitectónico debe obedecer a las necesidades principales de la mayoría de las familias de la provincia y el alcance constructivo común de las mismas.

Por lo general, para solares municipales típicos, las medidas son de 10 metros de ancho por 25 metros de largo, por lo que, reduciendo retiros, el ancho de la construcción se limita a 8 metros y el largo a 20 metros o menos, dependerá de la necesidad de cada familia, pero lo ideal es no hacer superar el límite de relación largo/ancho que se suele utilizar como igual o menor a 2.

Se optará por una zona de patios más anchos, y reducir los vanos del eje Y a 3, y que no superen los 4 metros de largo. La distribución será tradicional, con dos plantas sin consideración de volados, con espacio suficiente para 4 habitaciones y 1 sala estar amplia, y los 3 ambientes de servicio: cocina, comedor y lavandería.

La implantación y elevación del prototipo de vivienda se anexará en el siguiente capítulo.

3.5.2. Cargas de servicio

A continuación, se desglosan las cargas gravitacionales de la losa de entrepiso en base al uso de la estructura y tamaño:

Tabla 9. Desglose de cargas de servicio.

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	CANTIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	UNIDAD
ESPESOR TOTAL DE LOSA	e	20	cm	-	-
ESPESOR DE LOSETA PLANA	e'	7	cm	-	-
ANCHO TRIBUTARIO A NERVIO	At	50	cm	-	-
PESO DE LOSETA	Wl	84.00	kg/m	168.00	kg/m²
PESO DE NERVIO	Wn	31.20	kg/m	62.40	kg/m²
PESO DE CAJONETAS	Wc	1.04	kg/m	2.08	kg/m²
PESO DE RECUBRIMIENTO SUP.	Wrs	10.00	kg/m	20.00	kg/m²
PESO DE RECUBRIMIENTO INF.	Wri	10.00	kg/m	20.00	kg/m²
PESO MAMPOSTERÍA	Wp	175.00	kg/m	350.00	kg/m²
PESO INSTALACIONES	Wi	10.00	kg/m	20.00	kg/m²
TOTAL, DE CARGA MUERTA	WD	321.24	kg/m	642.48	kg/m²
TOTAL, DE CARGA VIVA	WD	100.00	kg/m	200.00	kg/m²
PESO ÚLTIMO MAYORADO	Wu	545.49	kg/m	1090.97	kg/m²

Nota. Elaboración propia.

Para el ingreso a ETABS, solo se considerará la carga muerta sobreimpuesta y la carga viva para ingresar, ya que el peso propio lo calculará el mismo software en base a los elementos escogidos:

Tabla 10. Total de cargas a ingresar en Etabs.

PESO PROPIO (PP)	230	kg/m2
PESO SOBREIMPUESTO (CMS)	412	kg/m2
CARGA VIVA (CV)	200.00	kg/m2

Nota. Elaboración propia.

A continuación, se desglosan las cargas gravitacionales de la cubierta inaccesible:

Tabla 11. Desglose de cargas en cubierta.

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	CANTIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	UNIDAD
PESO DE CUBIERTA (PLANCHAS)	Wn	5	kg/m	5	kg/m²
PESO DE CORREAS	Wc	15	kg/m	15	kg/m²
PESO DE CIELO RASO	Wri	20	kg/m	20	kg/m²
PESO INSTALACIONES	Wi	20	kg/m	20	kg/m²
TOTAL CARGA MUERTA	WD	60	kg/m	60	kg/m²
TOTAL CARGA VIVA	WD	70	kg/m	70	kg/m²
PESO ÚLTIMO MAYORADO	Wu	184	kg/m	184.00	kg/m²

Nota. Elaboración propia.

Para Etabs, por simplificación, se usará un elemento slab tipo membrana con la configuración ‘One way Load’, que nos permitirá direccionar la carga de cubierta hacia las columnas donde se apoyarán las vigas reales de cubierta.

Tabla 12. Total de cargas a ingresar en Etabs.

PESO SOBREIMPUESTO (CMS)	60 kg/m2
CARGA VIVA (CV)	70 kg/m2

Nota. Elaboración propia.

3.5.3. Cargas de sismo

Las cargas de sismo se ingresarán para un análisis estático y dinámico consecuente, por tanto, es necesario calcular el coeficiente de aceleración reducida para cada caso, así como el espectro reducido por cada R de análisis.

Para obtener el coeficiente de aceleración, es necesario conocer el período fundamental de la estructura, por tanto, aplicando la fórmula dada por NEC, tenemos:

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

Donde **C_t** es intrínseco del tipo de estructura usada y de la condición de arriostramiento, por tanto, al ser hormigón armado sin arriostramiento, el valor asignado en base a la tabla NEC es de 0.055.

El factor **h_n^α** es la altura total del edificio elevado a un coeficiente **α** , el cual también estará dado por la misma tabla en la NEC-SE-DS, y será de 0.9.

3.5.4. Prediseño de modelo 1: Aplicando ACI 318-19

Para el primer caso se tiene un pórtico SMRF (marco especial resistente a momento), el cual cuenta con un sistema estructural de ductilidad alta con un factor de reducción de respuesta **R = 8**, las secciones mínimas para la implantación propuesta son las siguientes:

Tabla 13. Dimensionamiento de elementos estructurales en base a la norma ACI 318-19.

Elemento	Dimensión mínima	Criterio de predimensionamiento	Referencia normativa ACI 318-19
Losa aligerada Unidireccional · L = 4.00 m	h = 20 cm 15 cm bloque + 5 cm losa	$h \geq L/21$ (con apoyo simple) → 190 mm; mínimo práctico aligerada = 200 mm; topping ≥ 50 mm	ACI 318-19 §7.3.1.1 (espesor mínimo losas no pretensadas) · §7.7.2 (capa de compresión aligerada ≥ 50 mm con huecos vacíos)
Vigas peraltadas (losa) · h = 300 mm Vigas principales · L = 4.00 m	25 × 35 cm b = 250 mm · h = 300 mm	$h \geq \max(L/12, h_{\text{losa}} + 100 \text{ mm}) = \max(333, 300) \rightarrow 350 \text{ mm}$; bw $\geq \max(250 \text{ mm}, 0.3 h) = \max(250, 105) \rightarrow 250 \text{ mm}$	ACI 318-19 §18.6.2.1: bw $\geq 250 \text{ mm}$ Y bw $\geq 0.3 h$ (requisito SMF) · §9.3.1.1: h mín vigas (tabla h = L/12 sin restricción de deflexión)
Vigas perimetrales Amarre de cubierta · L = 4.00 m	25 × 25 cm b = 250 mm · h = 250 mm	$h \geq L/15 = 266 \text{ mm} \rightarrow$ usar 250 mm en primera instancia (coherencia constructiva); bw $\geq 250 \text{ mm}$ por pertenecer al marco lateral SMF	ACI 318-19 §18.6.2.1: bw $\geq 250 \text{ mm}$ (miembro de marco SMF) · Si se excluye del SFRS: §18.14.3 (requisitos reducidos, pero no recomendable para vivienda de 2 pisos)
Vigas riostras Nivel de cimentación · L = 4.00 m	25 × 40 cm b = 250 mm · h = 400 mm	$h \geq L/10 = 400 \text{ mm}$ (zona sísmica alta); bw $\geq 250 \text{ mm}$ para coherencia con el sistema SMF suprayacente	ACI 318-19 §18.13.4: vigas de amarre entre zapatas en SDC D/E/F deben ser capaces de transmitir tracción y compresión igual al mayor de: 10 % del mayor Pu de los pilares, o producto de Pu × Sds/10 · §18.13.3.2: dimensiones mínimas de vigas de conexión
Columnas Cuadradas · 2 pisos	30 × 30 cm b = h = 300 mm	Dimensión mínima $\geq 300 \text{ mm}$; relación dimensional b/h $\geq 0.4 \rightarrow 300/300 = 1.0 \checkmark$; cuantía mínima longitudinal $\rho \geq 0.01$	ACI 318-19 §18.7.2.1(a): dimensión transversal menor $\geq 300 \text{ mm}$ · §18.7.2.1(b): relación entre dimensiones ≥ 0.4 · §18.7.4.1: ρ entre 0.01 y 0.06

Nota. Extracto del capítulo 18 de la norma ACI 318-19.(ACI 318-19, 2019).

Estas secciones serán el punto de partida del diseño, por tanto, no serán necesariamente las dimensiones finales que compararán, estas deben pasar por un proceso

de chequeo de demanda con respecto a capacidad, que nos permitirá decidir si mantener o aumentar las dimensiones propuestas.

3.5.5. Prediseño de modelo 2: Aplicando NEC 15

Para el segundo caso se tiene un pórtico OMRP (marco ordinario resistente a momento), el cual cuenta con un sistema estructural de ductilidad limitada con un factor de reducción de respuesta $R = 3$, las secciones mínimas para la implantación propuesta son las siguientes:

Tabla 14. Dimensionamiento de elementos estructurales en base a la norma NEC-15.

Elemento	Dimensión mínima	Criterio de predimensionamiento	Referencia normativa NEC 2015
Losa aligerada Unidireccional · $L = 4.00$ m	$h = 20$ cm 15 cm bloque + 5 cm losa	$h \geq L/25 = 160$ mm (losa con vigas); mínimo práctico aligerada = 200 mm; capa de compresión ≥ 50 mm	NEC-SE-HM 2015 §5.2 (Tabla 5-1): espesor mínimo losa maciza/aligerada en función de la luz libre · adopta criterios de ACI 318-14 §8.3.1 por referencia
Vigas peraltadas (losa) · $L = 4.00$ m	20×35 cm $b = 200$ mm · $h = 350$ mm	$h \geq \max(L/12, h_{\text{losa}} + 100 \text{ mm}) = \max(333, 300) \rightarrow 350$ mm; $b_w \geq 200$ mm (ductilidad baja, sin exigencia SMF); también $b_w \geq h/3 = 100$ mm $\rightarrow 200$ mm rige	NEC-SE-HM 2015 §4.2: requisitos para vigas de ductilidad baja — no aplica restricción de $b_w \geq 250$ mm · NEC-SE-HM §4.2.1: $b_w \geq 200$ mm (práctica mínima Ecuador) · ACI 318-14 §9.3.1 (por referencia NEC): $h = L/12$ sin restricción de deflexión
Vigas perimetrales Amarre de cubierta · $L = 4.00$ m	20×25 cm $b = 200$ mm · $h = 250$ mm	$h \geq L/15 = 260$ mm (viga secundaria/cubierta); usar 250 mm en primera instancia; $b_w \geq 200$ mm	NEC-SE-HM 2015 §4.2: requisitos generales de vigas en marcos de ductilidad baja · criterio $h = L/15$ de buena práctica de ingeniería para vigas de cubierta no sujetas a carga de losa pesada
Vigas riostras Nivel de cimentación · $L = 4.00$ m	20×40 cm $b = 200$ mm · $h = 400$ mm	$h \geq L/10 = 400$ mm (zona sísmica alta); $b_w \geq 200$ mm; deben resistir tracción y compresión = 10 % de la carga axial del pilar mayor	NEC-SE-DS 2015 §5.3.5: vigas de amarre (riostras) entre cimentaciones en zona sísmica alta — fuerza axial de diseño ≥ 10 % de la carga vertical de la

Elemento	Dimensión mínima	Criterio de predimensionamiento	Referencia normativa NEC 2015
			columna adyacente · NEC-SE-HM 2015 §6.3: viga de cimentación como elemento de transmisión lateral
Columnas Cuadradas · 2 pisos	Primer piso: 25 × 25 cm b = h = 250 mm Segundo Piso: 20 × 20 cm	Sin requisito mínimo SMF de 300 mm; dimensión rige por diseño resistente (Pu, Mu) y esbeltez; ρ mínimo 0.01; $A_g \geq \frac{P_u}{(0.35 f_c)}$ como verificación inicial $\rightarrow \approx 90 \text{ cm}^2$ $\rightarrow$ columna 250×250 mm = 625 cm ² ✓	NEC-SE-HM 2015 §4.3: requisitos para columnas de ductilidad baja — no impone restricción de dimensión mínima de 300 mm · NEC-SE-HM §4.3.1: cuantía longitudinal $0.01 \leq \rho \leq 0.06$ · ACI 318-14 §18.3 (por referencia): diseño general de columnas sin requisitos sísmicos especiales

Nota. Extracto de normas NEC-SE-HM 2015 y NEC-SE-DS 2015 para Ductilidad baja.(NEC-SE-HM, 2015)(NEC-SE-DS, 2015).

Tal como en el caso anterior, las secciones escogidas estarán sujetas a cambios por demanda, estos cambios solo se harán si la demanda requiere mayor sección, no menor.

3.6. METODOLOGÍA O.E.3.: EVALUAR Y OPTIMIZAR EL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE LOS DISEÑOS PROPUESTOS FRENTE A CARGAS SÍSMICAS MEDIANTE EL USO DE SOFTWARE ESPECIALIZADO, PARA DEFINIR SECCIONES ESTANDARIZADAS PARA SU USO EN SANTA ELENA.

3.6.1. Análisis estático y dinámico de cargas sísmicas

Una vez ingresado el coeficiente de aceleración factorizado por **R** como carga estática equivalente y el espectro de diseño asimismo reducido por **R** como función espectral dentro de Etabs, se ejecuta el análisis para luego generar una tabla comparativa

entre las fuerzas sísmicas estáticas dadas por el coeficiente y las fuerzas dinámicas dadas por el espectro.

Por lo general, las fuerzas dinámicas suelen ser menores que las estáticas, por lo que la NEC-SE-DS nos orienta en el uso de fuerzas dinámicas para no ‘subdimensionarlas’ con respecto a las fuerzas estáticas equivalentes. El criterio es que las fuerzas dinámicas en cada dirección no deben ser menos del 80 % de la fuerza estática equivalente calculado, para estructuras regulares, para irregulares se requiere llegar al menos al 85 %.

Para nuestro caso, al ser una estructura regular, hay que revisar si las fuerzas dinámicas cumplen con el criterio, y de no cumplir, es necesario escalar la función espectral con un factor que permita llegar al 80 % de la fuerza estática equivalente.

Tabla 15. Cortante basal estático de modelo.

Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf
EX	LinStatic	Step By Step	-13.2255	0
EY	LinStatic	Step By Step	0	-13.2255
SDX	LinRespSpec	Max	10.3505	1.6655
SDY	LinRespSpec	Max	1.6655	10.7023

Nota. Elaboración propia con datos extraídos de Etabs.

Para el caso 1, es necesario escalar el espectro asignado a la dirección X con un factor mínimo de **1.023** para alcanzar las **10.5804 Tn** que representan el 80 % de **13.2255 Tn**.

Para el caso 2, es necesario repetir el mismo procedimiento, para de esta manera crear las combinaciones de carga con las cargas dinámicas, así como la combinación para las derivas de piso.

3.6.2. Análisis de derivas

Es necesario mencionar, que la revisión de derivas de piso es con el espectro elástico sin reducción, pero multiplicado por un factor especial dado por la NEC-SE-DS el cual es 0.75, por tanto, el espectro ingresado previamente a ETABS no funcionaría para esta finalidad. Hay dos opciones:

- Se escala la combinación de carga espectral para derivas por el factor **R*0.75**.
- Se crea una copia del espectro, pero solo con el factor **0.75** de reducción, y se añade a la combinación de carga sin escalamiento ni reducción.

Para esta investigación se usa el primer método. Para el caso 1, se tienen preliminarmente las siguientes derivas:

Tabla 16. Derivas globales de modelo 1.

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift
CUBIERTA	DERIVA EN X	Combination	Max	X	0.004233
CUBIERTA	DERIVA EN X	Combination	Max	Y	0.001438
CUBIERTA	DERIVA EN Y	Combination	Max	X	0.001216
CUBIERTA	DERIVA EN Y	Combination	Max	Y	0.004058
PISO 1	DERIVA EN X	Combination	Max	X	0.007457
PISO 1	DERIVA EN X	Combination	Max	Y	0.002508
PISO 1	DERIVA EN Y	Combination	Max	X	0.002131
PISO 1	DERIVA EN Y	Combination	Max	Y	0.007114
CIMENTACIÓN	DERIVA EN X	Combination	Max	X	0.002519
CIMENTACIÓN	DERIVA EN X	Combination	Max	Y	0.000838
CIMENTACIÓN	DERIVA EN Y	Combination	Max	X	0.000717
CIMENTACIÓN	DERIVA EN Y	Combination	Max	Y	0.002356

Nota. Elaboración propia con datos extraídos de Etabs.

Se observa que las máximas derivas se encuentran entre el **0.7457 %** y el **0.7114 %**, por debajo del límite permitido del **2 %**, por lo que cumple el criterio de rigidez global de la norma.

Para el caso 2, se tienen las siguientes derivas:

Tabla 17. Derivas globales de modelo 2

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift
CUBIERTA	DERIVA EN X	Combination	Max	X	0.008845
CUBIERTA	DERIVA EN X	Combination	Max	Y	0.002957
CUBIERTA	DERIVA EN Y	Combination	Max	X	0.002545
CUBIERTA	DERIVA EN Y	Combination	Max	Y	0.008035
PISO 1	DERIVA EN X	Combination	Max	X	0.011632
PISO 1	DERIVA EN X	Combination	Max	Y	0.003822
PISO 1	DERIVA EN Y	Combination	Max	X	0.003279

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift
PISO 1	DERIVA EN Y	Combination	Max	Y	0.010888
CIMENTACIÓN	DERIVA EN X	Combination	Max	X	0.003696
CIMENTACIÓN	DERIVA EN X	Combination	Max	Y	0.001202
CIMENTACIÓN	DERIVA EN Y	Combination	Max	X	0.001038
CIMENTACIÓN	DERIVA EN Y	Combination	Max	Y	0.003397

Nota. Elaboración propia con datos extraídos de Etabs.

Se observa que las máximas derivas se encuentran entre el **1.16 %** y el **1.08 %**, por debajo del límite permitido del **2 %**, por lo que cumple el criterio de rigidez global de la norma.

3.6.3. Chequeo de demanda/capacidad de elementos prediseñados

Se usará la herramienta de revisión de demanda con respecto a capacidad (D/C) del propio software, no sin antes establecer los criterios de diseño para que la revisión de cada caso sea correcta.

En primer lugar, es necesario aclararle al software que los elementos ‘frame’ de los pórticos son SMRF o OMRF, por tanto, se seleccionan todos esos elementos y dentro de la ventana “*Concrete Frame Design Overwrites*” asegurarse de que para el caso 1, en la sección ‘*Framing Type*’ esté colocada la opción **Sway Special** y para el caso 2 la opción **Sway Ordinary**, de esta forma el software aplicará los criterios de diseño correspondientes para cada sistema estructural.

Dentro de la opción ‘*Preferences*’ en el diseño de ‘*Frames*’ de concreto colocamos lo siguiente para el caso 1:

Imagen 4. Parámetros de modificación de diseño de hormigón armado en Etabs.

	Item	Value
01	Design Code	ACI 318-19
02	Multi-Response Case Design	Envelopes
03	Number of Interaction Curves	24
04	Number of Interaction Points	11
05	Consider Minimum Eccentricity?	Yes
06	Design for B/C Capacity Ratio?	Yes
07	Ignore Beneficial Pu for Beam Design?	Yes
08	Seismic Design Category	D
09	Design System Omega0	3
10	Design System Rho	1

Nota. Extraído de Etabs.

Para el caso 2, una vez configurados los elementos como parte de pórticos ordinarios resistentes a momento, no es necesario agregar más modificaciones.

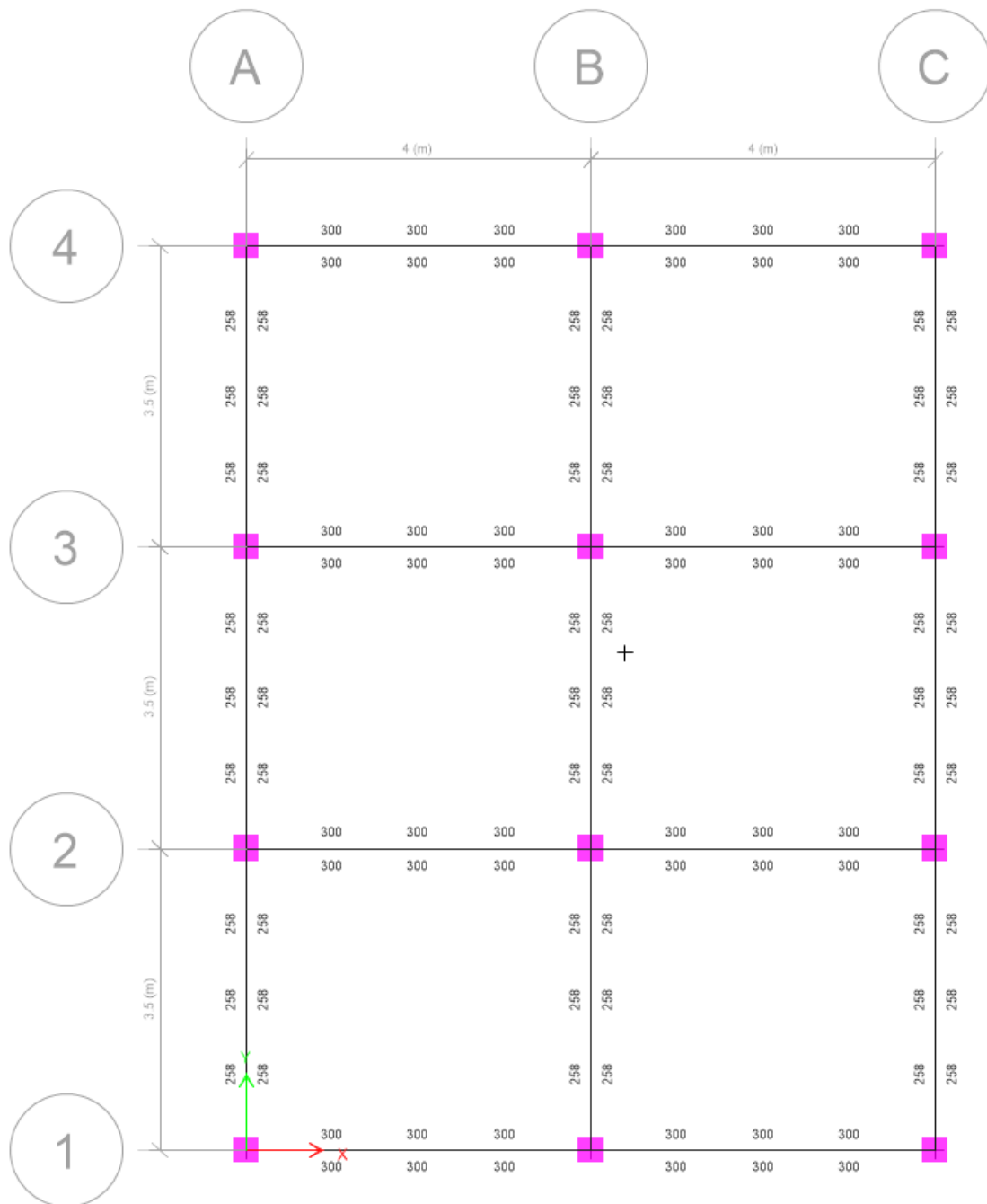
3.6.4. Rediseño de elementos bajo el cumplimiento del método D/C

Para el caso 1, con el diseño del ACI 318-19, se tiene la máxima demanda de acero longitudinal en columnas en la columna interior B3:

Con un requerimiento máximo solicitado de **1418 mm²** de acero de refuerzo, por lo que esta demanda se encuentra entre el 1 % y 3 % de acero de refuerzo, rango ideal y eficiente para estos elementos.

105

Imagen 6. Vista en planta del nivel de cimentación del modelo 1.

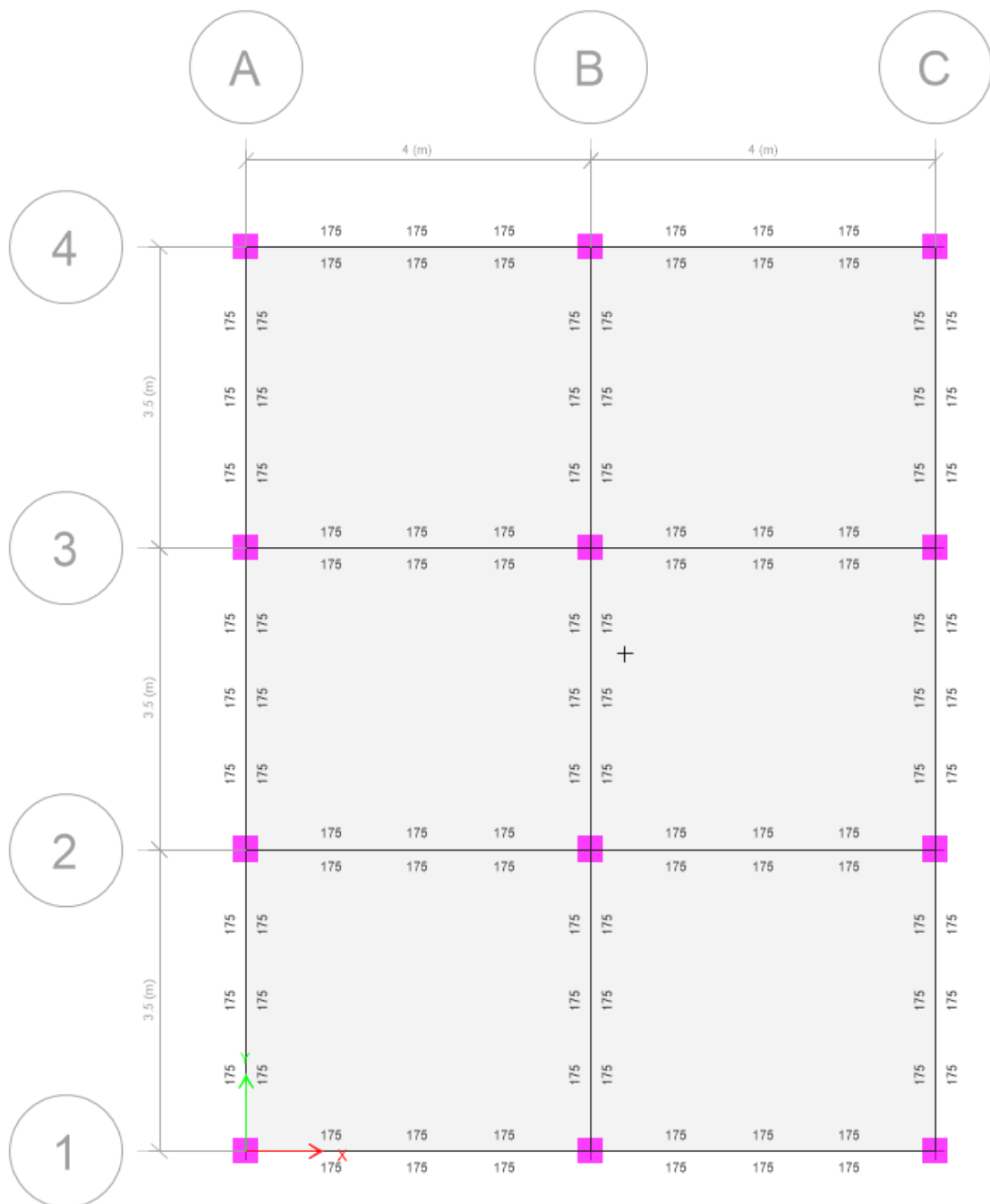


Nota. Extraído de Etabs.

Analizando las vigas de la losa aligerada, se tiene que, para las cargadoras perimetrales, la demanda máxima positiva es de 258 mm², y para la máxima negativa es de 348 mm². Ahora para las cargadoras centrales, el acero máximo positivo necesario es de 344 mm² y el acero máximo negativo que se llega a requerir es de 566 mm². Las vigas de los ejes verticales, que si bien, no cargan nervios, su función es rigidizar la estructura, por tanto, participan en el sistema SMRF. Su demanda máxima positiva es de 175 mm², y la máxima negativa es de 175 mm². Los nervios o viguetas por otro lado no pertenecen al sistema SMRF, por tanto, esos elementos se los diseñará sin cargas sísmicas.

Por último, para las vigas perimetrales de planta alta, se tiene prácticamente el acero mínimo, en este caso **175 mm²**.

Imagen 8. Vista en planta del nivel de cubierta del modelo 1.

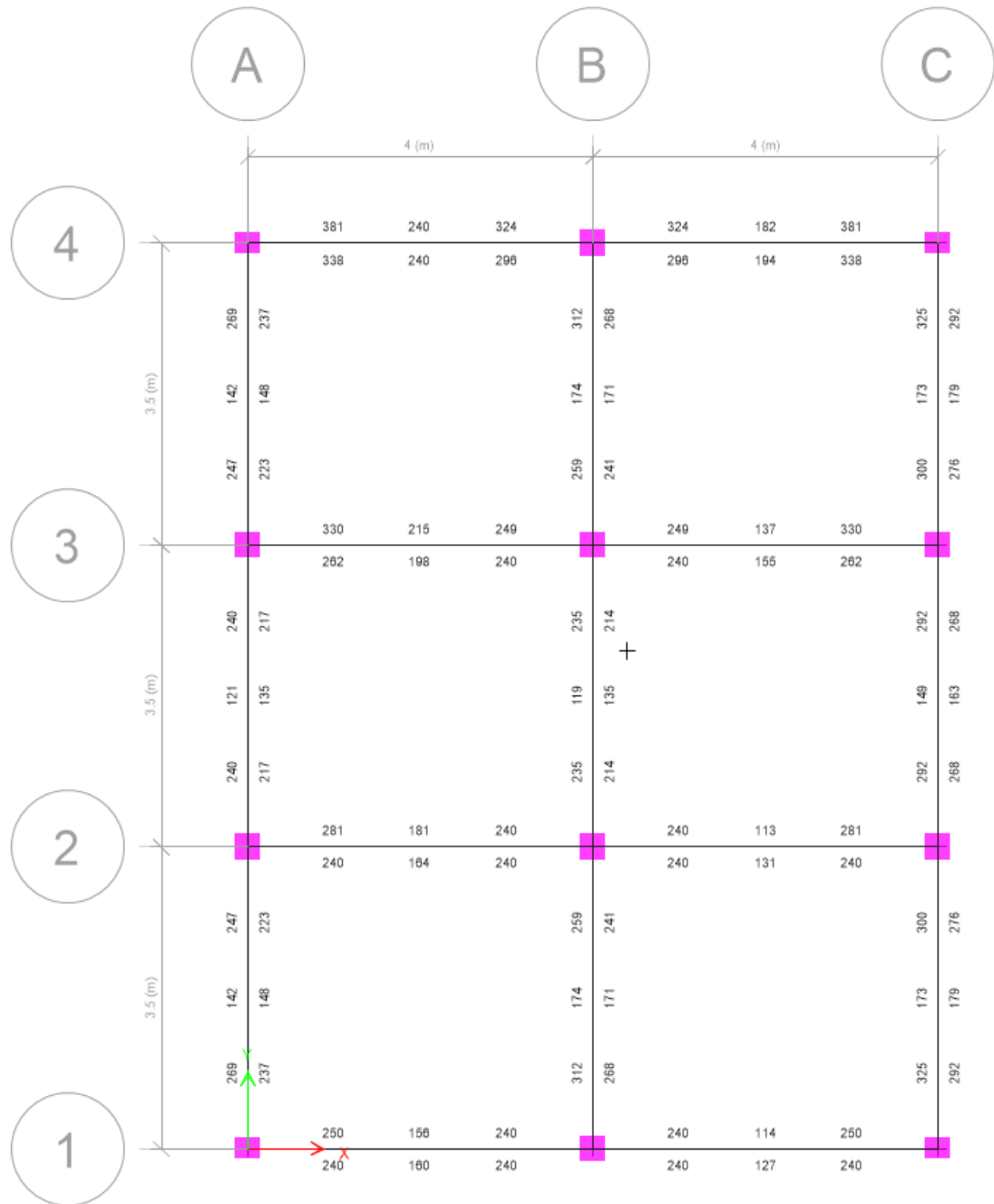


Nota. Extraído de Etabs.

Para este caso, no se necesitó un rediseño de los elementos, por lo que las secciones propuestas por el ACI 318-19 son idóneas para este caso de estudio.

Para el caso 2, se tuvieron que rediseñar las columnas de planta baja y alta, por lo que el nuevo diseño para cumplir con la demanda de acero de refuerzo y encontrarse en

Imagen 10. Vista en planta del nivel de cimentación del modelo 2.

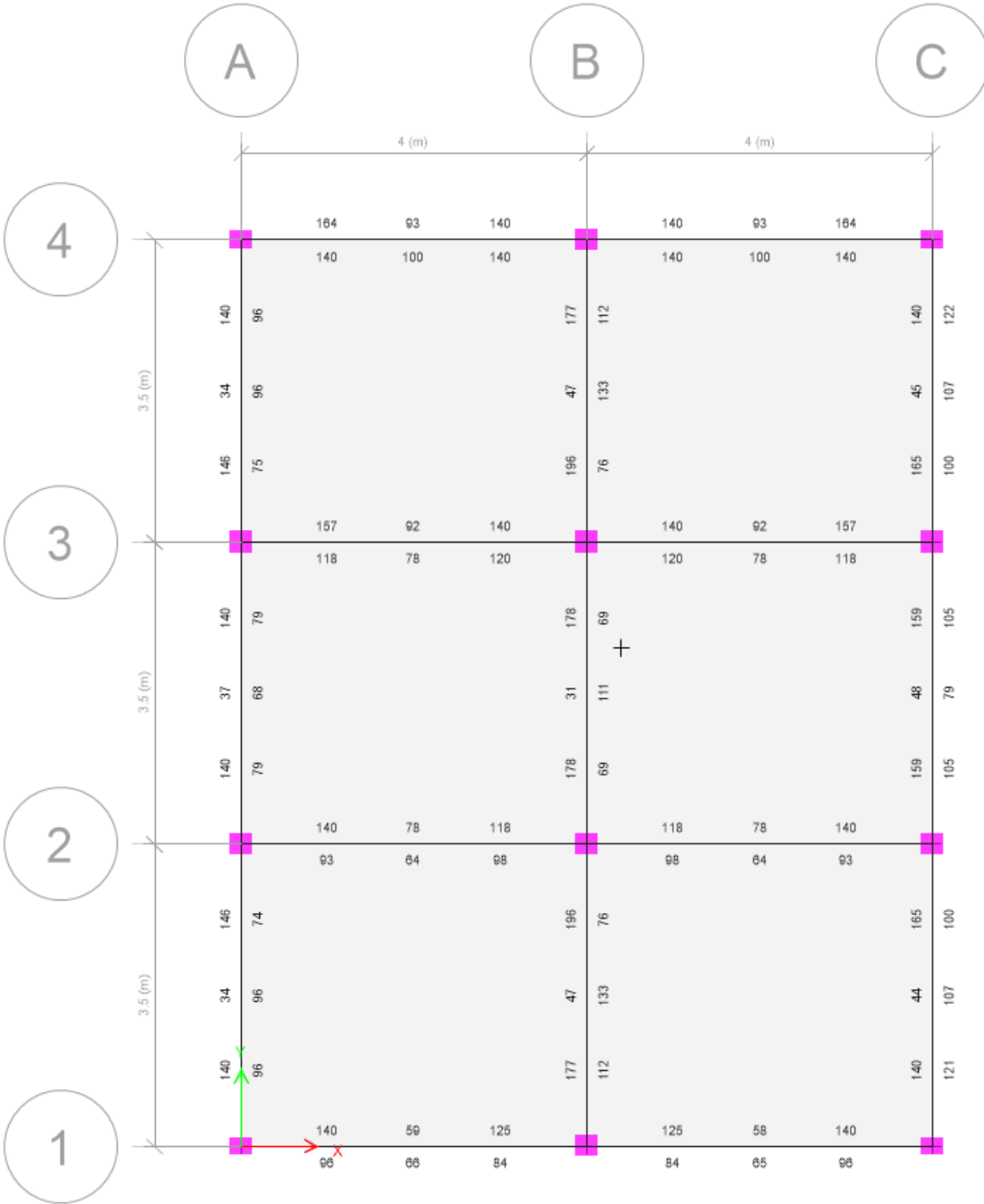


Nota. Extraído de Etabs.

En la losa aligerada:

Y por último en las vigas perimetrales del segundo piso:

Imagen 12. Vista en planta del nivel de cubierta del modelo 2.



Nota. Extraído de Etabs.

La comparativa de secciones y cuantías se mostrarán en el Capítulo 4.

3.7. METODOLOGÍA O.E.4.: REALIZAR UNA COMPARACIÓN PRESUPUESTARIA ENTRE LOS YA DEFINIDOS CASOS PARA ENCONTRAR LA PROPUESTA MÁS ECONÓMICA, PARA DE ESTA MANERA CONVERTIRLA EN LA OPCIÓN MÁS VIABLE PARA LA CONSTRUCCIÓN PROGRESIVA EN LA PROVINCIA.

3.7.1. Cuantificación de materiales de ambos modelos

Con los modelos ejecutados en Etabs, se podrán conocer cantidades en base a cada tipo de Frame usado en la estructura. Se debe generar una tabla en la sección ‘Frame Assignments’, luego en el apartado ‘Frame Item Assignments’, para seleccionar el ítem ‘Table: Frame Assignments – Summary’, el cual nos proporcionará el metraje lineal de cada Frame por separado, longitudes que se pueden conglomerar y ajustar para totalizar. En el capítulo 4 se desglosarán las cuantificaciones de cada caso, tanto hormigón como acero de refuerzo.

3.7.2. Definición de precios unitarios actualizados para comparativa

Se usarán de referencia los precios unitarios del GAD Municipal de Santa Elena, usando el portal de Compras Públicas se podrán consultar los contratos públicos los cuales tienen los precios unitarios usados para proyectos del año presente. Estos precios se mostrarán en el siguiente capítulo, junto con las cuantificaciones (Codificación y Actualización de Las Resoluciones Emitidas Por El SERCOP, 2016).

3.7.3. Comparativa de presupuestos establecidos para cada modelo

Columnas: se usará una sola configuración de armado para cada sección, lo que permitirá practicidad al momento de cuantificar cantidades. **Vigas:** se usará una configuración uniforme, considerando el acero máximo para cada solicitud, negativa y positiva, a lo largo de toda la viga, lo que en cierto modo, además de facilitar el cálculo, quedará implícito dentro de esa cantidad el metraje adicional dado por traslapes, ganchos y desperdicio. **Acero de refuerzo:** se separará en dos rubros la cuantificación del hormigón armado, uno que considere el hormigón simple con encofrado y el otro solo el doblado, armado y amarre de las configuraciones.

CAPITULO IV

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. RESULTADOS DE O.E.1: SUELO Y AMENAZA SÍSMICA

4.1.1. Caracterización de suelo en la provincia de Santa Elena

Para este trabajo de investigación se usará el tipo de suelo D, que la NEC lo cataloga como: arena semidensa-arcilla rígida. Que cuenta con una velocidad de onda de corte a los primeros 30 metros de profundidad de va desde los 180 m/s a los 360 m/s.

4.1.2. Sismicidad en la provincia de Santa Elena

La caracterización de la zona queda de la siguiente manera:

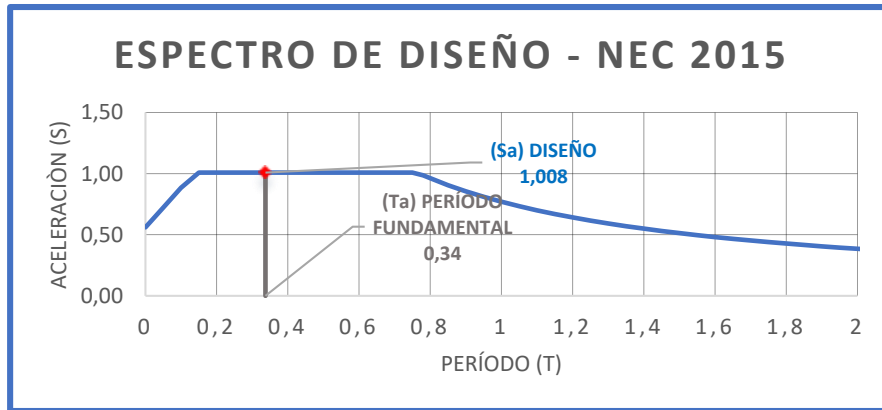
- La zona sísmica es **VI**, catalogado como ‘**Muy alta**’.
- Se cuenta con un valor de aceleración de roca de **0.5g**.
- La región catalogada es ‘**Costa**’.
- **Fa=1.12.**
- **Fd=1.11.**
- **Fs=1.40.**
- **r=1.**
- **η=1.80.**

La aceleración espectral de diseño reducida se calcula mediante el período fundamental, como se indicó anteriormente, por tanto, se tiene que:

$$T_a = (0.055) * (7.5)^{0.9} = 0.3372$$

El espectro de diseño usando la caracterización de zona de la sección 3.4.2 es el siguiente:

Imagen 13. Espectro de diseño para Suelo tipo D, y valor Z igual a 0.5.



Nota. Elaboración propia.

Se obtiene del espectro una aceleración de 1.008g, la cual deberá reducirse por los siguientes factores:

$$C = \frac{S_a(T_a) * I}{R * \varphi_E * \varphi_P}$$

Donde:

- $S_a(T_a)$ = Aceleración espectral de diseño.
- I = Coeficiente de Importancia.
- R = Factor de reducción de resistencia.
- φ_E = Factor de irregularidad en planta.
- φ_P = Factor de irregularidad en elevación.

Al ser un edificio residencial, el coeficiente de importancia es igual a 1, y al ser una estructura regular, tanto φ_E como φ_P serán iguales a 1.

Por tanto, para el caso 1:

$$C = \frac{1.008 * 1}{8 * 1 * 1} = 0.126$$

Y para el caso 2:

$$C = \frac{1.008 * 1}{3 * 1 * 1} = 0.336$$

Los espectros a su vez estarán reducidos por los siguientes factores respectivamente:

$$\text{Caso 1} = 0.125 \text{ y Caso 2} = 0.333$$

4.2. RESULTADOS DE O.E.2: PREDISEÑO Y CARGAS

4.2.1. Planta arquitectónica

Se establecerá la siguiente implantación modelo la cual es idónea para solares municipales comunes:

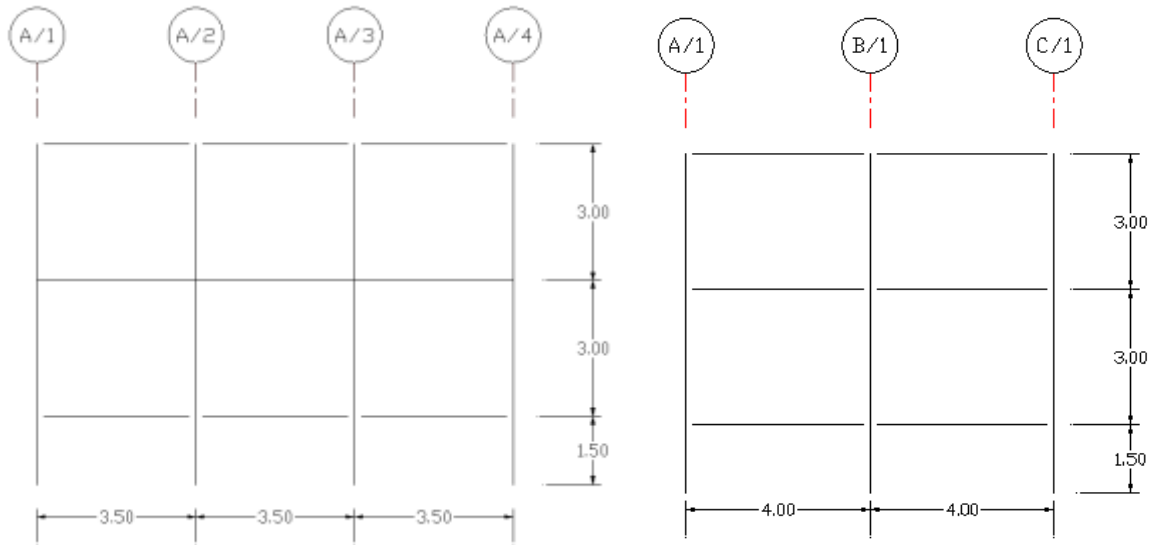
Imagen 14. Implantación del diseño arquitectónico de planta baja y alta a utilizar en los dos modelos.



Nota. Elaboración propia.

Para la altura de entre pisos, se optó por 3 m para ambos pisos y un desplante de 1.5 m:

Imagen 15. Elevación en eje x y y del modelo planteado, se acotan altura de entrepisos.



Nota. Elaboración propia.

4.2.2. Cargas gravitacionales

A continuación, se anexan las cargas gravitacionales desglosadas por piso del caso 1:

Tabla 19. Cargas gravitacionales del modelo 1 por tipo y por piso.

Story	Output Case	Case Type	Location	P Tonf	P parcial Tonf	W (parcial) tonf/m2
CUBIERTA	PP	LinStatic	Bottom	16.536	16.536	0.197
CUBIERTA	CMS	LinStatic	Bottom	5.04	5.04	0.060
CUBIERTA	CMT	LinStatic	Bottom	21.576	21.576	0.257
CUBIERTA	CV	LinStatic	Bottom	5.88	5.88	0.070
PISO 1	PP	LinStatic	Bottom	50.22	33.684	0.401
PISO 1	CMS	LinStatic	Bottom	39.648	34.608	0.412
PISO 1	CMT	LinStatic	Bottom	89.868	68.292	0.813
PISO 1	CV	LinStatic	Bottom	22.68	16.8	0.200
CIMENTACIÓN	PP	LinStatic	Bottom	67.26	17.04	0.203
CIMENTACIÓN	CMT	LinStatic	Bottom	106.908	17.04	0.203

Nota. Elaboración propia con datos extraídos de Etabs.

Para el segundo caso:

Tabla 20. Cargas gravitacionales del modelo 2 por tipo y por piso.

Story	Output Case	Case Type	Location	P tonf	P parcial Tonf	W (parcial) tonf/m2
CUBIERTA	PP	LinStatic	Bottom	12.162	12.162	0.145
CUBIERTA	CMS	LinStatic	Bottom	5.04	5.04	0.060
CUBIERTA	CMT	LinStatic	Bottom	17.202	17.202	0.205
CUBIERTA	CV	LinStatic	Bottom	5.88	5.88	0.070
PISO 1	PP	LinStatic	Bottom	43.3188	31.1568	0.371
PISO 1	CMS	LinStatic	Bottom	39.648	34.608	0.412
PISO 1	CMT	LinStatic	Bottom	82.9668	65.7648	0.783
PISO 1	CV	LinStatic	Bottom	22.68	16.8	0.200
CIMENTACIÓN	PP	LinStatic	Bottom	57.5292	14.2104	0.169
CIMENTACIÓN	CMT	LinStatic	Bottom	97.1772	14.2104	0.169

Nota. Elaboración propia con datos extraídos de Etabs.

Evidentemente se observa que en el segundo caso se obtendría una estructura casi 10 Tn menos pesada al compararse con el segundo caso, lo cual daría una idea desde ya de eficiencia estructural. Pero, como se analizó en el Capítulo 3, las demandas de acero de refuerzo son mayores, por tanto, en las cuantificaciones y posterior presupuesto se verá si la disminución de hormigón justifica el aumento de acero de refuerzo.

4.2.3. Cargas sísmicas

Para el caso 1 se obtienen las siguientes cargas estáticas y dinámicas:

Tabla 21. Cortante basal estático y dinámico del modelo 1.

Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
EX	LinStatic	Step By Step	-13.225	0	0	0	-68.338	76.377
EY	LinStatic	Step By Step	0	-13.2255	0	68.3387	0	-58.192
SDX	LinRespSpec	Max	10.588	1.7038	7.54E-07	8.9277	54.9707	73.732
SDY	LinRespSpec	Max	1.665	10.7023	1.15E-06	56.0567	8.6475	59.331

Nota. Elaboración propia con datos extraídos de Etabs.

Para el caso 2, por el contrario, se obtienen las siguientes cargas estáticas y dinámicas:

Tabla 22. Cortante basal estático y dinámico del modelo 2.

Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
EX	LinStatic	Step By Step	-32.034	0	0	0	-163.615	185.0001
EY	LinStatic	Step By Step	0	-32.0346	0	163.6157	0	-140.9524
SDX	LinRespSpec	Max	25.445	3.9423	7.357E-07	20.5376	131.5169	176.414
SDY	LinRespSpec	Max	3.827	25.918	0	135.1416	19.7754	145.642

Nota. Elaboración propia con datos extraídos de Etabs.

Como se esperaba, dado que la aceleración es 3 veces más alta usando R=3 que usando R=8, las cargas de cortante basal tendrán la misma relación de incremento.

4.3. RESULTADOS DE O.E.3: DISEÑOS OPTIMIZADOS POR DESEMPEÑO

4.3.1. Derivas de piso

Las derivas de piso que resultan del diseño final del caso 1 son la siguientes:

Tabla 23. Derivadas globales de piso finales para modelo 1.

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift
CUBIERTA	DERIVA EN X	Combination	Max	X	0.004233
CUBIERTA	DERIVA EN X	Combination	Max	Y	0.001438
CUBIERTA	DERIVA EN Y	Combination	Max	X	0.001216
CUBIERTA	DERIVA EN Y	Combination	Max	Y	0.004058
PISO 1	DERIVA EN X	Combination	Max	X	0.007457
PISO 1	DERIVA EN X	Combination	Max	Y	0.002508
PISO 1	DERIVA EN Y	Combination	Max	X	0.002131
PISO 1	DERIVA EN Y	Combination	Max	Y	0.007114
CIMENTACIÓN	DERIVA EN X	Combination	Max	X	0.002519
CIMENTACIÓN	DERIVA EN X	Combination	Max	Y	0.000838
CIMENTACIÓN	DERIVA EN Y	Combination	Max	X	0.000717
CIMENTACIÓN	DERIVA EN Y	Combination	Max	Y	0.002356

Nota. Elaboración propia con datos extraídos de Etabs.

Las del caso 2 a continuación:

Tabla 24. Derivadas globales de piso finales para modelo 2.

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift
CUBIERTA	DERIVA EN X	Combination	Max	X	0.008845
CUBIERTA	DERIVA EN X	Combination	Max	Y	0.002957
CUBIERTA	DERIVA EN Y	Combination	Max	X	0.002545
CUBIERTA	DERIVA EN Y	Combination	Max	Y	0.008035
PISO 1	DERIVA EN X	Combination	Max	X	0.011632
PISO 1	DERIVA EN X	Combination	Max	Y	0.003822
PISO 1	DERIVA EN Y	Combination	Max	X	0.003279
PISO 1	DERIVA EN Y	Combination	Max	Y	0.010888
CIMENTACIÓN	DERIVA EN X	Combination	Max	X	0.003696
CIMENTACIÓN	DERIVA EN X	Combination	Max	Y	0.001202
CIMENTACIÓN	DERIVA EN Y	Combination	Max	X	0.001038
CIMENTACIÓN	DERIVA EN Y	Combination	Max	Y	0.003397

Nota. Elaboración propia con datos extraídos de Etabs.

Se observa que las máximas derivas de piso son parecidas para ambos casos, denotando que para el caso 2 son ligeramente mayores, algo esperado al tener cargas sísmicas 3 veces más altas.

4.3.2. Diseño final de modelo 1

Las secciones finales de columnas con sus demandas de acero son las siguientes:

Tabla 25. Sección y cuantía escogida para las columnas del modelo 1.

UBICACIÓN	SECCIÓN Cm	As (long) mm2/m	As (transv. Prom.) mm2/m	Total As mm2
PLANTA BAJA	30X30	1418	739.26	2157.26
PLANTA ALTA				

Nota. Elaboración propia con datos extraídos de Etabs.

Las secciones finales de vigas con sus demandas de acero son las siguientes:

Tabla 26. Sección y cuantía escogida para las vigas del modelo 1.

UBICACIÓN	SECCIÓN cm	As (- prom.) mm2/m	As (+prom) mm2/m	As (transv. Prom.) mm2/m	Total mm2/m
CIMENTACIÓN	25X35	300	300	739.26	1339.26
	25X40	258	258	810.34	1326.34
LOSA	25X25	175	175	530.75	880.75
	25X35	451	280.38	657.12	1388.50
CUBIERTA	25X25	175	175	530.75	880.75

Nota. Elaboración propia con datos extraídos de Etabs.

4.3.3. Diseño final de modelo 2

Las secciones finales de columnas con sus demandas de acero son las siguientes:

Tabla 27. Sección y cuantía escogida para las columnas del modelo 2.

UBICACIÓN	SECCIÓN (cm)	As (long) mm2/m	As (transv. Prom.) mm2/m	Total, As mm2
PLANTA	25X30	1622	593.94	2215.94
BAJA	30X30	1829	657.12	2486.12
PLANTA	20X25	500	467.57	967.57
ALTA	25X25	625	530.75	1155.75

Nota. Elaboración propia con datos extraídos de Etabs.

Las secciones finales de vigas con sus demandas de acero son las siguientes:

Tabla 28. Sección y cuantía escogida para las vigas del modelo 1.

UBICACIÓN	SECCIÓN (cm)	As (- prom.) mm2/m	As (+prom) mm2/m	As (transv. Prom.) mm2/m	Total mm2/m
CIMENTACIÓN	20X35	312.50	284.00	519.69	1116.19
	20X40	352.50	317.00	574.98	1244.48
LOSA	20X25	304.00	263.00	409.12	976.12
	20X35	654.50	400.00	519.69	1574.19
CUBIERTA	20X25	186.50	133.00	409.12	728.62

Nota. Elaboración propia con datos extraídos de Etabs.

4.3.4. Comparación de demanda con resistencia de los elementos estructurales

Para los casos de estudio se tienen las siguientes relaciones de eficiencia con respecto a la demanda y capacidad:

Tabla 29. Comparativa en porcentaje de cantidad de acero de refuerzo en cada caso.

ELEMENTO	PROMEDIO DE PORCENTAJE DE ACERO POR SECCIÓN	
	CASO 1	CASO 2
COLUMNAS	1.58 %	1.55 %
VIGAS	0.34 %	0.56 %

Nota. Elaboración propia.

Se observa que las cuantías de acero en columnas son parecidas para ambos casos, si bien son relativas al área de sección de las columnas, mantienen una relación de demanda/capacidad parecida.

En cuanto a las vigas si se obtienen resultados distantes entre casos, debido a la restricción de elección de secciones en el caso 1, por lo que en el caso 2 se obtiene una relación de acero/hormigón más alto, que en análisis de costos se verá si es necesariamente mejor.

Las tablas de las ratios de la relación de demanda estarán los anexos para ambos casos.

4.4. RESULTADOS DE O.E.4: COSTOS Y PRESUPUESTOS

4.4.1. Cantidad de materiales de cada modelo

Para el caso 1 se tienen las siguientes cantidades de materiales desglosadas por elemento, sección y también totalizadas:

Tabla 30. Cuantificación en metraje cúbico y kilogramos de materiales para la estructura del modelo 1.

ELEMENTO	UBICACIÓN	SECCIÓN (cm)	HORMIGÓN SIMPLE (m3)	ACERO DE REFUERZO (KG)
COLUMNA	PLANTA BAJA Y ALTA	30X30	6.97	1524.105
		25X35	2.28	331.17
VIGA	CIMENTACIÓN	25X40	3.20	333.18
		25X25	1.63	217.79
	LOSA	25X35	2.80	348.79
		25X25	3.74	439.03
	CUBIERTA	25X25	3.74	439.03
		TOTAL	20.62	3194.06

Nota. Elaboración propia.

Para el caso 2 se tiene por el contrario las siguientes cantidades:

Tabla 31. Cuantificación en metraje cúbico y kilogramos de materiales para la estructura del modelo 2.

ELEMENTO	UBICACIÓN	SECCIÓN (cm)	HORMIGÓN SIMPLE (m3)	ACERO DE REFUERZO (KG)
COLUMNA	PLANTA BAJA	25X30	1.14	313.11
		30X30	2.74	702.58
	PLANTA ALTA	20X25	0.55	91.14
		25X25	1.38	217.74
	VIGA	CIMENTACIÓN	20X35	1.83
20X40			2.56	312.61
LOSA		20X25	1.31	241.37
		20X35	2.24	395.44
CUBIERTA		20X25	3.03	363.20
		TOTAL	16.76	2913.21

Nota. Elaboración propia.

Se observa que usando los criterios de caso 2, se obtiene casi un 18.72 % de ahorro en hormigón simple y en acero de refuerzo un 8.8 % de ahorro, por lo que la disminución de cantidades para ambos materiales en el caso 2 es notable.

4.4.2. Análisis de Precio Unitario (APU)

Para el hormigón simple en columnas se tiene el siguiente APU comparativo:

Tabla 32. APU de Hormigón simple en columnas $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ (inc. Encofrado), unidad: m^3 .

M.- EQUIPOS	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor 5 % (M/O)					6.89
Concretera	1	4.00	4.00	3.12	12.50
Vibrador	0.5	3.00	1.50	3.12	4.69
SUBTOTAL M					24.080
N, - MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	6.00	4.34	26.04	3.12	81.37
Maestro mayor de ejecución de obras civiles	1.00	4.87	4.87	3.12	15.22
Carpintero	1.00	4.39	4.39	3.12	13.72
Op. Equipo liviano	2.00	4.39	8.78	3.12	27.44
SUBTOTAL N					137.750
O.- MATERIALES		UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
			A	B	C=A*B
Cemento (saco 50kg)		saco	8.30	7.00	58.10
Arena gruesa		m3	22.00	0.55	12.10
Piedra 3/4" a 1"		m3	23.50	0.85	19.98
Agua		m3	1.08	0.25	0.27
Tabla semidura		u	8.94	2.00	17.88
Cuarton semiduro		u	5.49	1.00	5.49
Tira semidura		u	2.50	1.00	2.50
Clavos		Kg	2.25	2.00	4.50
SUBTOTAL O					120.815
P.- TRANSPORTE		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
-					-
SUBTOTAL P					0.000
Q.- TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					282.645
R.- INDIRECTOS Y UTILIDADES	20.00 %				\$ 56.529
S.- OTROS INDIRECTOS	0 %				
T.- COSTO TOTAL DEL RUBRO (Q+R)					\$ 339.174
U.- VALOR OFERTADO					\$ 339.170

Nota. Elaboración propia.

Para el hormigón en vigas riostras se tiene el siguiente APU comparativo:

Tabla 33. Apu de Hormigón simple en vigas riostras $f^c=210 \text{ kg/cm}^2$ (inc. Encofrado), unidad: m^3 .

M.- EQUIPOS	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor 5 % (M/O)					7.06
Concretera	1	4.00	4.00	3.56	14.23
Vibrador	0.5	3.00	1.50	3.56	5.34
SUBTOTAL M					26.630
N, - MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	6.00	4.34	26.04	3.56	92.66
Albañil	1.00	4.39	4.39	3.56	15.62
Carpintero	1.00	4.39	4.39	3.56	15.62
Maestro mayor de ejecución de obras civiles	1.00	4.87	4.87	3.56	17.33
SUBTOTAL N					141.230
O.- MATERIALES		UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
			A	B	C=A*B
Cemento (saco 50kg)		saco	8.3	7	58.1
Arena gruesa		m3	22	0.55	12.1
Piedra 3/4" a 1"		m3	23.5	0.85	19.975
Agua		m3	1.08	0.25	0.270
Tabla semidura		u	8.94	2.0	17.880
Cuarton semiduro		u	5.49	1.0	5.490
Tira semidura		u	2.50	1.0	2.500
Clavos		Kg	2.25	2.0	4.500
SUBTOTAL O					120.815
P.- TRANSPORTE		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
-					-
SUBTOTAL P					0.000
Q.- TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					288.675
R.- INDIRECTOS Y UTILIDADES	20.00 %				\$ 57.735
S.- OTROS INDIRECTOS	0 %				
T.- COSTO TOTAL DEL RUBRO (Q+R)					\$ 346.410
U.- VALOR OFERTADO					\$ 346.410

Nota. Elaboración propia.

Para el hormigón en vigas descolgadas se tiene el siguiente APU comparativo:

Tabla 34. APU de Hormigón simple en vigas $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ (inc. Encofrado), unidad: m^3 .

M.- EQUIPOS	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor 5 % (M/O)					6.63
Concretera	1	4.00	4.00	3.01	12.04
Vibrador	0.5	3.00	1.50	3.01	4.51
SUBTOTAL M					23.180
N,- MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	6.00	4.34	26.04	3.01	78.38
Albañil	2.00	4.39	8.78	3.01	26.43
Carpintero	1.00	4.39	4.39	3.01	13.21
Maestro mayor de ejecución de obras civiles	1.00	4.87	4.87	3.01	14.66
SUBTOTAL N					132.680
O.- MATERIALES		UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
			A	B	C=A*B
Cemento (saco 50kg)		saco	8.30	7.00	58.10
Arena gruesa		m3	22.00	0.55	12.10
Piedra 3/4" a 1"		m3	23.50	0.85	19.98
Agua		m3	1.08	0.25	0.27
Tabla semidura		u	8.94	2.00	17.88
Cuartón semiduro		u	5.49	1.00	5.49
Tira semidura		u	2.50	1.00	2.50
Clavos		Kg	2.25	2.00	4.50
SUBTOTAL O					120.815
P.- TRANSPORTE		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
-					-
SUBTOTAL P					0.000
Q.- TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					276.675
R.- INDIRECTOS Y UTILIDADES	20.00 %				\$ 55.335
S.- OTROS INDIRECTOS	0 %				\$ 0.00
T.- COSTO TOTAL DEL RUBRO (Q+R)					\$ 332.010
U.- VALOR OFERTADO					\$ 332.010

Nota. Elaboración propia.

Para el acero de refuerzo en ambos elementos se tiene el siguiente APU comparativo:

Tabla 35. APU de Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ (inc. Encofrado), unidad:kg.

M.- EQUIPOS	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor 5 % (M/O)					0.04
Cortadora - dobladora manual	0.3	5.00	1.50	0.05	0.07
SUBTOTAL M					0.107
N, - MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	2.00	4.34	8.68	0.05	0.41
Fierrero	1.00	4.39	4.39	0.05	0.21
Maestro mayor de ejecución de obras civiles	0.50	4.87	2.44	0.05	0.12
SUBTOTAL N					0.740
O.- MATERIALES		UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO
			A	B	C=A*B
Acero de refuerzo Fy = 4200		Kg	1.29	1.03	1.33
Alambre galvanizado # 18		Kg.	2.86	0.03	0.09
SUBTOTAL O					1.415
P.- TRANSPORTE		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C=A*B
-					-
SUBTOTAL P					0.000
Q.- TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2.262
R.- INDIRECTOS Y UTILIDADES	20.00 %				\$ 0.452
S.- OTROS INDIRECTOS	0 %				
T.- COSTO TOTAL DEL RUBRO (Q+R)					\$ 2.714
U.- VALOR OFERTADO					\$ 2.710

Nota. Elaboración propia.

Como observación final, estos precios no incluyen IVA.

4.4.3. Comparación de presupuestos

La comparativa completa general entre ambos casos se la expone en la siguiente tabla:

Tabla 36. Comparativa de presupuestos de cada modelo.

Nº	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	COSTO UNITARIO	CASO 1		CASO 2		AHORRO
				CANT IDAD	COSTO TOTAL	CANTI DAD	COSTO TOTAL	
1.00	HORMIGÓN SIMPLE EN COLUMNAS F'C=210 KG/CM2 (INC. ENCOFRADO)	m3	\$ 339.17	6.97	\$ 2,364.01	5.80	\$ 1,967.53	16.77 %
2.00	HORMIGÓN SIMPLE EN VIGAS RIOSTRAS F'C=210 KG/CM2 (INC. ENCOFRADO)	m3	\$ 346.41	5.48	\$ 1,899.63	4.39	\$ 1,519.70	20.00 %
3.00	HORMIGÓN SIMPLE EN VIGAS F'C=210 KG/CM2 (INC. ENCOFRADO)	m3	\$ 332.01	8.18	\$ 2,714.18	6.57	\$ 2,181.31	19.63 %
4.00	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	Kg	\$ 2.71	3194.0 0	\$ 8,655.74	2913.21	\$ 7,894.79	8.79 %
					\$ 15,633.56		\$13,563.32	13.24 %

Nota. Elaboración propia.

Se observa en estos resultados finales que:

- En el hormigón para vigas tanto para riostras como para descolgadas existe la mayor economía, con un ahorro del 20 % usando el caso 2.
- Se observa que el ahorro en acero de refuerzo no llega al 10 %, pero sigue siendo significativo para el caso 2.
- El ahorro general es importante, un 13.24 % de ahorro en elementos estructurales usando las secciones del caso 2.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

5.1.1 Conclusión general

La comparación entre el modelo estructural diseñado bajo los criterios mínimos establecidos por el ACI 318-19 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción ha permitido establecer en ambos casos que se satisfacen los requisitos de seguridad y desempeño sísmico para una vivienda unifamiliar. El análisis muestra diferencias en el comportamiento de la estructura y en demanda de materiales, en el primer caso el modelo ofrece mayor desempeño sísmico debido a sus exigencias en el diseño, mientras que el segundo caso constituye una alternativa técnicamente adecuada y más conveniente económicamente.

5.1.2 Conclusiones específicas

Conclusión de O.E.1: Suelo y amenaza sísmica

La caracterización geotécnica y sísmica del sitio de estudio ubicado en la provincia de Santa Elena establece condiciones de diseño que representan una de las mayores demandas sísmicas del territorio ecuatoriano. La caracterización del sitio confirma que la vivienda estará sometida a condiciones sísmicas exigentes. El terreno se clasificó como suelo tipo D según la NEC-SE-DS 2015, correspondiente a materiales como arena semidensa y arcilla rígida, con una velocidad de onda de corte en los primeros 30 m comprendida entre 180 y 360 m/s. Para este perfil se adoptaron los factores $F_a = 1.12$, $F_d = 1.11$ y $F_s = 1.40$, con los cuales se obtuvo una aceleración espectral $S_a(T_a) = 1.008g$ para un periodo fundamental $T_a = 0.337$ s.

El emplazamiento pertenece a la zona sísmica VI, catalogada como de amenaza “muy alta”, con $Z = 0.50g$ y $\eta = 1.80$ para la región Costa. En consecuencia, las edificaciones de la zona urbana de Santa Elena requieren criterios sismorresistentes rigurosos, ya sea mediante sistemas de alta ductilidad, como los SMRF con $R = 8$, o mediante pórticos ordinarios OMRF con $R = 3$ y las verificaciones correspondientes.

Conclusión de O.E.2: Cargas y prediseño

El prediseño de ambos modelos estructurales sobre una planta arquitectónica de $8.00\text{ m} \times 10.50\text{ m}$, con vanos de 4.00 m en la dirección X y 3.50 m en la dirección Y, tres pisos de altura libre de 3.00 m y un desplante de 1.50 m , permitió establecer las secciones mínimas de cada sistema conforme a sus respectivas normas. El Caso 1 (SMRF, ACI 318-19) resultó en una estructura más robusta en volumen de hormigón, con un peso total en cimentación de 106.91 tonf (CMT), mientras que el Caso 2 (OMRF, NEC-SE-HM 2015) arrojó 97.18 tonf , representando una reducción de aproximadamente 10 tonf que, si bien reduce el peso sísmico participante, no libera al segundo caso de las mayores demandas laterales derivadas de su menor factor de reducción $R = 3$. En cuanto a cargas sísmicas, la diferencia es significativa: el cortante basal estático del Caso 2 ($FX = 32.03\text{ tonf}$) es casi 2.4 veces el del Caso 1 ($FX = 13.23\text{ tonf}$), confirmando que la relación entre coeficientes sísmicos ($C_2/C_1 \approx 2.66$) domina el diseño de los elementos y justifica las mayores secciones de acero en el OMRF a pesar de tener secciones de hormigón menores.

Conclusión de O.E.3: Diseños optimizados por desempeño

Los dos modelos cumplen el límite de deriva inelástica establecido por la NEC-SE-DS 2015, correspondiente al 2% de la altura de entrepiso. En el Caso 1, diseñado como SMRF, la deriva máxima fue de 0.7457% en X y 0.7114% en Y. El Caso 2, correspondiente al OMRF, alcanzó 1.16% en X y 1.08% en Y. Los valores máximos se presentaron en el primer piso.

Aunque el OMRF mostró derivas ligeramente mayores por efecto de sus cargas sísmicas de diseño, la diferencia entre ambos modelos fue reducida y los resultados quedaron ampliamente por debajo del límite normativo. Esto demuestra que las secciones adoptadas proporcionan una rigidez lateral adecuada. En las columnas, las cuantías de acero fueron similares: 1.58% para el SMRF y 1.55% para el OMRF. En las vigas, en cambio, se obtuvo 0.34% para el SMRF y 0.56% para el OMRF. Esta diferencia se relaciona con las dimensiones mínimas exigidas por el Capítulo 18 del ACI 318-19, que generan en el Caso 1 secciones con mayor área de hormigón y menor densidad de refuerzo, mientras que el Caso 2 concentra más acero en elementos de menor sección.

Conclusión de O.E.4: Costos y presupuestos

La comparación de cantidades de obra muestra una ventaja económica del Caso 2, correspondiente al sistema OMRF diseñado con la NEC-SE-HM 2015 y $R = 3$. El Caso 1, basado en un SMRF con ACI 318-19 y $R = 8$, requirió 20.62 m^3 de hormigón y 3194.06 kg de acero, con un costo total de \$15 633.56. Para el Caso 2 se calcularon 16.76 m^3 de hormigón y 2913.21 kg de acero, cuyo costo alcanzó \$13 563.32.

Estas diferencias representan un ahorro de 18.72 % en hormigón, 8.79 % en acero y 13.24 % en el costo global de los elementos estructurales analizados. La reducción más alta se obtuvo en las vigas riostras de cimentación, con 20.00 %, seguida de las vigas descolgadas de losa y cubierta, con 19.63 %, y de las columnas, con 16.77 %.

Aunque el OMRF requiere una menor inversión en materiales estructurales, su ventaja económica no debe evaluarse de manera aislada. Al trabajar con $R = 3$, el sistema posee una capacidad de disipación de energía menor que la de un SMRF ante eventos que superen el nivel sísmico de diseño. Esta diferencia no aparece directamente en el presupuesto, pero sí influye en la resiliencia esperada de la vivienda.

5.2 RECOMENDACIONES

5.2.1 Recomendación general

Se recomienda que al escoger los criterios de diseño estructural se base en un análisis técnico que tenga en cuenta las condiciones geotécnicas, la amenaza sísmica, requerimientos normativos y la viabilidad económica, con la finalidad de optimizar el desempeño de los elementos estructurales lo que garantiza edificaciones seguras y funcionales.

5.2.2 Recomendaciones específicas

R.1 — Sobre la elección del sistema estructural en zonas de alta sismicidad. Se recomienda que, en la provincia de Santa Elena, catalogada como zona sísmica VI con $Z = 0.50g$ y suelo tipo D, se priorice el uso de marcos especiales resistentes a momento (SMRF) con criterios de ductilidad alta cuando se trate de viviendas de construcción progresiva. Aunque el sobre costo inicial del Caso 1 frente al Caso 2 asciende a aproximadamente \$2 070, este margen representa apenas un 13.24 % adicional que se justifica plenamente por la mayor capacidad de disipación de energía del sistema ante sismos de gran magnitud, reduciendo el riesgo de colapso y las pérdidas humanas y económicas asociadas al daño estructural post-sísmico.

R.2 — Sobre la construcción progresiva planificada. Se recomienda que los proyectos de vivienda unifamiliar en zonas urbanas de Santa Elena adoptados bajo la modalidad de construcción progresiva incorporen desde la primera etapa los elementos estructurales dimensionados para la configuración final de la edificación, incluyendo las columnas con sus cuantías de refuerzo definitivas y las vigas riostras de cimentación. Ejecutar el refuerzo longitudinal de columnas en etapas incrementales sin un diseño previo del sistema completo puede comprometer la jerarquía de resistencia viga-columna ($\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \cdot \Sigma M_{nb}$) exigida por el ACI 318-19 §18.7.3 para marcos SMF, generando mecanismos de falla frágiles no contemplados en el prediseño.

R.3 — Sobre el estudio geotécnico específico del sitio. Se recomienda realizar un estudio de suelos con ensayos SPT a al menos 10 metros de profundidad en el predio de implantación antes de iniciar cualquier diseño de cimentación, dado que la provincia de

Santa Elena presenta variabilidad lateral del suelo y presencia de estratos blandos en algunos sectores costeros. Los parámetros adoptados en este estudio (suelo tipo D, $F_a = 1.12$, $F_d = 1.11$, $F_s = 1.40$) corresponden a valores representativos de la zona urbana, pero podrían diferir en lotes específicos, modificando el espectro de diseño y, consecuentemente, las demandas sísmicas sobre la estructura.

R.4 — Sobre la modelización estructural y la verificación de irregularidades. Se recomienda que en futuras investigaciones que amplíen el alcance de este trabajo se evalúe la influencia de irregularidades en planta y en elevación propias de la construcción progresiva —como la adición de pisos en diferentes etapas, la apertura de vanos o el cambio de uso de ambientes— sobre los factores ϕ_E y ϕ_P de la NEC-SE-DS. En este estudio ambos factores fueron igual a 1.0 al tratarse de una estructura regular modelo; sin embargo, en la práctica constructiva de Santa Elena la progresividad frecuentemente introduce irregularidades no planificadas que reducen la resistencia sísmica efectiva del sistema y que deben ser verificadas en cada etapa de ampliación mediante un nuevo análisis modal espectral en ETABS u software equivalente.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Agency, F. E. M. (2018). *Seismic Performance Assessment of Buildings: Volume 1 – Methodology (FEMA P-58-1)* (2nd ed.). Applied Technology Council.
- Alay Rodríguez, C. J., & De La Cruz De La Cruz, R. F. (2025). *Análisis y diseño de una estructura de 5 pisos con pórticos de hormigón armado, mediante el método de la fuerza horizontal equivalente, aplicando normativa ecuatoriana, colombiana; y ACI 318-19*. <https://repositorio.upse.edu.ec/handle/46000/5970>
- Amariles López, C., Ramírez-Sepúlveda, D., & Cano-Saldaña, L. (2022). Comparación entre el ACI-318-19 y la NSR-10 para diseño estructural de pórticos de concreto en zonas de amenaza sísmica alta. *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, 32(2), 115–129. <https://doi.org/10.18359/rcin.5933>
- Barbat, A. H., Carreño, M. L., Pujades, L. G., Lantada, N., Cardona, O. D., & Marulanda, M. C. (2010). Seismic vulnerability and risk evaluation methods for urban areas: A review with application to a pilot area. *Structure and Infrastructure Engineering*, 6(1–2), 17–38. <https://doi.org/10.1080/15732470802663763>
- Bernal, N. (2019). *Capacidad de Carga del Suelo / Capacidad Portante del Suelo*.
- Bertero, V. V. (1997). Performance-based seismic engineering: A critical review of proposed guidelines. In P. Fajfar & H. Krawinkler (Eds.), *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes* (pp. 1–31). Balkema.
- Biot, M. A. (1941). A mechanical analyzer for the prediction of earthquake stress. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 31(2), 151–171. <https://doi.org/10.1785/BSSA0310020151>
- Bowles, J. E. (1996). *Foundation Analysis and Design* (5th ed.). McGraw-Hill.
- California, S. E. A. of. (1995). *Vision 2000: Performance-Based Seismic Engineering of Buildings*. SEAOC.
- Cámara de la Construcción de Guayaquil. (2023). *Construcción y Desarrollo*.
- Cazau, P. (2006). *Introducción a la Investigación en Ciencias Sociales* (3rd ed.). RedPsicología.
- Censos, I. N. de E. y. (2022). *Resultados del Censo Nacional de Población y Vivienda 2022*. INEC. <https://www.ecuadorencifras.gob.ec/censo-de-poblacion-y-vivienda/>
- Chopra, A. K. (2017). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (5th ed.). Pearson Education.

- Chunga, K., & Michetti, A. M. (2018). Identification of onshore and offshore paleoseismic evidence for past large earthquakes in Ecuador: Implications for future seismic hazard assessment. *Swiss Journal of Geosciences*, 111(1–2), 219–248. <https://doi.org/10.1007/s00015-017-0285-2>
- Codificación y Actualización de Las Resoluciones Emitidas Por El SERCOP (2016).
- Computers and Structures, Inc. (2019). *ETABS: Integrated Building Design Software (Version 19)*. Computers and Structures, Inc. <https://www.csiamerica.com/products/etabs>
- Creswell, J. W., & Creswell, J. D. (2018). *Research Design: Qualitative, Quantitative, and Mixed Methods Approaches* (5th ed.). SAGE Publications.
- Das, B. M. (2015). *Principles of Foundation Engineering* (8th ed.). Cengage Learning.
- Das, B. M., & Sobhan, K. (2017). *Principles of Geotechnical Engineering* (9th ed.). Cengage Learning.
- Ego, F., Sébrier, M., Lavenue, A., Yepes, H., & Egüez, A. (1996). Quaternary state of stress in the northern Andes and the restraining bend model for the Ecuadorian Andes. *Tectonophysics*, 259(1–3), 101–116. [https://doi.org/10.1016/0040-1951\(95\)00075-5](https://doi.org/10.1016/0040-1951(95)00075-5)
- Fernández-Maldonado, A. M. (2008). Incremental housing programmes in Latin America: Past and present. *Open House International*, 33(2), 49–60.
- Fun Sang Robinson, K. C., Vizconde Campos, A., & Vargas Saltos, M. E. (2018). Vivienda progresiva y sismorresistente para Zona Urbano – Residencial en Anconcito, Ecuador. *Journal of Science and Research: Revista Ciencia e Investigación*, 3(10), 27–32. <https://revistas.utb.edu.ec/index.php/sr/article/view/591>
- Gómez Fajardo, M. E. (2022). *Diseño y análisis estructural dinámico no lineal de una vivienda unifamiliar de dos pisos utilizando el método constructivo Steel Framing con una losa de entrepiso Steel Deck aplicando la norma ecuatoriana de la construcción y el código ACI 318-19*. <https://repositorio.upse.edu.ec/handle/46000/8436>
- Hanks, T. C., & Kanamori, H. (1979). A moment magnitude scale. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 84(B5), 2348–2350. <https://doi.org/10.1029/JB084iB05p02348>

- Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., & Baptista Lucio, P. (2014). *Metodología de la Investigación* (6th ed.). McGraw-Hill Education.
- Housner, G. W. (1959). Behavior of structures during earthquakes. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 85(4), 109–129.
<https://doi.org/10.1061/JMCEA3.0000102>
- Hurtado de Barrera, J. (2010). *Metodología de la Investigación: Guía para una Comprensión Holística de la Ciencia* (4th ed.). Quirón Ediciones.
- Institute, A. C. (2019). *ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute.
- International, A. (2018). *ASTM A615/A615M-18: Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement*. ASTM International.
- International, A. (2021). *ASTM C39/C39M-21: Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. ASTM International.
- Kelleher, J. A. (1972). Rupture zones of large South American earthquakes and some predictions. *Journal of Geophysical Research*, 77(11), 2087–2103.
<https://doi.org/10.1029/JB077i011p02087>
- Kerlinger, F. N., & Lee, H. B. (2002). *Investigación del Comportamiento: Métodos de Investigación en Ciencias Sociales* (4th ed.). McGraw-Hill.
- Korkmaz, H. H., Korkmaz, S. Z., & Donduren, M. S. (2010). Earthquake hazard and damage on traditional rural structures in Turkey. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 10(3), 605–622. <https://doi.org/10.5194/nhess-10-605-2010>
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall.
- Liel, A. B., & Lynch, K. P. (2012). Vulnerability of reinforced-concrete-frame buildings and their occupants in the 2009 L'Aquila, Italy, earthquake. *Natural Hazards Review*, 13(1), 11–21. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)NH.1527-6996.0000055](https://doi.org/10.1061/(ASCE)NH.1527-6996.0000055)
- Lozada, J. (2014). Investigación aplicada: Definición, propiedad intelectual e industria. *CienciAmérica*, 3(1), 47–50.
- MacGregor, J. G., & Wight, J. K. (2005). *Reinforced Concrete: Mechanics and Design* (4th ed.). Pearson Education.
- McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2014). *Design of Reinforced Concrete* (9th ed.). John Wiley & Sons.

- Moehle, J. P. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw-Hill Education.
- Nacional, I. G. – E. P. (2023). *Catálogo Sísmico del Ecuador*. IG-EPN.
<https://www.igepn.edu.ec>
- Nilson, A. H., Darwin, D., & Dolan, C. W. (2010). *Design of Concrete Structures* (14th ed.). McGraw-Hill.
- Nocquet, J.-M., Villegas-Lanza, J. C., Chlieh, M., Mothes, P. A., Rolandone, F., Jarrin, P., Cisneros, D., Alvarado, A., Audin, L., Bondoux, F., Martin, X., Font, Y., Régnier, M., Vallée, M., Tran, T., Beauval, C., Maguiña Mendoza, J. M., Martinez, W., Tavera, H., & Yepes, H. (2014). Motion of continental slivers and creeping subduction in the northern Andes. *Nature Geoscience*, 7(4), 287–291.
<https://doi.org/10.1038/ngeo2099>
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley & Sons.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons.
- Pauw, A. (1960). Static modulus of elasticity of concrete as affected by elastic moduli of the constituents. *Journal of the American Concrete Institute*, 57(12), 679–688.
<https://doi.org/10.14359/8070>
- Paz, M., & Leigh, W. (2004). *Structural Dynamics: Theory and Computation* (5th ed.). Springer.
- Pilco Rodríguez, G., & Gutiérrez Reyes, D. (2023). *HOMOLOGACIÓN DE ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO MULTI-PERÍODO DEL ASCE 7-22 PARA SITIOS ESPECÍFICOS DEL ECUADOR*. UPSE.
- Popper, K. (2005). *La Lógica de la Investigación Científica* (2nd ed.). Tecnos.
- Preciado, A., Bartolomé, Á. S., Silva, C., & Ramírez-Gaytán, A. (2017). Seismic damage and failure modes of unreinforced adobe and masonry buildings observed during the 2016 Mw 7.8 Pedernales, Ecuador earthquake. *Engineering Failure Analysis*, 80, 229–239. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2017.06.021>
- Riesgos, S. de G. de. (2016). *Informe de Situación N° 65: Terremoto 7.8 – Pedernales, 16 de abril de 2016*. Gobierno de Ecuador. <https://www.gestionderiesgos.gob.ec>
- Sartori, G., & Morlino, L. (1994). *La Comparación en las Ciencias Sociales*. Alianza Editorial.

- Stein, S., & Wysession, M. (2003). *An Introduction to Seismology, Earthquakes, and Earth Structure*. Blackwell Publishing.
- Suárez Salazar, C. (2005). *Costo y Tiempo en Edificación* (3rd ed.). Limusa Noriega Editores.
- Varela Moncayo, F., & Aguiar Falconí, R. (1998). *El sismo de Bahía*.
- Vargas Cordero, Z. R. (2009). La investigación aplicada: Una forma de conocer las realidades con evidencia científica. *Revista Educación*, 33(1), 155–165.
<https://doi.org/10.15517/revedu.v33i1.538>
- Vivienda, M. de D. U. y. (2015a). *NEC-SE-CG: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Cargas (no sísmicas)*. MIDUVI. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/norma-ecuatoriana-de-la-construccion-nec/>
- Vivienda, M. de D. U. y. (2015b). *NEC-SE-DS: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistente*. MIDUVI.
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/norma-ecuatoriana-de-la-construccion-nec/>
- Vivienda, M. de D. U. y. (2015c). *NEC-SE-HM: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Estructuras de Hormigón Armado*. MIDUVI.
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/norma-ecuatoriana-de-la-construccion-nec/>
- Vivienda, M. de D. U. y. (2016). *Informe de Daños por el Terremoto del 16 de abril de 2016: Evaluación de Edificaciones*. MIDUVI.
- Wight, J. K. (2016). *Reinforced Concrete: Mechanics and Design* (7th ed.). Pearson Education.
- Wight, J. K., & MacGregor, J. G. (2012). *Reinforced Concrete: Mechanics and Design* (6th ed.). Pearson Education.
- Yin, R. K. (2018). *Case Study Research and Applications: Design and Methods* (6th ed.). SAGE Publications.

ANEXOS

Anexo 1

Tabla 37. Ratios D/C de columnas de caso 1.

Story	Unique Name	Section	Location	P	M Major	M Minor	PMM Combo	PMM Ratio or Rebar %
CUBIERTA	13	C30X30	Top	1.0955	1.6166	0.7374	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
CUBIERTA	13	C30X30	Bottom	1.8083	-1.7614	-0.8613	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
CUBIERTA	14	C30X30	Top	1.0016	0.4871	-3.2332	0.9D+SDX-0.3SDY	1
CUBIERTA	14	C30X30	Bottom	1.6159	-2.1319	0.4458	0.9D+SDY-0.3SDX	1
CUBIERTA	15	C30X30	Top	0.9612	0.54	3.2332	0.9D+SDX-0.3SDY	1
CUBIERTA	15	C30X30	Bottom	1.5993	-2.2642	-0.4458	0.9D+SDY-0.3SDX	1
CUBIERTA	16	C30X30	Top	0.4977	0.5857	-1.6166	0.9D+SDX-0.3SDY	1
CUBIERTA	16	C30X30	Bottom	1.8122	-1.7614	0.8614	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
CUBIERTA	17	C30X30	Top	0.9106	-3.2332	0.6209	0.9D+SDY-0.3SDX	1
CUBIERTA	17	C30X30	Bottom	1.5605	-3.8079	-0.7156	0.9D+SDX-0.3SDY	1
CUBIERTA	18	C30X30	Top	1.6307	0.5054	3.2332	0.9D+SDX-0.3SDY	1
CUBIERTA	18	C30X30	Bottom	2.1518	5.3886	-0.423	0.9D+SDY-0.3SDX	1.53
CUBIERTA	19	C30X30	Top	1.6172	-0.2779	-3.2332	0.9D+SDY-0.3SDX	1
CUBIERTA	19	C30X30	Bottom	2.1518	-5.5442	-0.5593	0.9D+SDY-0.3SDX	1.58
CUBIERTA	20	C30X30	Top	0.9106	-3.2332	-0.6209	0.9D+SDY-0.3SDX	1
CUBIERTA	20	C30X30	Bottom	2.8287	4.1057	1.3459	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1.14
CUBIERTA	21	C30X30	Top	0.4804	-1.6166	0.599	0.9D+SDY-0.3SDX	1
CUBIERTA	21	C30X30	Bottom	1.8273	1.7614	-0.8955	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
CUBIERTA	22	C30X30	Top	0.993	-0.4877	-3.2332	0.9D+SDX-0.3SDY	1
CUBIERTA	22	C30X30	Bottom	1.596	2.1358	0.5416	0.9D+SDY-0.3SDX	1
CUBIERTA	23	C30X30	Top	0.9597	-0.5401	-3.2332	0.9D+SDX-0.3SDY	1
CUBIERTA	23	C30X30	Bottom	1.5845	2.265	-0.5416	0.9D+SDY-0.3SDX	1
CUBIERTA	24	C30X30	Top	1.1016	-1.6166	-0.8205	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
CUBIERTA	24	C30X30	Bottom	1.8144	1.7614	0.8955	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
PISO 1	1	C30X30	Top	4.7998	1.7614	1.3334	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
PISO 1	1	C30X30	Bottom	2.8613	-2.3754	-1.4332	0.9D+SDY-0.3SDX	1
PISO 1	2	C30X30	Top	5.7388	2.1319	-1.1252	0.9D+SDY-0.3SDX	1
PISO 1	2	C30X30	Bottom	5.8895	-1.6254	3.5228	0.9D+SDX-0.3SDY	1
PISO 1	3	C30X30	Top	5.6652	2.2642	1.1252	0.9D+SDY-0.3SDX	1
PISO 1	3	C30X30	Bottom	10.8718	-2.1903	-3.5228	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
PISO 1	4	C30X30	Top	4.7895	1.7614	-1.3334	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
PISO 1	4	C30X30	Bottom	2.8511	2.3754	1.4333	0.9D+SDY-0.3SDX	1
PISO 1	5	C30X30	Top	5.4849	3.8079	1.358	0.9D+SDY-0.3SDX	1
PISO 1	5	C30X30	Bottom	6	-4.7508	-1.5632	0.9D+SDY-0.3SDX	1.37
PISO 1	6	C30X30	Top	11.7966	-5.3886	1.0924	0.9D+SDY-0.3SDX	1.39
PISO 1	6	C30X30	Bottom	12.414	4.7508	0.7554	0.9D+SDX-0.3SDY	1
PISO 1	7	C30X30	Top	11.7966	5.5442	1.2259	0.9D+SDY-0.3SDX	1.48
PISO 1	7	C30X30	Bottom	12.3118	-4.7508	-1.6917	0.9D+SDY-0.3SDX	1.11
PISO 1	8	C30X30	Top	5.4849	-4.1057	-1.358	0.9D+SDY-0.3SDX	1

Story	Unique Name	Section	Location	P	M Major	M Minor	PMM Combo	PMM Ratio or Rebar %
PISO 1	8	C30X30	Bottom	6	4.7508	1.5632	0.9D+SDY-0.3SDX	1.37
PISO 1	9	C30X30	Top	4.9255	-1.7614	1.5168	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
PISO 1	9	C30X30	Bottom	2.9871	2.3754	-1.7238	0.9D+SDY-0.3SDX	1
PISO 1	10	C30X30	Top	5.6488	-2.1358	-1.3708	0.9D+SDY-0.3SDX	1
PISO 1	10	C30X30	Bottom	5.8491	1.6269	3.5228	0.9D+SDX-0.3SDY	1
PISO 1	11	C30X30	Top	5.593	-2.265	1.3708	0.9D+SDY-0.3SDX	1
PISO 1	11	C30X30	Bottom	5.6994	1.8431	3.5228	0.9D+SDX-0.3SDY	1
PISO 1	12	C30X30	Top	4.854	-1.7614	-1.5168	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
PISO 1	12	C30X30	Bottom	2.9156	2.3754	1.7238	0.9D+SDY-0.3SDX	1
CIMENTACIÓN	122	C30X30	Top	2.7926	2.3754	0.0861	0.9D+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	122	C30X30	Bottom	3.0064	-0.8558	-0.6249	0.9D+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	123	C30X30	Top	6.3682	-0.0835	3.5228	0.9D+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	123	C30X30	Bottom	12.2237	0.9248	-0.7844	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	124	C30X30	Top	6.0032	-0.0943	-3.5228	0.9D+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	124	C30X30	Bottom	11.8588	1.0775	0.7844	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	125	C30X30	Top	2.7742	-2.3754	-0.0861	0.9D+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	125	C30X30	Bottom	2.988	-1.3014	0.6249	0.9D+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	126	C30X30	Top	6.4529	-4.7508	-0.1655	0.9D+SDY-0.3SDX	1.14
CIMENTACIÓN	126	C30X30	Bottom	12.3914	-0.6725	0.9484	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
CIMENTACIÓN	127	C30X30	Top	13.548	4.7508	0.1731	0.9D+SDY-0.3SDX	1
CIMENTACIÓN	127	C30X30	Bottom	25.592	0.6203	-1.1621	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
CIMENTACIÓN	128	C30X30	Top	13.548	-4.7508	-0.1731	0.9D+SDY-0.3SDX	1
CIMENTACIÓN	128	C30X30	Bottom	25.4102	-1.286	0.6159	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	129	C30X30	Top	6.4529	-4.7508	0.1655	0.9D+SDY-0.3SDX	1.14
CIMENTACIÓN	129	C30X30	Bottom	14.7913	-1.6331	-0.4422	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	130	C30X30	Top	3.0279	-2.3754	0.0806	0.9D+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	130	C30X30	Bottom	3.1143	0.5473	-1.1371	0.9D+SDY-0.3SDX	1
CIMENTACIÓN	131	C30X30	Top	6.2815	0.0838	-3.5228	0.9D+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	131	C30X30	Bottom	14.448	-0.4742	-1.4238	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
CIMENTACIÓN	132	C30X30	Top	5.9887	0.0944	3.5228	0.9D+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	132	C30X30	Bottom	14.556	-0.5371	1.4238	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
CIMENTACIÓN	133	C30X30	Top	2.623	-2.3754	-0.0806	0.9D+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	133	C30X30	Bottom	2.8369	1.3021	0.6003	0.9D+SDX-0.3SDY	1.00
PROMEDIO								1.05

Nota. Elaboración propia con datos extraídos de Etabs.

Anexo 2

Tabla 38. Ratios D/C de vigas de caso 1.

Story	Unique Name	Section	Location	-ve Moment Combo	As Top	+ve Moment Combo	As Bot	Rebar %
CUBIERTA	42	VC25X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
CUBIERTA	42	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L	175	0.28
CUBIERTA	42	VC25X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
CUBIERTA	43	VC25X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28

Story	Unique Name	Section	Location	-ve Moment Combo	As Top	+ve Moment Combo	As Bot	Rebar %
CUBIERTA	43	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L	175	0.28
CUBIERTA	43	VC25X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
CUBIERTA	44	VC25X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
CUBIERTA	44	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L	175	0.28
CUBIERTA	44	VC25X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
CUBIERTA	45	VC25X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
CUBIERTA	45	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L	175	0.28
CUBIERTA	45	VC25X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
CUBIERTA	46	VC25X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
CUBIERTA	46	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L	175	0.28
CUBIERTA	46	VC25X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
CUBIERTA	47	VC25X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
CUBIERTA	47	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L	175	0.28
CUBIERTA	47	VC25X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
CUBIERTA	48	VC25X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
CUBIERTA	48	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
CUBIERTA	48	VC25X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
CUBIERTA	49	VC25X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
CUBIERTA	49	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L	175	0.28
CUBIERTA	49	VC25X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
CUBIERTA	50	VC25X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
CUBIERTA	50	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
CUBIERTA	50	VC25X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
CUBIERTA	51	VC25X25	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	0.28
CUBIERTA	51	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	0.9D+SDX-0.3SDY	175	0.28
CUBIERTA	51	VC25X25	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	0.28
CUBIERTA	52	VC25X25	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	0.28
CUBIERTA	52	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	0.28
CUBIERTA	52	VC25X25	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	0.28
CUBIERTA	53	VC25X25	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	0.28
CUBIERTA	53	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	0.28
CUBIERTA	53	VC25X25	End-J	0.9D+SDX-0.3SDY	175	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	0.28
CUBIERTA	54	VC25X25	End-I	0.9D+SDX-0.3SDY	175	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	0.28
CUBIERTA	54	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	0.28
CUBIERTA	54	VC25X25	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	0.28
CUBIERTA	55	VC25X25	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	0.28
CUBIERTA	55	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	0.28
CUBIERTA	55	VC25X25	End-J	0.9D+SDX-0.3SDY	175	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	0.28
CUBIERTA	56	VC25X25	End-I	0.9D+SDX-0.3SDY	175	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	0.28
CUBIERTA	56	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	0.28
CUBIERTA	56	VC25X25	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	0.28
CUBIERTA	57	VC25X25	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	0.28
CUBIERTA	57	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	0.9D+SDX-0.3SDY	175	0.28
CUBIERTA	57	VC25X25	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	0.9D+SDX-0.3SDY	175	0.28
CUBIERTA	58	VC25X25	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	0.9D+SDX-0.3SDY	175	0.28
CUBIERTA	58	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	0.28
CUBIERTA	58	VC25X25	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	175	0.28
PISO 1	25	VC25X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28

Story	Unique Name	Section	Location	-ve Moment Combo	As Top	+ve Moment Combo	As Bot	Rebar %
PISO 1	25	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	25	VC25X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	26	VC25X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	26	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	26	VC25X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	27	VC25X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	27	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	27	VC25X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	28	VC25X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	28	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	28	VC25X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	29	VC25X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	29	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	29	VC25X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	30	VC25X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	30	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	30	VC25X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	31	VC25X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.9D+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	31	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	31	VC25X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	32	VC25X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	32	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	32	VC25X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	33	VC25X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	33	VC25X25	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	33	VC25X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	175	0.9D+SDY-0.3SDX	175	0.28
PISO 1	34	VC25X35	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	0.29
PISO 1	34	VC25X35	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	0.29
PISO 1	34	VC25X35	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	297	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	0.34
PISO 1	35	VC25X35	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	302	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	0.35
PISO 1	35	VC25X35	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	0.29
PISO 1	35	VC25X35	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	0.29
PISO 1	36	VC25X35	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	315	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	0.36
PISO 1	36	VC25X35	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	1.2D+1.6L	344	0.39
PISO 1	36	VC25X35	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	549	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	264	0.63
PISO 1	37	VC25X35	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	548	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	263	0.63
PISO 1	37	VC25X35	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	1.2D+1.6L	344	0.39
PISO 1	37	VC25X35	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	316	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	0.36
PISO 1	38	VC25X35	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	336	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	0.38
PISO 1	38	VC25X35	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	1.2D+1.6L	344	0.39
PISO 1	38	VC25X35	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	566	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	272	0.65
PISO 1	39	VC25X35	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	566	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	271	0.65
PISO 1	39	VC25X35	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	1.2D+1.6L	344	0.39
PISO 1	39	VC25X35	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	336	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	0.38
PISO 1	40	VC25X35	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	0.29
PISO 1	40	VC25X35	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	0.29
PISO 1	40	VC25X35	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	346	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	0.40
PISO 1	41	VC25X35	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	348	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	0.40

Story	Unique Name	Section	Location	-ve Moment Combo	As Top	+ve Moment Combo	As Bot	Rebar %
PISO 1	41	VC25X35	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	0.29
PISO 1	41	VC25X35	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	258	0.29
CIMENTACIÓN	134	VR25X35	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.9D+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	134	VR25X35	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.9D+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	134	VR25X35	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.9D+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	135	VR25X35	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.9D+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	135	VR25X35	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	258	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	135	VR25X35	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.9D+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	136	VR25X35	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.9D+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	136	VR25X35	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.9D+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	136	VR25X35	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.9D+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	137	VR25X35	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.9D+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	137	VR25X35	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.9D+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	137	VR25X35	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.9D+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	138	VR25X35	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.9D+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	138	VR25X35	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	258	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	138	VR25X35	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.9D+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	139	VR25X35	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.9D+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	139	VR25X35	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.9D+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	139	VR25X35	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.9D+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	140	VR25X35	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.9D+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	140	VR25X35	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.9D+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	140	VR25X35	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.9D+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	141	VR25X35	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.9D+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	141	VR25X35	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	258	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	141	VR25X35	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.9D+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	142	VR25X35	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.9D+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	142	VR25X35	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.9D+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	142	VR25X35	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	258	0.9D+SDY-0.3SDX	258	0.29
CIMENTACIÓN	143	VR25X40	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	0.9D+SDX-0.3SDY	300	0.30
CIMENTACIÓN	143	VR25X40	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	0.9D+SDX-0.3SDY	300	0.30
CIMENTACIÓN	143	VR25X40	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	0.9D+SDX-0.3SDY	300	0.30
CIMENTACIÓN	144	VR25X40	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	0.9D+SDX-0.3SDY	300	0.30
CIMENTACIÓN	144	VR25X40	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	0.30
CIMENTACIÓN	144	VR25X40	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	0.9D+SDX-0.3SDY	300	0.30
CIMENTACIÓN	145	VR25X40	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	0.9D+SDX-0.3SDY	300	0.30
CIMENTACIÓN	145	VR25X40	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	0.9D+SDX-0.3SDY	300	0.30
CIMENTACIÓN	145	VR25X40	End-J	0.9D+SDX-0.3SDY	300	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	0.30
CIMENTACIÓN	146	VR25X40	End-I	0.9D+SDX-0.3SDY	300	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	0.30
CIMENTACIÓN	146	VR25X40	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	0.30
CIMENTACIÓN	146	VR25X40	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	0.9D+SDX-0.3SDY	300	0.30
CIMENTACIÓN	147	VR25X40	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	0.9D+SDX-0.3SDY	300	0.30
CIMENTACIÓN	147	VR25X40	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	0.9D+SDX-0.3SDY	300	0.30
CIMENTACIÓN	147	VR25X40	End-J	0.9D+SDX-0.3SDY	300	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	0.30
CIMENTACIÓN	148	VR25X40	End-I	0.9D+SDX-0.3SDY	300	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	0.30
CIMENTACIÓN	148	VR25X40	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	0.30
CIMENTACIÓN	148	VR25X40	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	0.9D+SDX-0.3SDY	300	0.30
CIMENTACIÓN	149	VR25X40	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	0.9D+SDX-0.3SDY	300	0.30

Story	Unique Name	Section	Location	-ve Moment Combo	As Top	+ve Moment Combo	As Bot	Rebar %
CIMENTACIÓN	149	VR25X40	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	0.9D+SDX-0.3SDY	300	0.30
CIMENTACIÓN	149	VR25X40	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	0.9D+SDX-0.3SDY	300	0.30
CIMENTACIÓN	150	VR25X40	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	0.9D+SDX-0.3SDY	300	0.30
CIMENTACIÓN	150	VR25X40	Middle	0.9D+SDX-0.3SDY	300	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	0.30
CIMENTACIÓN	150	VR25X40	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	300	0.9D+SDX-0.3SDY	300	0.30

Nota. Elaboración propia con datos extraídos de Etabs.

Anexo 3

Tabla 39. Ratios D/C de columnas de caso 2.

Story	Unique Name	Section	Location	P	M Major	M Minor	PMM Combo	PMM Ratio or Rebar %
CUBIERTA	13	C20X25	Top	0.5994	0.5584	0.8302	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
CUBIERTA	13	C20X25	Bottom	1.0283	-1.0442	-0.6924	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
CUBIERTA	14	C25X25	Top	0.8603	0.4762	-1.2103	0.9D+SDY-0.3SDX	1
CUBIERTA	14	C25X25	Bottom	2.3626	-1.6161	0.7783	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
CUBIERTA	15	C25X25	Top	1.7978	1.077	0.8924	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
CUBIERTA	15	C25X25	Bottom	2.2928	-1.7468	-0.7806	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
CUBIERTA	16	C20X25	Top	0.6354	1.1335	-0.666	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
CUBIERTA	16	C20X25	Bottom	1.0314	-1.383	0.695	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
CUBIERTA	17	C25X25	Top	1.5122	-0.6935	1.3793	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
CUBIERTA	17	C25X25	Bottom	2.2772	-1.2133	-1.0669	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
CUBIERTA	18	C25X25	Top	1.4136	-0.5241	-1.2609	0.9D+SDY-0.3SDX	1
CUBIERTA	18	C25X25	Bottom	1.8352	1.2518	0.5449	0.9D+SDX-0.3SDY	1
CUBIERTA	19	C25X25	Top	1.4639	-1.3417	0.5561	0.9D+SDX-0.3SDY	1
CUBIERTA	19	C25X25	Bottom	1.8352	1.5021	-0.5449	0.9D+SDX-0.3SDY	1
CUBIERTA	20	C25X25	Top	1.7822	-1.7163	-0.9074	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
CUBIERTA	20	C25X25	Bottom	2.2772	1.9189	1.0669	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
CUBIERTA	21	C20X25	Top	0.6473	-0.5484	0.9763	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
CUBIERTA	21	C20X25	Bottom	1.0433	0.8077	-0.9425	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
CUBIERTA	22	C25X25	Top	0.8571	-0.4791	-1.4939	0.9D+SDY-0.3SDX	1
CUBIERTA	22	C25X25	Bottom	2.5549	1.3077	1.2952	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
CUBIERTA	23	C25X25	Top	0.825	-0.5444	1.4942	0.9D+SDY-0.3SDX	1
CUBIERTA	23	C25X25	Bottom	2.5229	1.3645	-1.2957	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
CUBIERTA	24	C20X25	Top	0.6216	-0.6938	-0.9767	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
CUBIERTA	24	C20X25	Bottom	0.9846	1.3755	0.6753	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
PISO 1	1	C25X30	Top	2.5903	1.9628	2.0488	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
PISO 1	1	C25X30	Bottom	3.1627	-2.128	-2.6741	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1.4
PISO 1	2	C30X30	Top	8.8639	3.7345	-1.9846	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
PISO 1	2	C30X30	Bottom	9.5508	-3.8947	2.9928	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1.32
PISO 1	3	C30X30	Top	8.4861	4.1272	1.9882	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1.01
PISO 1	3	C30X30	Bottom	9.1729	-4.4886	-2.9953	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1.57
PISO 1	4	C25X30	Top	2.5572	3.5852	-1.5583	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1.46
PISO 1	4	C25X30	Bottom	3.1296	-4.5791	1.9197	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	2.16
PISO 1	5	C30X30	Top	8.4878	1.8661	3.1748	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1

Story	Unique Name	Section	Location	P	M Major	M Minor	PMM Combo	PMM Ratio or Rebar %
PISO 1	5	C30X30	Bottom	4.1033	-2.5441	-3.7259	0.9D+SDY-0.3SDX	1.17
PISO 1	6	C30X30	Top	11.069	-1.4142	-3.132	0.9D+SDY-0.3SDX	1
PISO 1	6	C30X30	Bottom	11.585	1.9241	4.5206	0.9D+SDY-0.3SDX	1.12
PISO 1	7	C30X30	Top	11.350	-3.6373	1.4031	0.9D+SDX-0.3SDY	1
PISO 1	7	C30X30	Bottom	11.865	4.9522	-1.9724	0.9D+SDX-0.3SDY	1.36
PISO 1	8	C30X30	Top	4.8982	-4.6506	-1.4871	0.9D+SDX-0.3SDY	1.34
PISO 1	8	C30X30	Bottom	10.484	6.3453	2.0166	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	2.03
PISO 1	9	C25X30	Top	2.8819	-1.8605	2.3836	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1.05
PISO 1	9	C25X30	Bottom	3.4543	2.0773	-3.1989	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1.7
PISO 1	10	C30X30	Top	9.7273	-2.7117	-3.485	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
PISO 1	10	C30X30	Bottom	10.414	2.3214	5.3313	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1.67
PISO 1	11	C30X30	Top	9.5501	-2.8998	3.4858	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1.08
PISO 1	11	C30X30	Bottom	10.236	2.6067	-5.3319	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1.75
PISO 1	12	C25X30	Top	2.383	-3.5689	-1.4626	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1.42
PISO 1	12	C25X30	Bottom	2.9554	4.571	1.7727	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	2.03
CIMENTACIÓN	122	C25X30	Top	10.788	-0.1525	-0.2453	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	122	C25X30	Bottom	-0.526	1.1955	1.7006	0.9D+SDY-0.3SDX	1
CIMENTACIÓN	123	C30X30	Top	15.847	-0.4615	-0.3842	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	123	C30X30	Bottom	4.0678	2.2886	-2.1256	0.9D+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	124	C30X30	Top	16.564	-0.5185	-0.4015	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	124	C30X30	Bottom	3.3509	2.7181	2.1259	0.9D+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	125	C25X30	Top	10.941	-0.2041	0.2488	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	125	C25X30	Bottom	-0.473	2.9985	-1.1816	0.9D+SDX-0.3SDY	1.13
CIMENTACIÓN	126	C30X30	Top	16.911	-0.4099	-0.6656	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
CIMENTACIÓN	126	C30X30	Bottom	3.4228	1.7022	2.5028	0.9D+SDY-0.3SDX	1
CIMENTACIÓN	127	C30X30	Top	24.446	-0.4714	-0.5926	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	127	C30X30	Bottom	12.573	1.2983	-3.0661	0.9D+SDY-0.3SDX	1
CIMENTACIÓN	128	C30X30	Top	24.446	0.5606	-0.5926	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	128	C30X30	Bottom	13.015	3.3383	1.3374	0.9D+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	129	C30X30	Top	16.911	-0.4099	0.6656	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
CIMENTACIÓN	129	C30X30	Bottom	5.7878	-4.2622	-1.102	0.9D+SDX-0.3SDY	1.05
CIMENTACIÓN	130	C25X30	Top	10.481	-0.0204	-0.2384	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	1
CIMENTACIÓN	130	C25X30	Bottom	-0.013	-1.2071	2.0918	0.9D+SDY-0.3SDX	1
CIMENTACIÓN	131	C30X30	Top	15.912	0.4623	-0.3857	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	131	C30X30	Bottom	5.7066	-1.0945	-3.7714	0.9D+SDY-0.3SDX	1
CIMENTACIÓN	132	C30X30	Top	16.584	0.5187	-0.402	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	132	C30X30	Bottom	5.3706	-1.3013	3.7715	0.9D+SDY-0.3SDX	1
CIMENTACIÓN	133	C25X30	Top	11.300	0.202	-0.257	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	1
CIMENTACIÓN	133	C25X30	Bottom	-0.832	-3.0004	-1.0811	0.9D+SDX-0.3SDY	1.12

Nota. Elaboración propia con datos extraídos de Etabs.

Anexo 4

Tabla 40. Ratios D/C de vigas de caso 2.

Story	Unique Name	Section	Location	-ve Moment Combo	As Top	+ve Moment Combo	As Bot	PMM Ratio or Rebar %
CUBIERTA	42	VC20X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	140.00	0.9D+SDY-0.3SDX	96.00	0.28
CUBIERTA	42	VC20X25	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	34.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	96.00	0.19
CUBIERTA	42	VC20X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	146.00	0.9D+SDY-0.3SDX	74.00	0.29
CUBIERTA	43	VC20X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	140.00	0.9D+SDY-0.3SDX	79.00	0.28
CUBIERTA	43	VC20X25	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	37.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	68.00	0.14
CUBIERTA	43	VC20X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	140.00	0.9D+SDY-0.3SDX	79.00	0.28
CUBIERTA	44	VC20X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	146.00	0.9D+SDY-0.3SDX	75.00	0.29
CUBIERTA	44	VC20X25	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	34.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	96.00	0.19
CUBIERTA	44	VC20X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	140.00	0.9D+SDY-0.3SDX	96.00	0.28
CUBIERTA	45	VC20X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	177.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	112.00	0.35
CUBIERTA	45	VC20X25	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	47.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	133.00	0.27
CUBIERTA	45	VC20X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	196.00	0.9D+SDY-0.3SDX	76.00	0.39
CUBIERTA	46	VC20X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	178.00	0.9D+SDY-0.3SDX	69.00	0.36
CUBIERTA	46	VC20X25	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	31.00	1.2D+1.6L	111.00	0.22
CUBIERTA	46	VC20X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	178.00	0.9D+SDY-0.3SDX	69.00	0.36
CUBIERTA	47	VC20X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	196.00	0.9D+SDY-0.3SDX	76.00	0.39
CUBIERTA	47	VC20X25	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	47.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	133.00	0.27
CUBIERTA	47	VC20X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	177.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	112.00	0.35
CUBIERTA	48	VC20X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	140.00	0.9D+SDY-0.3SDX	121.00	0.28
CUBIERTA	48	VC20X25	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	44.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	107.00	0.21
CUBIERTA	48	VC20X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	165.00	0.9D+SDY-0.3SDX	100.00	0.33
CUBIERTA	49	VC20X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	159.00	0.9D+SDY-0.3SDX	105.00	0.32
CUBIERTA	49	VC20X25	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	48.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	79.00	0.16
CUBIERTA	49	VC20X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	159.00	0.9D+SDY-0.3SDX	105.00	0.32
CUBIERTA	50	VC20X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	165.00	0.9D+SDY-0.3SDX	100.00	0.33
CUBIERTA	50	VC20X25	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	45.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	107.00	0.21
CUBIERTA	50	VC20X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	140.00	0.9D+SDY-0.3SDX	122.00	0.28
CUBIERTA	51	VC20X25	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	140.00	0.9D+SDX-0.3SDY	96.00	0.28
CUBIERTA	51	VC20X25	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	59.00	0.9D+SDX-0.3SDY	66.00	0.13
CUBIERTA	51	VC20X25	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	125.00	0.9D+SDX-0.3SDY	84.00	0.25
CUBIERTA	52	VC20X25	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	125.00	0.9D+SDX-0.3SDY	84.00	0.25
CUBIERTA	52	VC20X25	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	58.00	0.9D+SDX-0.3SDY	65.00	0.13
CUBIERTA	52	VC20X25	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	140.00	0.9D+SDX-0.3SDY	96.00	0.28
CUBIERTA	53	VC20X25	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	140.00	0.9D+SDX-0.3SDY	93.00	0.28
CUBIERTA	53	VC20X25	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	78.00	0.9D+SDX-0.3SDY	64.00	0.16
CUBIERTA	53	VC20X25	End-J	0.9D+SDX-0.3SDY	118.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	98.00	0.24
CUBIERTA	54	VC20X25	End-I	0.9D+SDX-0.3SDY	118.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	98.00	0.24
CUBIERTA	54	VC20X25	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	78.00	0.9D+SDX-0.3SDY	64.00	0.16
CUBIERTA	54	VC20X25	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	140.00	0.9D+SDX-0.3SDY	93.00	0.28
CUBIERTA	55	VC20X25	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	157.00	0.9D+SDX-0.3SDY	118.00	0.31
CUBIERTA	55	VC20X25	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	92.00	0.9D+SDX-0.3SDY	78.00	0.18

Story	Unique Name	Section	Location	-ve Moment Combo	As Top	+ve Moment Combo	As Bot	PMM Ratio or Rebar %
CUBIERTA	55	VC20X25	End-J	0.9D+SDX-0.3SDY	140.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	120.00	0.28
CUBIERTA	56	VC20X25	End-I	0.9D+SDX-0.3SDY	140.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	120.00	0.28
CUBIERTA	56	VC20X25	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	92.00	0.9D+SDX-0.3SDY	78.00	0.18
CUBIERTA	56	VC20X25	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	157.00	0.9D+SDX-0.3SDY	118.00	0.31
CUBIERTA	57	VC20X25	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	164.00	0.9D+SDX-0.3SDY	140.00	0.33
CUBIERTA	57	VC20X25	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	93.00	0.9D+SDX-0.3SDY	100.00	0.20
CUBIERTA	57	VC20X25	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	140.00	0.9D+SDX-0.3SDY	140.00	0.28
CUBIERTA	58	VC20X25	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	140.00	0.9D+SDX-0.3SDY	140.00	0.28
CUBIERTA	58	VC20X25	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	93.00	0.9D+SDX-0.3SDY	100.00	0.20
CUBIERTA	58	VC20X25	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	164.00	0.9D+SDX-0.3SDY	140.00	0.33
PISO 1	25	VC20X25	End-I	0.9D+SDY-0.3SDX	223.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	234.00	0.47
PISO 1	25	VC20X25	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	105.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	140.00	0.28
PISO 1	25	VC20X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	277.00	0.9D+SDY-0.3SDX	186.00	0.55
PISO 1	26	VC20X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	266.00	0.9D+SDY-0.3SDX	192.00	0.53
PISO 1	26	VC20X25	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	113.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	134.00	0.27
PISO 1	26	VC20X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	266.00	0.9D+SDY-0.3SDX	192.00	0.53
PISO 1	27	VC20X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	277.00	0.9D+SDY-0.3SDX	186.00	0.55
PISO 1	27	VC20X25	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	105.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	140.00	0.28
PISO 1	27	VC20X25	End-J	0.9D+SDY-0.3SDX	223.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	234.00	0.47
PISO 1	28	VC20X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	244.00	0.9D+SDY-0.3SDX	225.00	0.49
PISO 1	28	VC20X25	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	96.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	160.00	0.32
PISO 1	28	VC20X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	288.00	0.9D+SDY-0.3SDX	164.00	0.58
PISO 1	29	VC20X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	264.00	0.9D+SDY-0.3SDX	150.00	0.53
PISO 1	29	VC20X25	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	93.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	128.00	0.26
PISO 1	29	VC20X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	264.00	0.9D+SDY-0.3SDX	150.00	0.53
PISO 1	30	VC20X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	288.00	0.9D+SDY-0.3SDX	164.00	0.58
PISO 1	30	VC20X25	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	96.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	160.00	0.32
PISO 1	30	VC20X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	244.00	0.9D+SDY-0.3SDX	225.00	0.49
PISO 1	31	VC20X25	End-I	0.9D+SDY-0.3SDX	277.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	288.00	0.58
PISO 1	31	VC20X25	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	132.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	162.00	0.32
PISO 1	31	VC20X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	331.00	0.9D+SDY-0.3SDX	238.00	0.66
PISO 1	32	VC20X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	320.00	0.9D+SDY-0.3SDX	244.00	0.64
PISO 1	32	VC20X25	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	140.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	140.00	0.28
PISO 1	32	VC20X25	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	320.00	0.9D+SDY-0.3SDX	244.00	0.64
PISO 1	33	VC20X25	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	331.00	0.9D+SDY-0.3SDX	238.00	0.66
PISO 1	33	VC20X25	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	132.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	162.00	0.32
PISO 1	33	VC20X25	End-J	0.9D+SDY-0.3SDX	277.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	288.00	0.58
PISO 1	34	VC20X35	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	328.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	229.00	0.47
PISO 1	34	VC20X35	Middle	0.9D+SDX-0.3SDY	4.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	212.00	0.30
PISO 1	34	VC20X35	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	426.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	162.00	0.61
PISO 1	35	VC20X35	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	438.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	160.00	0.63
PISO 1	35	VC20X35	Middle	0.9D+SDX-0.3SDY	12.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	218.00	0.31
PISO 1	35	VC20X35	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	323.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	234.00	0.46
PISO 1	36	VC20X35	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	477.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	341.00	0.68
PISO 1	36	VC20X35	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	0.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	382.00	0.55

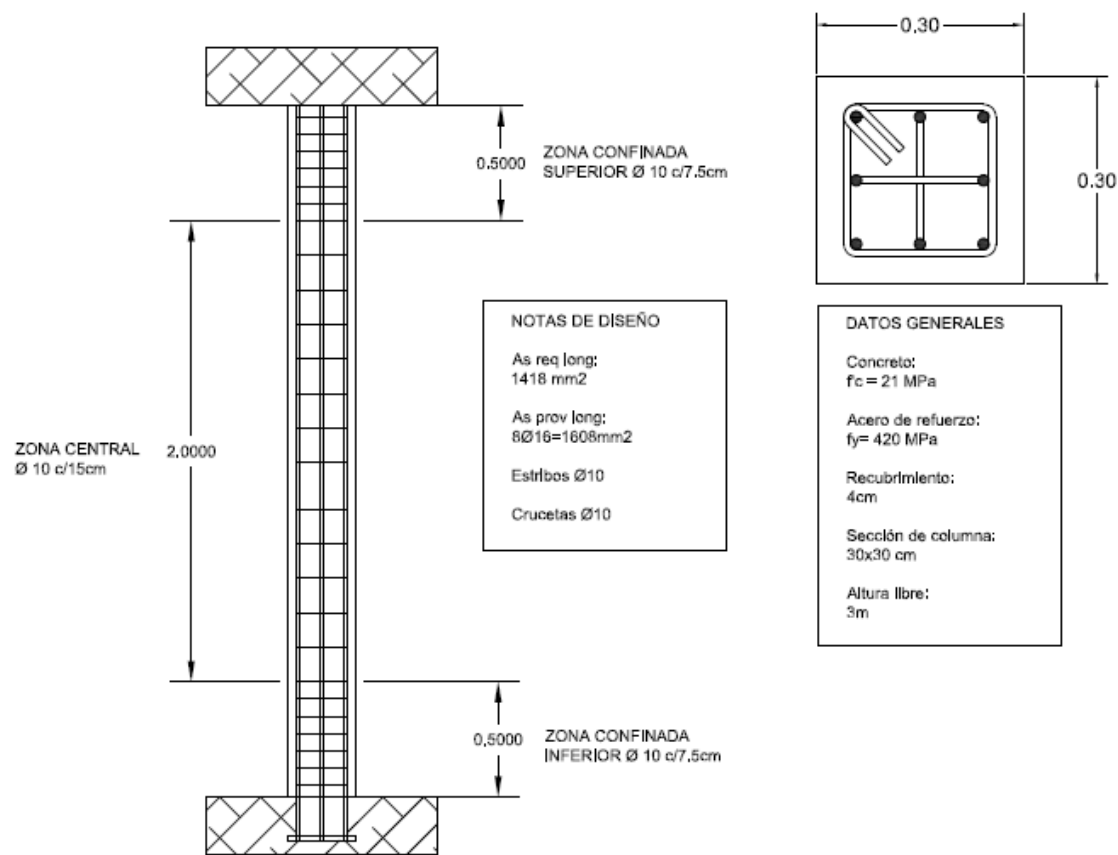
Story	Unique Name	Section	Location	-ve Moment Combo	As Top	+ve Moment Combo	As Bot	PMM Ratio or Rebar %
PISO 1	36	VC20X35	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	720.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	200.00	1.03
PISO 1	37	VC20X35	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	717.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	201.00	1.02
PISO 1	37	VC20X35	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	0.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	381.00	0.54
PISO 1	37	VC20X35	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	478.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	340.00	0.68
PISO 1	38	VC20X35	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	537.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	373.00	0.77
PISO 1	38	VC20X35	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	0.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	400.00	0.57
PISO 1	38	VC20X35	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	772.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	207.00	1.10
PISO 1	39	VC20X35	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	771.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	207.00	1.10
PISO 1	39	VC20X35	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	0.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	400.00	0.57
PISO 1	39	VC20X35	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	538.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	373.00	0.77
PISO 1	40	VC20X35	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	473.00	0.9D+SDX-0.3SDY	334.00	0.68
PISO 1	40	VC20X35	Middle	0.9D+SDX-0.3SDY	66.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	262.00	0.37
PISO 1	40	VC20X35	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	563.00	0.9D+SDX-0.3SDY	207.00	0.80
PISO 1	41	VC20X35	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	568.00	0.9D+SDX-0.3SDY	208.00	0.81
PISO 1	41	VC20X35	Middle	0.9D+SDX-0.3SDY	69.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	265.00	0.38
CIMENTACIÓN	134	VR20X35	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	269.00	0.9D+SDY-0.3SDX	237.00	0.38
CIMENTACIÓN	134	VR20X35	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	142.00	0.9D+SDY-0.3SDX	148.00	0.21
CIMENTACIÓN	134	VR20X35	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	247.00	0.9D+SDY-0.3SDX	223.00	0.35
CIMENTACIÓN	135	VR20X35	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	240.00	0.9D+SDY-0.3SDX	217.00	0.34
CIMENTACIÓN	135	VR20X35	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	121.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	135.00	0.19
CIMENTACIÓN	135	VR20X35	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	240.00	0.9D+SDY-0.3SDX	217.00	0.34
CIMENTACIÓN	136	VR20X35	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	247.00	0.9D+SDY-0.3SDX	223.00	0.35
CIMENTACIÓN	136	VR20X35	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	142.00	0.9D+SDY-0.3SDX	148.00	0.21
CIMENTACIÓN	136	VR20X35	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	269.00	0.9D+SDY-0.3SDX	237.00	0.38
CIMENTACIÓN	137	VR20X35	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	312.00	0.9D+SDY-0.3SDX	268.00	0.45
CIMENTACIÓN	137	VR20X35	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	174.00	0.9D+SDY-0.3SDX	171.00	0.25
CIMENTACIÓN	137	VR20X35	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	259.00	0.9D+SDY-0.3SDX	241.00	0.37
CIMENTACIÓN	138	VR20X35	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	235.00	0.9D+SDY-0.3SDX	214.00	0.34
CIMENTACIÓN	138	VR20X35	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	119.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	135.00	0.19
CIMENTACIÓN	138	VR20X35	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	235.00	0.9D+SDY-0.3SDX	214.00	0.34
CIMENTACIÓN	139	VR20X35	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	259.00	0.9D+SDY-0.3SDX	241.00	0.37
CIMENTACIÓN	139	VR20X35	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	174.00	0.9D+SDY-0.3SDX	171.00	0.25
CIMENTACIÓN	139	VR20X35	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	312.00	0.9D+SDY-0.3SDX	268.00	0.45
CIMENTACIÓN	140	VR20X35	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	325.00	0.9D+SDY-0.3SDX	292.00	0.46
CIMENTACIÓN	140	VR20X35	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	173.00	0.9D+SDY-0.3SDX	179.00	0.26
CIMENTACIÓN	140	VR20X35	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	300.00	0.9D+SDY-0.3SDX	276.00	0.43
CIMENTACIÓN	141	VR20X35	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	292.00	0.9D+SDY-0.3SDX	268.00	0.42
CIMENTACIÓN	141	VR20X35	Middle	0.9D+SDY-0.3SDX	149.00	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	163.00	0.23
CIMENTACIÓN	141	VR20X35	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	292.00	0.9D+SDY-0.3SDX	268.00	0.42
CIMENTACIÓN	142	VR20X35	End-I	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	300.00	0.9D+SDY-0.3SDX	276.00	0.43
CIMENTACIÓN	142	VR20X35	Middle	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	173.00	0.9D+SDY-0.3SDX	179.00	0.26
CIMENTACIÓN	142	VR20X35	End-J	1.2D+1.6L+SDY-0.3SDX	325.00	0.9D+SDY-0.3SDX	292.00	0.46
CIMENTACIÓN	143	VR20X40	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	250.00	0.9D+SDX-0.3SDY	240.00	0.31
CIMENTACIÓN	143	VR20X40	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	156.00	0.9D+SDX-0.3SDY	160.00	0.20
CIMENTACIÓN	143	VR20X40	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	240.00	0.9D+SDX-0.3SDY	240.00	0.30

Story	Unique Name	Section	Location	-ve Moment Combo	As Top	+ve Moment Combo	As Bot	PMM Ratio or Rebar %
CIMENTACIÓN	144	VR20X40	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	240.00	0.9D+SDX-0.3SDY	240.00	0.30
CIMENTACIÓN	144	VR20X40	Middle	0.9D+SDX-0.3SDY	114.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	127.00	0.16
CIMENTACIÓN	144	VR20X40	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	250.00	0.9D+SDX-0.3SDY	240.00	0.31
CIMENTACIÓN	145	VR20X40	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	281.00	0.9D+SDX-0.3SDY	240.00	0.35
CIMENTACIÓN	145	VR20X40	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	181.00	0.9D+SDX-0.3SDY	164.00	0.23
CIMENTACIÓN	145	VR20X40	End-J	0.9D+SDX-0.3SDY	240.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	240.00	0.30
CIMENTACIÓN	146	VR20X40	End-I	0.9D+SDX-0.3SDY	240.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	240.00	0.30
CIMENTACIÓN	146	VR20X40	Middle	0.9D+SDX-0.3SDY	113.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	131.00	0.16
CIMENTACIÓN	146	VR20X40	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	281.00	0.9D+SDX-0.3SDY	240.00	0.35
CIMENTACIÓN	147	VR20X40	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	330.00	0.9D+SDX-0.3SDY	262.00	0.41
CIMENTACIÓN	147	VR20X40	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	215.00	0.9D+SDX-0.3SDY	198.00	0.27
CIMENTACIÓN	147	VR20X40	End-J	0.9D+SDX-0.3SDY	249.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	240.00	0.31
CIMENTACIÓN	148	VR20X40	End-I	0.9D+SDX-0.3SDY	249.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	240.00	0.31
CIMENTACIÓN	148	VR20X40	Middle	0.9D+SDX-0.3SDY	137.00	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	155.00	0.19
CIMENTACIÓN	148	VR20X40	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	330.00	0.9D+SDX-0.3SDY	262.00	0.41
CIMENTACIÓN	149	VR20X40	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	381.00	0.9D+SDX-0.3SDY	338.00	0.48
CIMENTACIÓN	149	VR20X40	Middle	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	240.00	0.9D+SDX-0.3SDY	240.00	0.30
CIMENTACIÓN	149	VR20X40	End-J	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	324.00	0.9D+SDX-0.3SDY	296.00	0.41
CIMENTACIÓN	150	VR20X40	End-I	1.2D+1.6L+SDX-0.3SDY	324.00	0.9D+SDX-0.3SDY	296.00	0.41

Nota. Elaboración propia con datos extraídos de Etabs.

Anexo 5

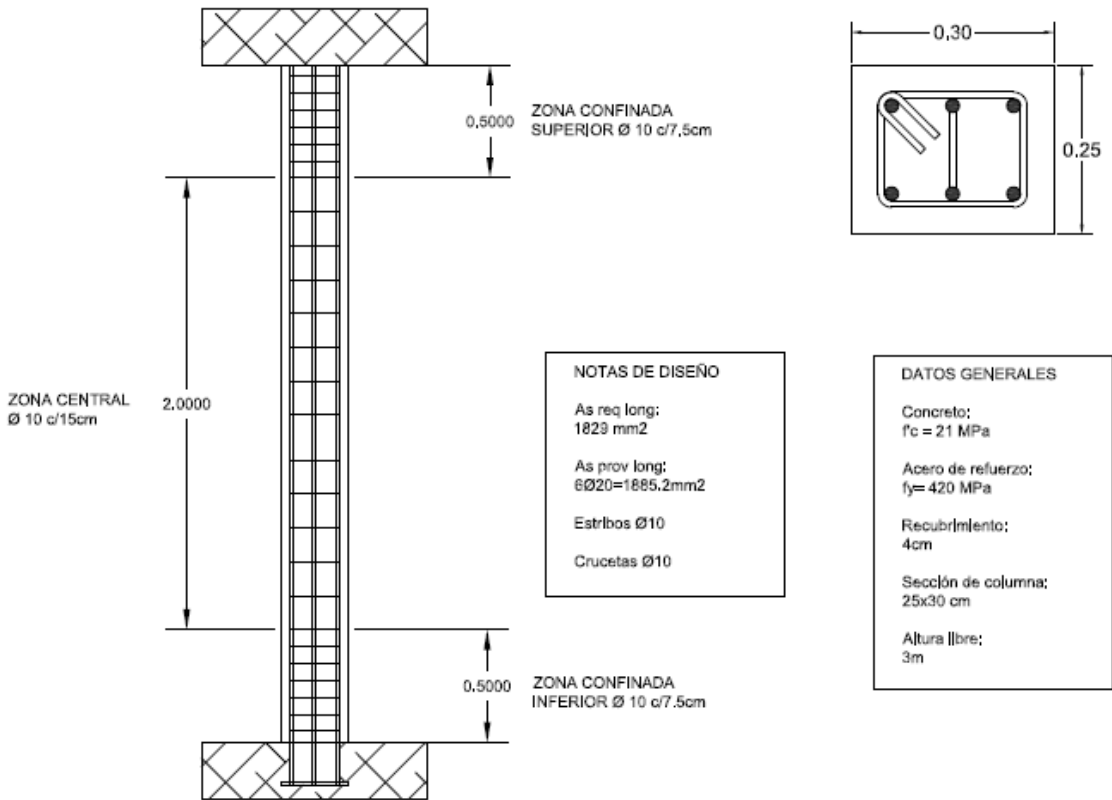
Imagen 16. Armado de columna crítica CASO 1



Nota. Elaboración propia en AutoCAD

Anexo 6

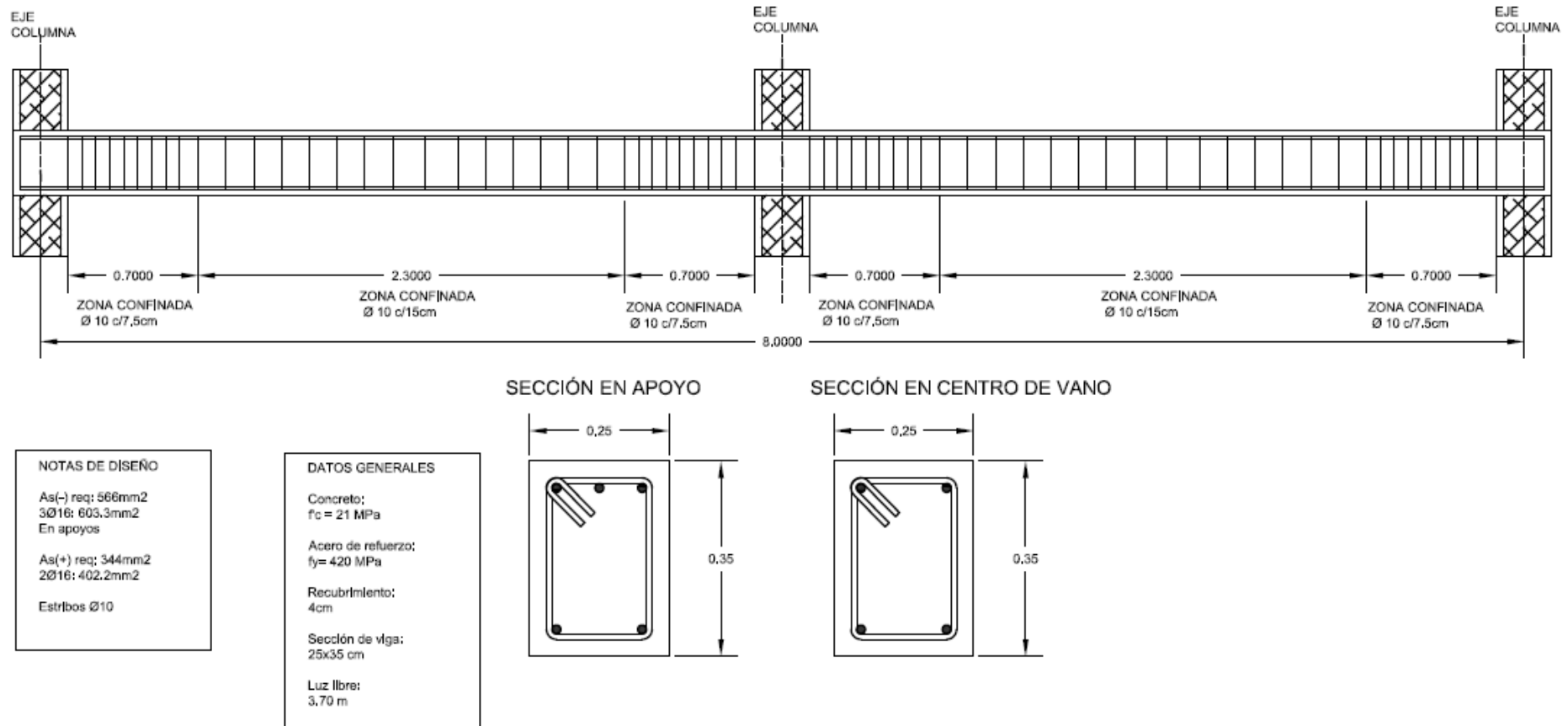
Imagen 17. Armado de columna crítica CASO 2



Nota. Elaboración propia en AutoCAD

Anexo 7

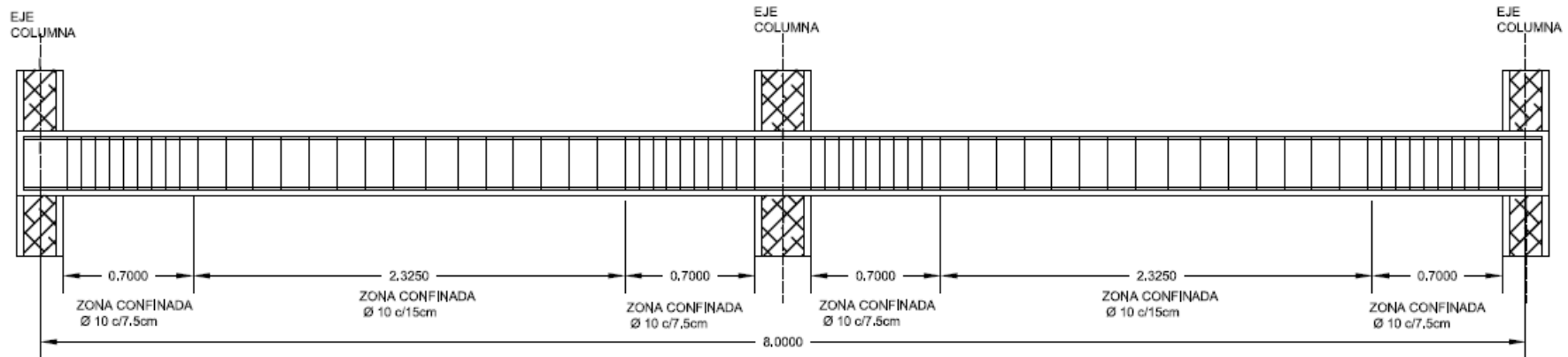
Imagen 18. Armado de viga continua crítica CASO 1



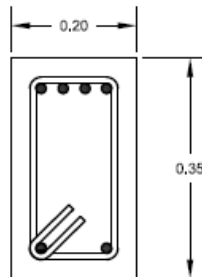
Nota. Elaboración propia en AutoCAD

Anexo 8

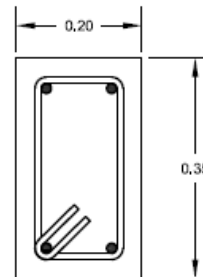
Imagen 19. Armado de viga continua crítica CASO 2



SECCIÓN EN APOYO



SECCIÓN EN CENTRO DE VANO



NOTAS DE DISEÑO

As(-) req: 772mm²
4Ø16; 804,4mm²
En apoyos

As(+) req: 400mm²
2Ø16; 402,2mm²

Estribos Ø10

DATOS GENERALES

Concreto:
f_c = 21 MPa

Acero de refuerzo:
f_y = 420 MPa

Recubrimiento:
4cm

Sección de viga:
25x35 cm

Luz libre:
3.70 m

Nota. Elaboración propia en AutoCAD