

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Tesis previa a la obtención de título de
Ingeniero Civil.

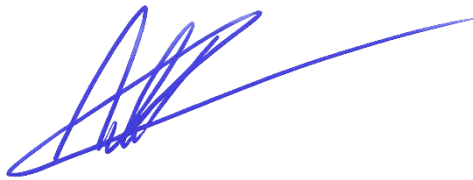
AUTOR: Anderson Esmeraldas, Martin Valdivieso

TUTOR: Ing. Ángel Toapanta

Análisis comparativo del diseño estructural de una edificación de hormigón armado de 6 pisos en la ciudad de Quito con base a la normativa NEC SE-DS y NEC SE-HM frente a la ASCE 7-22 y ACI 318-25, que ofrezca la alternativa de diseño más económica.

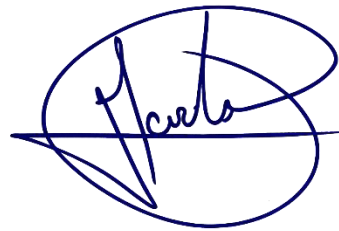
CERTIFICACIÓN DE AUTORÍA

Nosotros, Anderson Esmeraldas y Martin Valdivieso declaramos bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido presentado anteriormente para ningún grado o calificación profesional y que se ha consultado la bibliografía detallada.



Anderson Esmeraldas

AUTOR



Martin Valdivieso

AUTOR

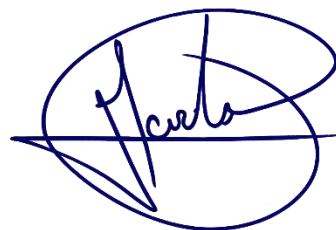
AUTORIZACIÓN DE DERECHOS DE PROPIEDAD INTELECTUAL

Nosotros, Anderson Esmeraldas y Martin Valdivieso, en calidad de autores del trabajo de investigación titulado “Análisis comparativo del diseño estructural de una edificación de hormigón armado de 6 pisos en la ciudad de Quito con base a la normativa NEC (SE-DS y SE-HM) frente a la ASCE 7-22 y ACI 318-25, que ofrezca la alternativa de diseño más económica.”, autorizamos a la Universidad Internacional del Ecuador (UIDE) para hacer uso de los contenidos que nos pertenecen o parte de los contenidos de esta obra, con fines estrictamente académicos o de investigación. Cedo los derechos que como autores nos corresponden, de acuerdo con lo establecido en los artículos 5, 6, 8, 19 y demás pertinentes de la Ley de Propiedad Intelectual y su Reglamento en Ecuador.



Anderson Esmeraldas

AUTOR



Martin Valdivieso

AUTOR

APROBACIÓN DEL TUTOR

Yo, Ángel Toapanta, certifico que conozco los autores del presente trabajo de titulación denominado “Análisis comparativo del diseño estructural de una edificación de hormigón armado de 6 pisos en la ciudad de Quito con base a la normativa NEC SE-DS y NEC SE-HM frente a la ASCE 7-22 y ACI 318-25, que ofrezca la alternativa de diseño más económica.”, Anderson Esmeraldas y Martin Valdivieso siendo ellos responsables exclusivos tanto de su originalidad y autenticidad, como de su contenido.



Ing. Ángel Toapanta

DIRECTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

DEDICATORIA

Dedico este trabajo especialmente a mi mamá que ha sido mi motor de vida durante toda mi vida, impulsándome a ser mejor cada día.

A mi hermana Yomara que siempre ha creído en mí y mi capacidad.

A mis hermanos Stalin y Alex que me han apoyado de cierta forma a culminar esta etapa de mi vida.

A mi papá que siempre ha estado pendiente de mí.

Anderson Esmeraldas

DEDICATORIA

Quiero comenzar dedicando esta tesis primeramente a mis padres, quienes me han apoyado a lo largo de carrera en todo momento.

También le dedico a mis hermanos pequeños,

Quiero mencionar a mi enamorada Nicole, quien ha sido pilar fundamental de este proceso.

Quiero dedicarle este logro a Messi, mi mayor ídolo e inspiración, quien me enseñó que todo es posible.

Martín Valdivieso

AGRADECIMIENTO

Expreso mi sincero agradecimiento a mi tutor de tesis Ángel Toapanta por guiarme durante este proceso.

A mi revisor de tesis Alberto Icaza que nos dio el enfoque para realizar este trabajo.

Agradezco a mi familia por estar pendiente de mi durante toda mi etapa universitaria.

Por último y no menos importante quiero agradecer a mi compañero de tesis, Martin Valdivieso quien ha contribuido mucho en este proyecto.

Anderson Esmeraldas

AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer primeramente a Dios mi mayor misericordia, por permitirme cumplir este logro tan importante

Le doy las gracias a mi familia quien estuvo presente en todo momento y me supo entender, pero sobre todo apoyar a lo largo de este camino.

Agradezco muy encarecidamente al Ing. Ángel Toapanta, mi director por la guía asertiva durante todo este proceso

Un agradecimiento muy especial a mis abuelitos quienes me apoyaron cada uno de los años que compartí en la carrera

Por último y no menos importante quiero agradecer a mi compañero de tesis, Anderson Esmeraldas quien ha contribuido mucho en este proyecto.

Martín Valdivieso

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIÓN DE AUTORÍA.....	I
AUTORIZACIÓN DE DERECHOS DE PROPIEDAD INTELECTUAL	II
APROBACIÓN DEL TUTOR	III
ACUERDO DE CONFIDENCIALIDAD	IV
DEDICATORIA	V
DEDICATORIA	VI
AGRADECIMIENTO	VII
AGRADECIMIENTO	VIII
ÍNDICE DE CONTENIDO	IX
ÍNDICE DE TABLAS	XIV
ÍNDICE DE FIGURAS	XV
RESUMEN	XVII
ABSTRACT	XVIII
CAPÍTULO 1	1
1.1 Introducción	1
1.2 Antecedentes	1
1.3 Planteamiento del problema	5
1.4 Objetivo general	6
1.5 Objetivos específicos	6
1.6 Justificación	6
1.6.1 Justificación teórica	6
1.6.2 Justificación metodológica	7
1.7 Delimitación	7
1.7.1 Delimitación temporal	7
1.7.2 Delimitación geográfica	8
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO	9
2.1 Estado del arte	9
2.1.1 Evolución y filosofía de las normativas	9
2.1.2 Estudios comparativos previos	9
2.1.3 Enfoques de diseño estructural	16
2.1.4 Consideraciones sísmicas y desempeño	17
2.1.5 Materiales, durabilidad y sostenibilidad	17
2.1.6 Tendencias actuales en el diseño estructural sismorresistente	17

2.2	Marco conceptual científico.....	18
2.2.1	Modelación matemática del sistema estructural	18
2.2.2	Factores de carga y resistencia	21
2.2.3	Ductilidad y desempeño sísmico.....	22
2.2.4	Indicadores de eficiencia estructural	22
2.2.5	Bases teóricas del diseño estructural en hormigón armado	23
2.2.6	Teorías y enfoques normativos del diseño estructural	25
2.2.7	Marco normativo: NEC SE-DS, NEC SE-HM, ACI 318-25 Y ASCE 7-22.....	25
2.2.8	Modelación estructural	26
2.2.9	Fórmulas y parámetros utilizados.....	27
2.2.10	Metodología técnica del estudio	28
2.2.11	Proceso técnico de análisis.....	29
2.2.12	Sistemas informáticos utilizados	30
2.2.13	Métodos de análisis estructural	31
2.2.14	Irregularidades estructurales en planta y elevación	31
2.3	NEC-SE-DS vs ASCE 7-22.....	31
2.3.1	Zona sísmica	32
2.3.2	Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico	33
2.3.3	Cortante basal de diseño V, NEC SE-DS vs ASCE 7-22.....	34
2.3.4	Determinación del período de vibración T, NEC SE-DS vs ASCE 7-22	36
2.3.5	Control de derivas inelásticas máximas de piso ΔM , NEC SE-DS y ASCE 7-22.....	39
2.3.6	Límites permisibles de las derivas de los pisos.....	40
2.3.7	Espectro de diseño sísmico.....	40
2.3.8	Factor R	43
2.3.9	Combinaciones de carga.....	45
2.3.9.1	Combinaciones de carga para diseño por esfuerzos admisibles	45
2.3.10	Rigidez lateral.....	45
2.3.11	Capacidad de disipación de energía	46
2.3.12	Influencia en derivas	47
2.4	NEC-SE-HM vs ACI 318-25	47
2.4.1	Requisitos por resistencia.....	47
2.4.2	Sistemas estructurales de hormigón armado	48
2.4.3	Propiedades mecánicas del hormigón	49
2.4.3.1	Resistencia a la compresión “f’c”	49

2.4.3.2	Módulo de elasticidad	49
2.4.3.3	Relación esfuerzo-deformación	49
2.4.3.4	Deformación unitaria ultima	50
2.4.3.5	Factores que afectan las propiedades del hormigón	50
2.4.3.6	Conexiones Viga – Columna	50
2.4.4	Combinaciones de carga	51
2.4.5	Diseño en hormigón armado según ACI 318-25	52
2.4.5.1	Diseño a flexión	52
2.4.5.2	Cuantía de refuerzo	52
2.4.5.3	Requisitos de diseño a corte.....	52
2.4.5.4	Requisitos para columnas.....	53
2.4.5.5	Confinamiento.....	53
2.4.5.6	Refuerzo transversal.....	53
2.4.5.7	Uniones de marcos de momento especial.....	54
2.4.6	Muros estructurales de hormigón armado: NEC-SE-HM.....	54
2.4.6.1	Alcance normativo del diseño de muros.....	54
CAPÍTULO 3. PROCESAMIENTO DE DATOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS		56
3.1	Definición del modelo	56
3.1.1	Introducción	56
3.1.2	Definición de Materiales.....	57
3.1.2.1	Acero de refuerzo.....	57
3.1.3	Definición de losa	58
3.1.4	Definición de cargas verticales	61
3.1.4.1	Carga viva	61
3.1.4.2	Carga muerta.....	62
3.2	Prediseño de secciones	62
3.2.1	Prediseño de columnas.....	62
3.2.2	Prediseño de vigas.....	64
3.2.3	Prediseño de muros de corte.....	67
3.3	Definición de parámetros sísmicos	68
3.3.1	Parámetros sísmicos generales NEC SE-DS	68
3.3.2	Parámetros sísmicos generales ASCE 7-22.....	69
3.3.3	Espectro sísmico NEC SE-DS.....	70
3.3.4	Espectro sísmico ASCE 7-22	71

3.3.5	Periodo teórico de vibración NEC SE-DS	71
3.3.6	Periodo teórico de vibración ASCE 7-22.....	72
3.3.7	Cortante basal NEC SE-DS.....	72
3.3.8	Cortante basal ASCE 7-22	73
3.4	Modelo matemático – ETABS NEC SE-DS	73
3.4.1	Introducción	73
3.4.2	Definición de secciones	75
3.4.2.1	Columnas	76
3.4.2.2	Vigas.....	76
3.4.2.3	Losas	77
3.4.2.4	Muros de corte.....	79
3.4.3	Análisis estático y dinámico	79
3.4.3.1	Determinación de cargas.....	79
3.4.3.2	Definición de cargas dinámicas	80
3.4.3.3	Combinaciones de carga.....	81
3.4.3.4	Espectro de respuesta	82
3.4.3.5	Cortante basal estático.....	82
3.4.3.6	Cortante basal dinámico.....	83
3.4.3.7	Periodo de vibración	84
3.4.3.8	Desplazamientos por piso	85
3.4.3.9	Derivas de piso	85
3.4.3.10	Modos de vibración	87
3.5	Modelo matemático – ETABS ASCE 7-22.....	88
3.5.1	Introducción	88
3.5.2	Definición de secciones	89
3.5.2.1	Columnas	89
3.5.2.2	Vigas.....	89
3.5.2.3	Losa	90
3.5.3	Análisis estático y dinámico	90
3.5.3.1	Combinaciones de carga.....	90
3.5.3.2	Configuración de parámetros sísmicos.....	91
3.5.3.3	Cortante basal estático.....	92
3.5.3.4	Cortante basal dinámico.....	93
3.5.3.5	Periodo de vibración	94

3.5.3.6	Desplazamiento por piso	94
3.5.3.7	Derivas de piso	95
3.5.3.8	Modos de vibración	98
3.6	Diseño ACI 318-25 y NEC SE-HM	98
3.6.1	Diseño de columnas	98
3.6.1.1	Limites permisibles para dimensiones geométricas	102
3.6.1.2	Cuantía mínima y máxima que deben cumplir las columnas	103
3.6.1.3	Capacidad nominal a flexión	103
3.6.1.4	Capacidad nominal a corte	106
3.6.2	Diseño de vigas	107
3.6.2.1	Limites permisibles para la dimensión de la viga	109
3.6.2.2	Cuantía mínima y máxima que deben cumplir las vigas	110
3.6.2.3	Capacidad nominal a flexión de la viga	110
3.6.2.4	Capacidad nominal a corte de la viga	111
3.6.3	Diseño de muros	112
3.6.3.1	Parámetros geométricos del muro	115
3.6.3.2	Elementos de borde y refuerzo longitudinal	116
3.6.3.3	Cuantía y distribución del refuerzo del alma	116
3.6.3.4	Resistencia y comportamiento sísmico del muro	117
3.7	Comparaciones entre normativas	117
3.7.1	Cortante basal	117
3.7.2	Periodos de vibración	118
3.7.3	Derivas máximas de piso	119
3.7.4	Desplazamientos	120
3.7.5	Peso del acero de los elementos	121
3.7.6	Volumen de hormigón de los elementos	121
3.7.7	Costos estructurales	121
CONCLUSIONES		122
RECOMENDACIONES		125
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		126
ANEXOS		A1
ANEXO A: COSTO DEL ACERO OBTENIDO DE INSUCONS		A1
ANEXO A: COSTO DEL HORMIGÓN OBTENIDO DE INSUCONS		A2

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Comparación de aspectos generales entre la NEC SE-DS y la ASCE	11
Tabla 2. Valores del factor z en función de la zona sísmica adoptada	32
Tabla 3. Clasificación de zonas sísmicas en función de los parámetros S_s y S_1	33
Tabla 4. Comparación entre los tipos de perfiles de suelo	33
Tabla 5. Coeficientes C_t y α para el tipo de estructura NEC SE-DS.....	36
Tabla 6. Coeficientes C_t y α para el tipo de estructuras ASCE 7-22	38
Tabla 7. Valores de C_u	38
Tabla 8. Comparación de la NEC SE-DS vs ASCE 7-22	39
Tabla 9. ΔM máxima según el tipo de estructura	40
Tabla 10. ΔM máxima según el tipo de estructura	40
Tabla 11. Combinaciones de carga	45
Tabla 12. Tipos de sistema estructural.....	48
Tabla 13. Combinaciones de carga del ACI 318-25	51
Tabla 14. Características de la losa.....	60
Tabla 15. Volumen y peso de la losa	61
Tabla 16. Cálculo de carga muerta (Cm).....	62
Tabla 17. Características	64
Tabla 18. Parámetros sísmicos.....	69
Tabla 19. Detalles sísmicos de la zona de California.....	69
Tabla 20. Parámetros sísmicos	70
Tabla 21. Resultados del periodo de vibración en ETABS v21	84
Tabla 22. Resultados del desplazamiento por piso en ETABS.....	85
Tabla 23. Resultados de derivas de piso.....	86
Tabla 24. Resultados de los modos de vibración calculados en ETABS v21	87
Tabla 25. Combinaciones de Carga de Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD)	90
Tabla 26. Resultado del periodo de vibración en ETABS v21	94
Tabla 27. Resultados del desplazamiento por piso en ETABS.....	94
Tabla 28. Resultados de los modos de vibración calculados en ETABS v21	98
Tabla 29. Comparación del diseño de columnas entre NEC SE-DS y ACI 318-25.....	100
Tabla 30. Comparación del diseño de viga entre NEC SE-DS y ACI 318-25.....	108
Tabla 31. Comparación del diseño de muros entre NEC SE-DS y ACI 318-25.....	113
Tabla 32. Comparación del cortante basal NEC SE-DS frente a ASCE 7-22.....	117
Tabla 33. Comparación del Periodo de vibración NEC SE-DS frente a ASCE 7-22	118
Tabla 34. Comparación de las derivas máximas de piso NEC SE-DS frente a ASCE 7-22	119
Tabla 35. Comparación de los desplazamientos NEC SE-DS frente a ASCE 7-22	120
Tabla 36. Comparación del peso calculado con el diseño de ambas normativas.....	121
Tabla 37. Comparación del volumen de hormigón calculado con el diseño de ambas normativas	121
Tabla 38. Comparación del costo estructural calculado con el diseño de la NEC SE-HM Y ACI 318-25	121

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ilustración de la zonificación sísmica del Ecuador	32
Figura 2. Espectro elástico NEC SE-DS	43
Figura 3. Espectro de diseño ASCE 7 -22	43
Figura 4. Vista en planta del edificio	56
Figura 5. Vista en elevación	57
Figura 6. Vista en planta del edificio	58
Figura 7. Sección transversal de la losa nervada unidireccional	59
Figura 8. Área tributaria de la columna más cargada	63
Figura 9. Espectro de respuesta NEC-15	70
Figura 10. Espectro de diseño ASCE 7-22	71
Figura 11. Dimensiones del edificio en ETABS v21	74
Figura 12. Definición del Hormigón en ETABS v21	75
Figura 13. Definición del acero en ETABS v21	75
Figura 14. Definición de las columnas en ETABS v21.....	76
Figura 15. Colocación de varillas en las columnas en ETABS v21.....	76
Figura 16. Definición de vigas en ETABS v21	77
Figura 17. Definición del Top Bars.....	77
Figura 18. Definición de Losa en ETABS v21	78
Figura 19. Definición de muros de corte en ETABS v21	79
Figura 20. Definición de cargas en ETABS v21	79
Figura 21. Definición de sismo estático en ETABS v21.....	80
Figura 22. Definición de casos de cargas en ETABS v21.....	80
Figura 23. Definición de carga dinámica en el sentido “x” en ETABS.....	81
Figura 24. Definición de combinaciones de cargas en ETABS	81
Figura 25. Definición del espectro de respuesta NEC-15 en ETABS	82
Figura 26. Resultados del cortante basal estático en el eje “x” en ETABS	82
Figura 27. Resultados del cortante basal estático en el eje “y” en ETABS	83
Figura 28. Resultados del cortante basal dinámico en el eje “x” en ETABS	83
Figura 29. Resultados del cortante basal dinámico en el eje “y” en ETABS	84
Figura 30. Desplazamiento máximo por piso en ETABS v21	85
Figura 31. Resultado de la deriva máxima de piso en el eje “x” en ETABS v21	86
Figura 32. Resultado de la deriva máxima de piso en el eje “y” en ETABS v21	87
Figura 33. Definición de columnas en ETABS v21	89
Figura 34. Definición de vigas en ETABS v21	89
Figura 35. Definición de Losas en ETABS v21	90
Figura 36. Configuración de parámetros sísmicos en ETABS v21.....	91
Figura 37. Configuración de parámetros sísmicos en ETABS v21.....	91
Figura 38. Resultados del cortante basal estático en el eje “x” en ETABS v21.....	92
Figura 39. Resultados del cortante basal dinámico en el eje “y” en ETABS v21.....	92
Figura 40. Resultados del cortante basal dinámico en el eje “x” en ETABS v21.....	93
Figura 41. Resultados del cortante basal dinámico en el eje “y” en ETABS v21.....	93
Figura 42. Resultados de los desplazamientos por piso en ETABS v21	95
Figura 43. Resultado de la deriva máxima por piso en el eje “x” en ETABS v21.....	96
Figura 44. Resultado de la deriva máxima por piso en el eje “y” en ETABS	96

Figura 45. Resultado de la deriva máxima por piso del sismo dinámico en el eje “x” en ETABS v21	97
Figura 46. Resultado de la deriva máxima por piso del sismo dinámico en el eje “y” en ETABS v21	97
Figura 47. Diagrama de Fuerza Axial (Pu) en ETABS v21.....	98
Figura 48. Diagrama de momentos en las columnas en ETABS v21.....	99
Figura 49. Diagrama de Corte (V) de columnas en ETABS v21	100
Figura 50. Detalle del armado de columna NEC SE-HM.....	101
Figura 51. Detalle del armado de columna ACI 318-25	102
Figura 52. Diagrama de Interacción de columnas	104
Figura 53. Diagrama de momentos de vigas en ETABS v21	107
Figura 54. Momento máximo y mínimo de la viga a diseñar	107
Figura 55. Detalle del armado de viga NEC SE-HM	109
Figura 56. Detalle del armado de viga ACI 318-25.....	109
Figura 57. Diagrama de fuerza axial del muro en ETABS v21.....	112
Figura 58. Diagrama de momentos del muro en ETABS v21.....	112
Figura 60. Diagrama de interacción de Muros estructurales.....	113
Figura 61. Detalle del armado de muro estructural NEC SE-HM.....	114
Figura 62. Detalle del muro estructural ACI 318-25	115

RESUMEN

El presente trabajo se centra en el estudio comparativo de los principios de diseño estructural que pueden aplicarse a construcciones de hormigón armado de tamaño medio, ubicadas en áreas con alta actividad sísmica, particularmente en la ciudad de Quito. Con el objetivo de analizar su eficiencia económica y coherencia técnica, la investigación compara las regulaciones nacionales de Ecuador con los estándares internacionales.

El objetivo general es realizar un análisis comparativo del diseño estructural de una edificación de hormigón armado de 6 pisos en la ciudad de Quito, con base en las normativas NEC (SE-DS y SE-HM), ASCE 7-22 y ACI 318-25, y determinar cuál de ellas ofrece la alternativa de diseño más económica manteniendo niveles adecuados de seguridad estructural.

La metodología se basa en la modelación tridimensional de una construcción estándar a través del software ETABS, comparando las fuerzas obtenidas con el ASCE 7-22 y NEC 2015, además de las combinaciones de carga definidas por cada reglamento. Se obtienen y se comparan indicadores técnicos, como la rigidez lateral, las derivas de pisos, las cantidades de refuerzo y el empleo total de materiales.

PALABRAS CLAVE: Diseño estructural, Hormigón armado, NEC SE-DS, NEC SE-HM, ACI 318-25 / ASCE 7-22, Software ETABS.

ABSTRACT

This paper focuses on a comparative study of structural design principles applicable to medium-sized reinforced concrete buildings located in areas with high seismic activity, particularly in the city of Quito. To analyze their economic efficiency and technical consistency, the research compares Ecuadorian national regulations with international standards.

The overall objective is to conduct a comparative analysis of the structural design of a six-story reinforced concrete building in Quito, based on the NEC (SE-DS and SE-HM), ASCE 7-22, and ACI 318-25 standards, and to determine which offers the most economical design alternative while maintaining adequate levels of structural safety.

The methodology is based on the three-dimensional modeling of a standard building using ETABS software, comparing the forces obtained with those from ASCE-22 and NEC 2015, as well as the load combinations defined by each code. Technical indicators such as lateral stiffness, story drifts, reinforcement quantities, and total material usage are also compared.

KEYWORDS: Structural design, Reinforced concrete, NEC SE-DS, NEC SE-HM, ACI 318-25 / ASCE 7-22, ETABS software.

CAPÍTULO 1

1.1 Introducción

El diseño estructural de edificios en zonas con alta sismicidad es un desafío técnico que requiere la aplicación de normas y metodologías establecidas. En este marco, la investigación en cuestión se centra en comparar el análisis y diseño estructural de un edificio de altura media que ha sido diseñado con hormigón armado. Para esto, utiliza tres regulaciones de referencia: la NEC-15, que es la norma ecuatoriana en materia de construcción; se contrastará la NEC SE-DS con la ASCE 7-22 y la NEC SE-HM con el ACI 318-25, en su versión más actualizada. El propósito del estudio es determinar las discrepancias en cuanto a técnica, metodología y desempeño estructural que se presentan al elaborar un modelo estructural idéntico de acuerdo con cada normativa.

La investigación es llevada a cabo con el propósito de determinar cuán eficiente es cada reglamento desde la perspectiva sísmica, considerando los rasgos geológicos y sísmicos de Quito. Este análisis es importante porque las exigencias de rigidez lateral, derivas de pisos y refuerzo pueden variar significativamente, y son elementos cruciales para garantizar la estabilidad y el comportamiento de los edificios en Ecuador. Además, los hallazgos permitirán ofrecer criterios que ayuden a la actualización de la normativa nacional en el futuro.

El estudio abarca la modelización computarizada de una edificación de seis niveles, la determinación de cargas sísmicas y gravitacionales equivalentes, la aplicación de combinaciones de carga específicas para cada reglamentación. Además, se comparará el comportamiento estructural a través del análisis de derivas de piso, desplazamientos globales y fuerzas internas en los componentes estructurales. En última instancia, se realizará una evaluación del diseño adquirido en términos de secciones, cantidades de refuerzo y cantidad de acero, lo cual facilitará la identificación de la opción más eficaz desde una perspectiva estructural y económica.

Este enfoque metodológico facilitará un examen meticuloso del comportamiento estructural y de la utilización de materiales, proporcionando una visión precisa de las consecuencias prácticas de cada normativa.

1.2 Antecedentes

El Ecuador se sitúa en una región de elevada amenaza sísmica, resultado de la interacción entre las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana, una interacción que ha originado eventos sísmicos de gran envergadura que han tenido un impacto significativo

en las estructuras arquitectónicas (Aguiar, 2008). Dentro de este contexto, el diseño estructural sismorresistente adquiere una relevancia crucial, dado que representa un componente esencial para asegurar la seguridad de las edificaciones y la salvaguarda de la vida humana. Un caso ilustrativo de esta problemática es el sismo registrado el 16 de abril de 2016 en la provincia de Manabí, con una magnitud de 7.8 Mw. Este evento evidenció deficiencias en el diseño, detallado y ejecución de estructuras, junto con la infracción de las regulaciones en vigor, resultando en significativas pérdidas materiales y humanas (Aguiar, 2008). Este suceso subraya la imperiosa necesidad de robustecer los criterios de diseño estructural a través de la implementación apropiada de técnicas normativas contemporáneas que favorezcan la optimización del rendimiento sísmico de las construcciones.

En el ámbito académico y profesional, se han desarrollado diversas investigaciones enfocadas en la comparación de normativas estructurales, con el propósito de identificar diferencias en la respuesta sísmica y en el dimensionamiento de los elementos estructurales. Entre estos estudios, se destacan investigaciones previas que han comparado el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC-2000) con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), evidenciando cambios significativos en la estimación de la demanda sísmica, particularmente en el incremento del cortante basal debido a la actualización de los espectros de diseño y la incorporación de parámetros más representativos del peligro sísmico. Asimismo, se observaron diferencias en los requisitos de detallado estructural y en las cuantías mínimas de refuerzo, lo que se traduce en estructuras con mayor capacidad de disipación de energía, pero también en un incremento del consumo de materiales (Arciniegas & Suárez, 2016).

En un sentido análogo, diversas investigaciones han examinado la NEC-15 en comparación con regulaciones internacionales como la ASCE 7-10, detectando cambios significativos en la definición del espectro de diseño, en los factores de reducción de respuesta (R) y en los criterios de combinación de cargas. Estas discrepancias originan variaciones en parámetros fundamentales como el cortante basal, las derivas de entrepiso y la distribución de las fuerzas sísmicas a lo largo de la altura de la estructura. Se ha constatado particularmente que la ASCE tiende a ofrecer una caracterización más exhaustiva del riesgo sísmico y de los efectos de sitio, lo que puede resultar en demandas sísmicas superiores o más realistas en comparación con la NEC, en función del tipo de suelo y del período estructural (Jaramillo & Rocha, 2013). Sin embargo, estas investigaciones presentan restricciones, dado que no toman en cuenta las versiones más

recientes de las regulaciones ni integran métodos de análisis más sofisticados, como el análisis dinámico modal espectral, lo que limita la comprensión holística del comportamiento estructural.

Una investigación de relevancia es el estudio de Andino y Lema (2022), quienes llevaron a cabo un análisis comparativo del diseño estructural de una edificación construida sobre cinco niveles de hormigón armado, empleando la Norma Nacional de Construcción (NEC-2015), la Norma Nacional de Seguridad y Salud en Colombia (NSR-10) y la norma peruana E.030. Su labor resulta particularmente valiosa dado que contrasta criterios de análisis sísmicos tales como espectros de respuesta, cortante basal, derivas de piso, periodos de vibración, inercias agrietadas y niveles de rendimiento. Los investigadores detectaron que las variaciones entre las normativas alteran de manera directa la respuesta estructural, dado que alteran tanto la morfología del espectro como la demanda sísmica y la rigidez efectiva del modelo.

Adicionalmente, llegaron a la conclusión de que la normativa peruana, al establecer un límite de deriva más riguroso, conduce a elementos de mayor tamaño, mientras que la norma NSR-10 exhibió un rendimiento global superior en el análisis no lineal en comparación con la NEC-15 y la E.030. Este hecho reviste importancia dado que evidencia que la elección de la norma de análisis sísmico incide en el rendimiento estructural, en la dimensión de los elementos y en la susceptibilidad sísmica final de la construcción. (Andino & Lema, 2022, pp. 373-375, 432-434)

Un estudio valioso es el realizado por Banshuy y Guamunshi (2024), quienes establecieron una comparación entre la NEC-15 y el ACI 318-19 para el diseño de muros a corte en una edificación modelada en ETABS. A pesar de que este estudio no establece un contraste entre dos normativas de análisis sísmico, proporciona pruebas técnicas sobre cómo los criterios normativos de rigidez agrietada y detallada modifican la respuesta estructural. Los autores constataron que, al aplicar las inercias agrietadas del ACI 318-19 más reducidas que las de la NEC-15, el modelo exhibió una rigidez reducida y desplazamientos y derivas incrementados, además de un incremento en los desplazamientos y derivas. Respecto a la demanda de acero de reforzamiento. Además, llegaron a la conclusión de que el ACI 318-19 integra controles más rigurosos para los elementos de borde y para la concepción de muros estructurales, mientras que la NEC-15 exhibe lineamientos más restringidos en ciertos aspectos de detallado y confinamiento (Banshuy & Guamunshi, 2024, pp. 50, 73–74).

Cubillos (2021) realizó una comparativa entre el ACI 318S-19 y la NSR-10 en relación con el diseño estructural de un edificio porticado de hormigón armado. Su contribución primordial se centra en evidenciar que las modificaciones normativas en los criterios de diseño y en las características de los materiales pueden alterar la cuantía de acero, la longitud de desarrollo y la resistencia de los elementos, incluso cuando las secciones globales no experimenten alteraciones significativas. Adicionalmente, el autor expone que en la Norma NSR-10, las fuerzas sísmicas de diseño se disminuyen a través del coeficiente de disipación de energía R , y posteriormente se integran en las combinaciones de carga. Este hecho proporciona un precedente valioso para respaldar teóricamente la correlación entre la reducción de fuerzas sísmicas, las combinaciones de carga y el diseño estructural (Cubillos, 2021, pp. 39, 40, 50, 51 y 198–200).

En última instancia, el trabajo de Abril et al. (2023) proporciona una perspectiva técnico-económica aplicada a pórticos especiales de hormigón armado y acero estructural, empleando la Norma Europea de Construcción (NEC) SE-DS 2015 en conjunto con las normas ACI 318-19, AISC 341-16 y AISC 360-22. Aunque su objetivo principal fue comparar costos entre sistemas estructurales, el estudio es útil como antecedente porque desarrolla la validación sísmica mediante análisis modal espectral, control de derivas, verificación del cortante basal y uso del factor de respuesta estructural R . Los autores señalan que las derivas de los arquetipos analizados permanecieron por debajo del límite normativo y que la calibración entre el cortante basal y el análisis espectral fue un criterio esencial para validar los modelos.

Esta investigación enfatiza el postulado de que la comparación entre normativas no debe restringirse al diseño de los elementos, sino que debe integrar también la evaluación de la demanda sísmica, el espectro de diseño y la comprobación exhaustiva del comportamiento estructural (Abril et al., 2023, pp. 7458–7463, 7483).

En el presente escenario, se propone llevar a cabo un análisis comparativo del diseño estructural de una construcción de hormigón armado de seis niveles, utilizando herramientas computacionales. Este análisis contempla tanto la demanda sísmica como la respuesta estructural y el consumo de materiales. Este enfoque permitirá evaluar no solo el desempeño estructural bajo cada normativa, sino también sus implicaciones económicas, aportando criterios técnicos que faciliten la selección de la alternativa de diseño más eficiente y adecuada para el contexto ecuatoriano.

1.3 Planteamiento del problema

En Ecuador, el diseño estructural de edificaciones se fundamenta principalmente en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), la cual fue publicada en el año 2015. No obstante, han transcurrido diez años sin que esta normativa haya experimentado una actualización integral. En contraste, en otros países, los códigos estructurales, tales como el ACI 318-25 en Estados Unidos y el ASCE 7-22, han integrado avances recientes en investigación, materiales y criterios de diseño. La discrepancia en la actualización genera incertidumbres respecto a la vigencia y eficacia de la NEC 2015 en comparación con otras normativas internacionales.

Asimismo, es fundamental tener en cuenta que cada normativa se ajusta a la realidad geográfica y sísmica de la región en la que fue emitida. En Ecuador, la presencia de la cordillera de los Andes, la elevada actividad sísmica, la cercanía a la zona de subducción y la diversidad de los suelos requieren la implementación de normativas de diseño que se ajusten a estas condiciones específicas. En contraste, el ACI 318-25 y la ASCE 7-22 reflejan la experiencia de América del Norte, donde las amenazas sísmicas, los tipos de suelo y la geografía presentan características diferentes. Esto implica que las soluciones eficientes en un contexto determinado no necesariamente lo son en otro, lo que hace pertinente realizar un análisis comparativo.

La relevancia de disponer de diseños confiables se manifestó durante el terremoto del 16 de abril de 2016, que impactó principalmente a las provincias de Manabí y Esmeraldas. En dicho evento, diversas edificaciones de concreto armado colapsaron o experimentaron daños significativos, lo que generó interrogantes sobre la adecuada aplicación de la normativa nacional y la necesidad de reevaluar sus criterios en comparación con estándares internacionales en materia de seguridad estructural y desempeño sísmico.

De este hecho se deriva la necesidad de llevar a cabo una comparación entre las normativas internacionales, como el ACI 318-25 y la ASCE 7-22, en relación con la NEC SE-DS y la NEC SE-HM. Este tipo de análisis no solo permite identificar las ventajas y limitaciones de cada normativa, sino que también proporciona elementos para la reflexión académica y profesional sobre la actualización de la NEC SE-DS y NEC SE-HM. Su finalidad es asegurar que el diseño estructural en Ecuador se ajuste de manera más efectiva a su realidad estructural y a los estándares de seguridad.

1.4 Objetivo general

Realizar el análisis comparativo del diseño estructural de una edificación de hormigón armado de 6 pisos en la ciudad de Quito con base a la normativa NEC SE-DS y NEC SE-HM frente al ACI 318-25 y ASCE 7-22, y determinar cuál ofrece la alternativa de diseño más económica.

1.5 Objetivos específicos

- Analizar los parámetros y limitaciones de análisis y diseño sísmico de las normativas NEC SE-DS vs ASCE 7-22 y la NEC SE-HM vs el ACI 318-25.
- Modelar una edificación en concreto armado de 6 pisos en la ciudad de Quito aplicando cada normativa seleccionada.
- Realizar una comparación de cortante basal, derivas de piso, cantidades de refuerzo entre las normativas NEC SE-DS y ASCE 7-22, NEC SE-HM y ACI 318-25.
- Determinar qué normativa ofrece la alternativa de diseño más económica para la ciudad de Quito.

1.6 Justificación

1.6.1 Justificación teórica

La presente investigación se justifica desde el punto de vista teórico en la necesidad de fortalecer el conocimiento en el ámbito del diseño estructural sismorresistente, mediante el análisis comparativo de normativas vigentes aplicables a edificaciones de hormigón armado. En particular, se aborda la comparación entre las normativas NEC SE-DS y ASCE 7-22 con respecto al análisis sísmico mientras que la NEC SE-HM y ACI 318-25 con respecto al hormigón armado, con el propósito de identificar diferencias en los criterios de análisis y diseño estructural.

La diferencia entre las normativas plantea preguntas acerca de la validez técnica de la NEC SE-DS y NEC SE-HM en relación con el modelamiento lineal y la resistencia a flexión y corte. En este contexto, la presente investigación busca comparar los criterios normativos y estructurales entre las tres normativas, identificando sus implicaciones sobre la seguridad, ductilidad y eficiencia en una edificación de seis pisos ubicados en la ciudad de Quito.

1.6.2 Justificación metodológica

El proyecto adopta un enfoque comparativo-teórico, empleando un modelo estructural uniforme de seis pisos de concreto armado para los tres casos, el cual será analizado de acuerdo con los parámetros establecidos en cada código correspondiente. La simulación y el cálculo se llevarán a cabo utilizando software especializado en análisis estructural. ETABS permitirá obtener valores precisos de esfuerzos, desplazamientos, cantidades de refuerzo y materiales empleados.

A través del programa ETABS, se obtendrán parámetros cuantitativos que permitirán la evaluación de diversas normativas, tales como la rigidez lateral, el índice de ductilidad y la relación carga-resistencia, entre otros. El enfoque adoptado se fundamenta en la necesidad de validar la eficiencia y la seguridad de cada norma a través de datos verificables, lo que garantiza la objetividad en los resultados. Adicionalmente, la metodología incluye un análisis comparativo de los costos de construcción, con el propósito de evaluar la influencia de cada normativa en la eficiencia económica del diseño estructural. Con el propósito de ello, se establecerán las cantidades de los materiales principales, incluyendo el volumen de hormigón y la cantidad de acero de refuerzo, las cuales serán obtenidas a partir de los resultados del modelado en el software ETABS.

Posteriormente, estas cantidades se asociarán con precios unitarios de referencia del mercado ecuatoriano, lo que permitirá estimar el costo estructural correspondiente a cada normativa. Este análisis permitirá realizar una comparación de las variaciones en el consumo de materiales y su impacto económico, estableciendo las diferencias porcentuales entre los escenarios evaluados. De este modo, la metodología no solo evalúa el desempeño estructural, sino que también se enfoca en la optimización del diseño en términos de costos, lo cual es esencial para la toma de decisiones en proyectos de ingeniería en el contexto nacional.

1.7 Delimitación

1.7.1 Delimitación temporal

La investigación se llevará a cabo durante el periodo académico dividido en dos periodos, con un tiempo estimado de entrega de diez meses, en el cual se realizará la modelación, el análisis y diseño estructural, la comparación de resultados y la elaboración del documento final.

1.7.2 Delimitación geográfica

El estudio se llevará a cabo en la ciudad de Quito - Ecuador, zona caracterizada por su ubicación en la cordillera de los Andes, alta sismicidad y diversidad de suelos de origen volcánico, dado que el estudio se realizará con las condiciones de Quito con un perfil de suelo tipo D, y con un nivel de peligro sísmico alto, correspondiente a un valor del factor $Z = 0.4$.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

2.1 Estado del arte

El desarrollo de normativas para el diseño estructural en edificaciones de hormigón armado ha surgido por la necesidad de garantizar la seguridad ante los sismos, así como la durabilidad y la rentabilidad económica de las obras. La NEC SE-DS y la NEC SE-HM (Ecuador), el ACI 318-25 (EE. UU.) y la ASCE 7-22 (EE. UU.) son las tres normativas que se analizan, cada una de las cuales representa distintas corrientes filosóficas y técnicas en el campo de la ingeniería estructural.

2.1.1 Evolución y filosofía de las normativas

Una de las referencias internacionales más empleadas es el ACI 318-25, publicado por el Instituto Americano del Concreto. El ACI 318-25, en su versión de 2025, reestructuró totalmente su organización en capítulos según el tipo de elementos, implementó la idea de desempeño basado en niveles y optimizó los criterios para diseñar sísmicamente estructuras con elevada ductilidad. Esta versión incluye nuevos estándares para hormigones de alta resistencia (> 70 MPa), así como secciones enfocadas en elementos prefabricados, concreto presforzado y los impactos de la carga lateral provocada por el viento y terremotos (American Concrete Institute, 2025).

La norma ASCE 7-22 establece los criterios mínimos de cargas y acciones que deben ser considerados en el diseño estructural. Esto incluye cargas muertas, cargas vivas, cargas de viento, cargas sísmicas, cargas térmicas y otras acciones excepcionales. Esta normativa se basa en un enfoque probabilístico del riesgo, empleando mapas de amenaza sísmica actualizados, espectros de diseño específicos para cada sitio y factores de modificación de la respuesta estructural. La norma ASCE 7-22 presenta mejoras sustanciales en comparación con versiones anteriores, tales como la actualización de los parámetros sísmicos, el abordaje del comportamiento no lineal y una clasificación más detallada de los sistemas estructurales en función de su capacidad para disipar energía (American Society of Civil Engineers, 2022).

2.1.2 Estudios comparativos previos

En el ámbito de la ingeniería estructural, se han realizado diversos estudios que comparan normativas de diseño sismorresistente con el objetivo de identificar diferencias en el comportamiento estructural, los criterios de diseño y el consumo de materiales. Las investigaciones realizadas han demostrado de manera clara cómo las características

específicas de cada reglamento afectan de manera directa la respuesta sísmica de las edificaciones, así como su rendimiento global ante eventos sísmicos.

Uno de los estudios más significativos en el contexto ecuatoriano es el llevado a cabo por Arciniegas y Suárez (2016), quienes realizaron una comparación entre el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC-2000) y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), aplicadas a edificaciones de hormigón armado. Los autores llevaron a cabo un análisis del comportamiento estructural y del impacto económico de ambas normativas, llegando a la conclusión de que la NEC-15 establece criterios más rigurosos en lo que respecta a la seguridad sísmica. Esto se traduce en un aumento en las cantidades de refuerzo, así como en una mejora considerable en la capacidad de disipación de energía.

De manera análoga, Jaramillo y Rocha (2013) llevaron a cabo un estudio comparativo entre la normativa ecuatoriana NEC y la ASCE 7-10, utilizando análisis estáticos lineales para evaluar el comportamiento de estructuras de hormigón armado. Los resultados evidenciaron diferencias significativas en parámetros tales como el cortante basal, las derivas de piso y la distribución de fuerzas sísmicas. Se destaca que la normativa estadounidense tiende a generar demandas sísmicas diferentes, debido a la manera en que define el espectro de diseño y los factores de reducción de respuesta.

En el contexto internacional, investigaciones recientes han ampliado el análisis comparativo al incluir normativas contemporáneas y enfoques avanzados de evaluación estructural. Torres y Ramírez (2023) llevaron a cabo un análisis del comportamiento sísmico de edificaciones diseñadas de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y el American Concrete Institute (ACI). Este estudio evidenció variaciones en los criterios de diseño de los elementos estructurales, especialmente en lo que respecta a la resistencia a flexión y corte, así como en los requisitos de detallado sísmico. Estos estudios subrayan la relevancia de tener en cuenta no solo la seguridad estructural, sino también la eficiencia en la utilización de materiales.

Adicionalmente, investigaciones fundamentadas en metodologías de desempeño, tales como las presentadas por Baker et al. (2024) en el contexto del FEMA P-58, han introducido enfoques más integrales para la evaluación del comportamiento sísmico. Estos enfoques consideran no solo la respuesta estructural, sino también las pérdidas económicas y la funcionalidad posterior a un evento sísmico. Este tipo de análisis constituye una evolución en la metodología de evaluación de estructuras; sin embargo, su aplicación sigue siendo restringida en normativas tradicionales como la NEC. A pesar de las contribuciones de estos estudios, se han identificado ciertas limitaciones.

En primer lugar, muchos de ellos se fundamentan en versiones anteriores de las normativas, lo que limita su aplicabilidad en el contexto actual. En segundo lugar, ciertos análisis se limitan a métodos estáticos lineales, sin tener en cuenta procedimientos más avanzados, como el análisis dinámico modal espectral. En conclusión, se observa una integración limitada entre el análisis estructural y la evaluación económica, lo cual es fundamental para la toma de decisiones en proyectos reales.

En este contexto, la presente investigación tiene como objetivo contribuir a la literatura existente a través de un análisis comparativo actualizado entre la Norma de Edificación de Colombia (NEC) en sus versiones SE-DS y SE-HM, la ASCE 7-22 y el ACI 318-25. Este análisis incluirá la utilización de herramientas computacionales y criterios de evaluación que abordan tanto aspectos estructurales como económicos. De este modo, se busca proporcionar una perspectiva integral que facilite la identificación de la normativa más eficiente y apropiada para el diseño de edificaciones de hormigón armado en la ciudad de Quito.

Tabla 1. Comparación de aspectos generales entre la NEC SE-DS y la ASCE

Aspectos	NEC SE-DS	ASCE 7-22	Resolución
Enfoque general	Se basa principalmente en diseño sísmico por fuerzas, con el DBF como método de referencia y posibilidad de usar métodos dinámicos y otros avanzados.	Define criterios sísmicos mediante procedimientos equivalentes, modales y específicos del sitio, con fuerte base probabilística. Los capítulos sísmicos clave son 11, 12, 20, 21 y 22.	Cambia la forma de obtener la demanda sísmica inicial.
Peligro sísmico	Usa zonificación sísmica nacional y factor Z según ubicación; para ciudades de alta amenaza puede	Usa parámetros espectrales del sitio como S_s , S_1 , SMS , $SM1$, SDS y $SD1$, además de mapas y hazard tool.	ASCE suele ofrecer una caracterización más fina del peligro sísmico.

		llegar a valores altos.		
Clasificación del suelo		Clasifica perfiles de suelo en tipos A, B, C, D, E y F.	También clasifica el sitio para diseño sísmico en el capítulo 20, afectando directamente los parámetros espectrales.	Puede producir diferencias en espectro, cortante basal y derivas.
Filosofía de reducción sísmica		Reduce la respuesta elástica mediante el factor R, asociado a ductilidad, sobre resistencia y redundancia.	Usa R , Ω_0 y C_d según el sistema estructural y nivel esperado de comportamiento.	ASCE desagrega más claramente el comportamiento sísmico esperado.
Cortante basal		Lo determina con una expresión que depende de I , $S_a(T_a)$, R , factores de configuración y carga reactiva W .	El cortante basal se deriva de los parámetros del espectro de diseño y del sistema estructural, principalmente a través de los procedimientos del Cap. 12.	Es uno de los resultados que más variará entre ambas normas.
Período estructural		Permite estimarlo con fórmulas aproximadas o con análisis modal. Incluye coeficientes C_t y α según tipología.	También emplea período aproximado y análisis modal, ligado a la respuesta espectral y al procedimiento adoptado.	Afecta directamente el valor del espectro y del cortante basal.

Método de análisis	El método estático es el mínimo; el dinámico se usa cuando hay irregularidades o necesidad de mayor precisión.	Regula procedimiento por fuerzas equivalentes, análisis modal espectral y otros métodos en estructuras especiales.	Para tu tesis, la comparación lineal entre ambos será esencial.
Derivas	Controla deriva inelástica máxima; para hormigón armado fija un límite de 0.02 de la altura de piso.	Para tu tesis, la comparación lineal entre ambos será esencial.	Es probable que aquí aparezcan diferencias importantes de rigidez y secciones.
Irregularidades	Reconoce la necesidad de procedimientos dinámicos cuando la estructura no es regular.	Regula con más detalle el análisis para estructuras con irregularidades y criterios de modelación.	Puede afectar la exigencia del modelo y la interpretación de resultados.
Resultado práctico esperado	Enfoque adaptado al contexto ecuatoriano y a su zonificación.	Enfoque más detallado y probabilístico del peligro y la respuesta.	Diferencias en espectro, base shear, derivas y economía final.

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

La comparación entre la normativa NEC SE-DS y la ASCE 7-22 evidencia diferencias sustanciales en la forma de estimar la demanda sísmica y en la caracterización del peligro sísmico. Mientras la NEC se basa en una zonificación sísmica nacional simplificada mediante el uso del factor Z, la ASCE 7-22 incorpora un enfoque más detallado a través de parámetros espectrales específicos del sitio, lo que permite una representación más precisa de la amenaza sísmica. Asimismo, existen variaciones en los factores de reducción de respuesta, en los procedimientos de análisis y en los criterios de control de derivas, lo cual influye directamente en los valores de cortante basal, desplazamientos y

distribución de fuerzas sísmicas. Estas diferencias metodológicas serán determinantes en la evaluación comparativa del comportamiento estructural, ya que condicionan tanto la rigidez como la respuesta global de la edificación analizada.

Tabla 2. Tabla comparativa entre la NEC SE-HM vs ACI 318-25

Aspecto	NEC SE-HM	ACI 318-25	Resolución
Alcance	Regula el diseño de estructuras de hormigón armado dentro del contexto ecuatoriano.	Establece requisitos mínimos para materiales, diseño, detallado, resistencia, servicio y durabilidad del concreto estructural.	ACI es más amplio y detallado en varios apartados técnicos.
Filosofía de diseño	Sigue un esquema afín al diseño por resistencia y al diseño sísmico de la NEC.	Se apoya en diseño por resistencia, factores de carga y reducción ϕ , además de criterios de servicio y durabilidad.	Ambos son comparables, pero ACI presenta mayor sistematización.
Diseño a flexión y corte	Define criterios para elementos de hormigón armado acorde al reglamento nacional.	Desarrolla de forma más extensa el diseño de vigas, columnas, corte, torsión y servicio.	Puede generar diferencias en cuantías de refuerzo y verificación de elementos.
Detallado sísmico	Incluye requisitos sísmicos, pero con menor nivel de desagregación que ACI.	Refuerza de manera estricta el detallado en zonas críticas, ductilidad, confinamiento y comportamiento inelástico.	Es probable que ACI exija más acero transversal y mayor confinamiento.

Confinamiento	Regula el confinamiento en elementos de hormigón armado para comportamiento sísmico.	Establece requisitos rigurosos de confinamiento en regiones críticas para evitar fallas frágiles.	Afecta directamente el acero en columnas y nudos.
Longitudes de desarrollo y empalmes	Incluye criterios de anclaje y desarrollo según la norma ecuatoriana.	Desarrolla con mayor precisión la adherencia, desarrollo y empalmes del refuerzo.	Puede modificar cantidades de acero y detalles constructivos.
Durabilidad	Considera criterios básicos de hormigón armado.	Incorpora con mayor amplitud requisitos de durabilidad, retracción, fluencia y desempeño del material.	El ACI puede influir más en el diseño a largo plazo y control de servicio.
Materiales especiales	Enfoque más convencional.	Integra mejores hormigones de alta resistencia, prefabricados y otros avances recientes.	Muestra mayor actualización tecnológica.
Organización normativa	Adaptada al contexto nacional.	Reorganizada por tipo de elementos y con mayor claridad por capítulos en la edición 2025.	Facilita un análisis más detallado de vigas, columnas y nudos.
Resultado práctico esperado	Puede conducir a un diseño más ajustado al contexto local.	Tiende a exigir más control del comportamiento	Puede dar mayor seguridad y mayor consumo de acero.

En cuanto al diseño en hormigón armado, la comparación entre la NEC SE-HM y el ACI 318-25 permite identificar diferencias relevantes en los criterios de dimensionamiento, detallado estructural y control del comportamiento sísmico. Aunque ambas normativas comparten la filosofía de diseño por resistencia, el ACI 318-25 presenta un mayor nivel de desarrollo en aspectos como el confinamiento, las longitudes de desarrollo, el diseño a corte y los requisitos de ductilidad, lo que se traduce en una mayor rigurosidad en el detallado sísmico de los elementos estructurales. Por su parte, la NEC SE-HM se adapta al contexto nacional, pero con menor grado de especificidad en algunos criterios avanzados. Estas diferencias inciden directamente en las cuantías de refuerzo, en el comportamiento inelástico de la estructura y en el consumo de materiales, aspectos clave que serán evaluados en el análisis comparativo para determinar la alternativa de diseño más eficiente y económica.

2.1.3 Enfoques de diseño estructural

Las tres normas difieren en su enfoque de seguridad estructural:

- a) NEC (SD-DS y SE-HM): combina ambos enfoques, manteniendo el esquema LRFD, pero con coeficientes ajustados al riesgo sísmico nacional. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)
- b) ACI 318-25: adopta el método de resistencia última (LRFD) con factores de carga y reducción de resistencia (ϕ), priorizando la ductilidad global del sistema. (American Concrete Institute, 2025)
- c) ASCE 7-22: establece los criterios para la determinación de cargas mínimas y acciones (gravitacionales, sísmicas y de viento) mediante un enfoque de estados límite y confiabilidad, incorporando principios probabilísticos para la evaluación del riesgo estructural. (American Society of Civil Engineers, 2022)

Estas diferencias conllevan cambios en la cantidad de refuerzo, rigidez lateral y derivas máximas que se obtienen para un modelo estructural idéntico. Diversos estudios han evidenciado que las diferencias entre normativas pueden generar variaciones significativas en el consumo de acero, hormigón y en los desplazamientos estructurales.

2.1.4 Consideraciones sísmicas y desempeño

La ASCE 7-22 y el ACI 318-25 incorporan criterios orientados al desempeño sísmico, mediante la definición de niveles de demanda y factores de comportamiento estructural que permiten evaluar la respuesta de la edificación ante diferentes intensidades sísmicas. (American Concrete Institute, 2025; American Society of Civil Engineers, 2022). Por el contrario, la NEC SE-DS y la NEC SE-HM conservan un enfoque de diseño basado en fuerzas equivalentes, sin considerar explícitamente los efectos inelásticos ni la degradación cíclica del material en sus procedimientos de verificación (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015). El diseño por desempeño ofrece ventajas significativas para construcciones ubicadas en zonas de alta amenaza sísmica, como Quito o Esmeraldas, ya que permite controlar el daño estructural y no estructural en función del nivel de ocupación. Esta diferencia conceptual sustenta el análisis comparativo de las tres normativas mediante la aplicación de un modelo estructural común.

2.1.5 Materiales, durabilidad y sostenibilidad

El ACI 318-25, en concordancia con los criterios de demanda establecidos por la ASCE 7-22, incorpora disposiciones específicas sobre retracción, fluencia y durabilidad del hormigón, así como el uso de fibras estructurales, aditivos y cementos compuestos. Estas disposiciones se orientan hacia una perspectiva de sostenibilidad y de ciclo de vida prolongado de las estructuras.

Por otro lado, la NEC SE-DS y la NEC SE-HM no contempla de manera explícita parámetros relacionados con el reciclaje de materiales o la huella de carbono, aspectos que han sido incorporados progresivamente en normativas internacionales y documentos técnicos posteriores al año 2020 (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015). El estado del arte evidencia que las regulaciones internacionales presentan mayores niveles de actualización en términos tecnológicos y científicos. Si bien la NEC SE-DS y la NEC SE-HM resulta congruente con el contexto ecuatoriano, requiere adecuaciones para alinearse con las tendencias actuales del diseño estructural moderno, particularmente en lo referente a sostenibilidad y durabilidad.

2.1.6 Tendencias actuales en el diseño estructural sismorresistente

En la actualidad, el diseño estructural sismorresistente ha evolucionado desde enfoques tradicionales centrados en la resistencia hacia metodologías que priorizan el desempeño estructural frente a distintos niveles de amenaza sísmica. Este cambio responde a la necesidad de no solo evitar el colapso, sino también de controlar los niveles de daño, garantizar la funcionalidad posterior a un evento sísmico y reducir las pérdidas

económicas asociadas (Federal Emergency Management Agency, 2021). En este contexto, el diseño basado en desempeño ha adquirido relevancia, ya que permite evaluar el comportamiento de las estructuras en función de diferentes estados límite, proporcionando una visión más integral del riesgo sísmico (Baker et al, 2024).

Paralelamente, las normativas modernas han incorporado avances significativos en la determinación de la demanda sísmica y en los criterios de análisis estructural. La ASCE 7-22 introduce mejoras en la definición del espectro de diseño, la caracterización del peligro sísmico y la consideración de efectos de sitio, así como la aplicación de análisis dinámicos en estructuras con irregularidades (American Society of Civil Engineers, 2022). Por su parte, el ACI 318-25 refuerza los requisitos de diseño de elementos estructurales mediante criterios más estrictos de ductilidad, confinamiento y detallado sísmico, con el objetivo de promover mecanismos de disipación de energía y evitar fallas frágiles (American Concrete Institute, 2025).

En el contexto ecuatoriano, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) incorpora lineamientos alineados con estándares internacionales en cuanto al diseño sismorresistente; sin embargo, aún presenta oportunidades de mejora en la integración de metodologías avanzadas como el diseño basado en desempeño (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015). En conjunto, estas tendencias reflejan una evolución hacia enfoques de diseño más integrales, lo que refuerza la importancia de realizar análisis comparativos entre normativas actuales para evaluar su aplicabilidad y eficiencia.

2.2 Marco conceptual científico

El análisis estructural de una edificación de 6 pisos en hormigón armado se fundamenta en los principios de la resistencia de materiales, la mecánica estructural y la teoría de la elasticidad, los cuales permiten comprender el comportamiento de los elementos sometidos con diferentes tipos de carga. Dicho comportamiento se modela mediante ecuaciones de equilibrio y compatibilidad que son la base de los métodos numéricos utilizados en la ingeniería estructural moderna (American Society of Civil Engineers, 2022).

2.2.1 Modelación matemática del sistema estructural

El modelo estructural tridimensional puede representarse mediante la ecuación:

$$[K]\{\Delta\} = \{F\} \quad (1)$$

Donde:

$[K]$ = es la matriz de rigidez global,

$\{\Delta\}$ = el vector de desplazamientos nodales

$\{F\}$ = el vector de fuerzas aplicadas

Este modelo permite analizar las deformaciones de cada elemento estructural, considerando las propiedades mecánicas del hormigón y del acero de refuerzo, las condiciones de borde y los efectos de carga vertical y lateral.

En la práctica, el cálculo se desarrolla mediante el software ETABS el cual permite determinar los esfuerzos internos, desplazamientos, derivadas de piso y cuantías de acero requeridas para cumplir con los criterios de normativas que estamos estudiando (Anil K. Chopra, 2020).

El método de la rigidez constituye la base del análisis estructural moderno y del método de los elementos finitos, se basa en los principios de la mecánica estructural: equilibrio de fuerzas, la compatibilidad de deformaciones y las relaciones constitutivas de los materiales. Desde un punto de vista general las estructuras están consolidadas por 3 elementos: vigas, columnas y losas. Los cuales están unidos con nodos que se diseñan con su respectivo grado de libertad definido.

Para cada elemento se establece parámetros entre fuerzas y desplazamientos mediante su matriz de rigidez local, con sus respectivas propiedades geométricas y mecánicas. Posteriormente estas matrices son analizadas y transformadas en una matriz global que representa el comportamiento del sistema de toda la estructura.

Otro aspecto importante en la modelación matemática es la incorporación de las condiciones de frontera, las cuales representan las restricciones de la estructura, tales como apoyos fijos, articulados o deslizantes. Estas condiciones son muy importantes para restringir ciertos grados de libertad, permitiendo que los desplazamientos nodales sean físicamente correctos.

En este contexto los desplazamientos nodales son los movimientos que experimentan los nodos de una estructura cuando está sometida a cargas, estos movimientos pueden ser:

Traslacionales:

u: desplazamiento en x

v: desplazamiento en y

w: desplazamiento en z

Rotaciones:

θ_x : rotación alrededor de x

θ_y : rotación alrededor de y

θ_z : rotación alrededor de z

El modelo considera las propiedades mecánicas de los materiales, incluyendo el módulo de elasticidad del hormigón y del acero de refuerzo, así como la geometría de los elementos estructurales. Es fundamental que el sistema incorpore directamente estas variables, ya que proporciona una respuesta más precisa ante cargas gravitacionales y laterales, como ocurre en el caso de un sismo.

En la práctica, la implementación del modelo matemático del sistema estructural se lleva a cabo mediante el uso de software especializado denominado "ETABS", el cual integra de manera eficiente todos los componentes del método de rigidez dentro de un entorno de análisis fundamentado en el método de elementos finitos. Este proceso comienza con la definición geométrica de la estructura, en la cual se modelan los elementos estructurales, tales como vigas, columnas, losas y diafragmas. Asimismo, se establecen los nodos que representan los puntos de conexión entre dichos elementos, asignando a cada uno de ellos sus respectivos grados de libertad.

Posteriormente, el software lleva a cabo la discretización del sistema estructural, generando elementos finitos a partir de la geometría previamente definida. Cada elemento se asocia a propiedades mecánicas específicas, tales como el módulo de elasticidad, el área de la sección transversal, el momento de inercia y las características del material que se selecciona previamente en el software. Esto posibilita la formulación automática de las matrices de rigidez locales. Estas matrices son transformadas al sistema de coordenadas global y se ensamblan mediante el programa en una única matriz de rigidez global, la cual representa el comportamiento estructural integral.

Simultáneamente, el usuario establece las condiciones de frontera, las cuales se integran en el modelo a través de la restricción de grados de libertad en los nodos pertinentes, representando apoyos empotrados, articulados o condiciones de base. Esta etapa es fundamental, ya que condiciona de manera directa el tipo de estructura y diseño

que se implementará en el proyecto, así como su comportamiento en la realidad. En lo que respecta a la aplicación de cargas, el programa ETABS facilita la inclusión de diversos tipos de elementos, tales como cargas muertas, cargas vivas y cargas sísmicas.

Estas últimas se definen mediante espectros de diseño de acuerdo con normativas como la NEC-15 y la ASCE 7-22, respectivamente. Asimismo, el software genera de manera automática las combinaciones de carga, basándose en los criterios establecidos por cada normativa, lo cual resulta útil para llevar a cabo comparaciones de criterios entre las diferentes normativas.

Una vez que se han definido estos elementos, el software ETABS procede a resolver el sistema de ecuaciones estructurales, utilizando algoritmos numéricos que permiten determinar los desplazamientos nodales del sistema. A partir de los resultados obtenidos, se procede al cálculo de los esfuerzos internos en cada uno de los elementos estructurales, lo que incluye las fuerzas axiales, las fuerzas cortantes y los momentos flectores. Asimismo, se consideran parámetros globales de desempeño, tales como las derivas de piso.

Igualmente, ETABS ofrece la posibilidad de llevar a cabo dos métodos de análisis estructural: el análisis estático lineal y el análisis dinámico modal espectral. Estos métodos permiten verificar, de acuerdo con la normativa, la validez teórica de los resultados obtenidos.

2.2.2 Factores de carga y resistencia

Las cargas muertas se definen como el peso de todos los materiales de construcción que forman parte de la edificación. Esto incluye, entre otros, muros, pisos, cubiertas, cielos rasos, escaleras, divisiones fijas, acabados y revestimientos, así como el peso de los equipos de servicio fijos, que abarcan grúas y sistemas de manejo de materiales.

Cada normativa establece combinaciones de carga y coeficientes de seguridad propios, que condicionan la respuesta estructural.

- a) NEC (SD-DS y SE-HM): adopta un esquema similar al LRFD, pero con ajustes locales en los coeficientes sísmicos, según la zonificación nacional establecida en el capítulo de Diseño Sismo-Resistente de la norma ecuatoriana.
- b) ACI 318-25: emplea el método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) con combinaciones como:

- c) ASCE 7-22: aplica el método de diseño basado en resistencia (LRFD) para la determinación de combinaciones de carga, incorporando factores de carga que dependen del tipo de acción (muerta, viva, sísmica y de viento) y criterios de confiabilidad estructural acordes al nivel de riesgo de la edificación.

Estas diferencias generan variaciones en las cuantías de refuerzo, rigidez lateral y demandas de desplazamiento, las cuales analizaremos a detalles para sus respectivas comparaciones.

2.2.3 Ductilidad y desempeño sísmico

La ductilidad estructural (μ) se define como la relación entre el desplazamiento último y el desplazamiento de fluencia. Este parámetro representa la capacidad de una estructura para disipar energía sin experimentar colapso durante un evento sísmico.

- a) La NEC (SD-DS y SE-HM) utiliza el factor de reducción de respuesta R para representar la capacidad de disipación de energía en diferentes sistemas estructurales (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).
- b) El ACI 318-25 establece requisitos mínimos de confinamiento en zonas críticas (American Concrete Institute, 2025).
- c) La ASCE 7-22 clasifica los sistemas estructurales según su nivel de ductilidad y de disipación de energía, diferenciando entre sistemas de comportamiento bajo, intermedio y alto (American Society of Civil Engineers, 2022).

Un mayor nivel de ductilidad implica mayor capacidad de deformación sin pérdida significativa de resistencia, lo cual es muy importante para edificios de 6 pisos ubicadas en la ciudad de Quito.

2.2.4 Indicadores de eficiencia estructural

La comparación de normas se basará en parámetros como:

Rigidez lateral efectiva (k_{ef})

Deriva máxima entrepiso (Δh)

Cuantía total de refuerzo (%)

Relación carga-resistencia ($\phi M_n / M_u$)

Consumo total de hormigón y acero (kg/m^2)

Estos indicadores permitirán cuantificar las diferencias de comportamiento estructural y eficiencia económica entre las tres normativas bajo condiciones de carga equivalentes.

La comparación entre diferentes regulaciones de diseño estructural se ha tratado extensamente en la literatura especializada, sobre todo en situaciones donde el comportamiento de los edificios está fuertemente determinado por la amenaza sísmica. Los estudios han evidenciado que las disparidades en los métodos normativos tienen un impacto directo en la flexibilidad lateral, la ductilidad, el desplazamiento entre pisos y el uso de materiales en estructuras de hormigón armado.

La respuesta sísmica de construcciones se ve afectada por varios modelos normativos fundamentados en confiabilidad, y llegaron a la conclusión de que los códigos actuales suelen incorporar criterios probabilísticos y de rendimiento que posibilitan un análisis más realista del riesgo a nivel estructural. Este método se ha ido incluyendo poco a poco en regulaciones como la ASCE 7-22, que renueva mapas de riesgo sísmico y espectros de diseño basados en el lugar (Baker et al., s. f.).

Se llevó a cabo una evaluación de la conexión entre las demandas sísmicas y los niveles de daño estructural en edificios construidos con hormigón armado, evidenciando que la incorporación de criterios de desempeño hace posible regular no solo el colapso, sino también el deterioro funcional. Esto es importante para edificaciones situadas en regiones sísmicas, como es el caso del área andina (Haselton et al., 2012)

Dentro del campo específico del hormigón armado, investigaciones comparativas entre la NEC y el ACI han mostrado diferencias en las demandas de confinamiento, los refuerzos mínimos requeridos y la supervisión de desplazamientos.

En Ecuador, múltiples estudios han demostrado que es necesario revisar y actualizar los criterios de diseño y parámetros sísmicos de la NEC, especialmente después del terremoto de 2016. Este último reveló vulnerabilidades en las construcciones de concreto armado que se diseñaron con versiones previas de la normativa. Sin embargo, hay pocos estudios que incorporan simultáneamente la NEC (SD-DS y SE-HM), el ACI 318-25 y la ASCE 7-22 dentro de un único modelo estructural, con una perspectiva enfocada en la eficiencia económica.

2.2.5 Bases teóricas del diseño estructural en hormigón armado

El objetivo del diseño estructural de construcciones en hormigón armado es asegurar que las estructuras sean capaces de soportar de forma segura y confiable las

acciones a las que estarán expuestas durante su vida útil, como son las cargas gravitacionales, las acciones sísmicas y los impactos ambientales, sin sobrepasar niveles razonables de funcionamiento y desempeño estructurales (American Society of Civil Engineers, 2022). En áreas con alto riesgo sísmico, como Quito, este proceso es especialmente importante porque es necesario controlar no solo el derrumbe de estructuras, sino también el grado de daño y la pérdida de funcionalidad después de un terremoto.

Desde la perspectiva de la mecánica, el comportamiento del hormigón armado se basa en fusionar dos materiales que tienen propiedades complementarias: el acero de refuerzo, que es eficaz al ser estirado, y el hormigón, que aguanta la compresión. Si se asegura una adecuada adherencia y la compatibilidad de deformaciones, la interacción entre los dos posibilita el desarrollo de elementos estructurales que pueden soportar flexión, corte y esfuerzos axiales (Chopra, 2020).

Los fundamentos de la constitución del material, el equilibrio y la compatibilidad son los pilares sobre los que se sostiene el análisis estructural. Estos principios posibilitan la creación de modelos matemáticos que simulan el comportamiento de la estructura cuando se aplican las cargas, por lo general a través de sistemas de ecuaciones matriciales que vinculan desplazamientos y fuerzas (Computers and Structures, 2023). Para las construcciones de pórticos de hormigón armado, la rigidez lateral del sistema y el reparto de esfuerzos entre columnas y vigas tienen un impacto considerable en cómo reaccionan ante movimientos sísmicos.

La ductilidad estructural es un concepto clave en el diseño sísmico moderno; se refiere a la habilidad de una estructura para sufrir deformaciones inelásticas sin que su resistencia disminuya repentinamente (Haselton & Deierlein, 2007). La ductilidad posibilita que la energía se disipe durante un terremoto y previene la aparición de mecanismos vulnerables de fallo. Por esta causa, regulaciones como la ASCE 7-22 categorizan los sistemas estructurales en función de su habilidad para disipar energía, mientras que el ACI 318-25 determina exigencias rigurosas de confinamiento en áreas críticas.

Además, la perspectiva de desempeño está incluida en el diseño estructural moderno. Esta perspectiva evalúa la reacción del edificio ante una variedad de grados de demanda sísmica, lo que posibilita no solamente calcular la seguridad contra el colapso, sino también los niveles anticipados de daño y funcionalidad. Este enfoque ha tenido impacto en la evolución de las normativas internacionales y ha sido impulsado por documentos como FEMA P-58.

2.2.6 Teorías y enfoques normativos del diseño estructural

El diseño estructural contemporáneo se basa en diversas perspectivas teóricas que tienen como objetivo asegurar niveles apropiados de seguridad, funcionalidad y fiabilidad ante las acciones a las que una construcción está expuesta durante su vida útil. Estos métodos han sido gradualmente incluidos en los reglamentos estructurales, lo que ha producido discrepancias conceptuales y metodológicas entre las regulaciones actuales.

Uno de los métodos más comunes es el diseño por resistencia última o LRFD (Load and Resistance Factor Design). En este, se utilizan factores de mayoración de carga y factores de reducción de resistencia para abordar las incertidumbres relacionadas con los modelos de análisis, las propiedades materiales y las acciones (Haselton et al., 2007). El ACI 318-25 y, en una forma modificada, la NEC (SD-DS y SE-HM), utilizan este método. Se enfoca en la ductilidad global del sistema estructural y en el control de mecanismos frágiles de falla.

Por otra parte, la normativa ASCE 7-22 se basa en un enfoque de confiabilidad estructural. En este, las acciones de diseño se establecen mediante análisis probabilísticos del riesgo, los cuales incluyen mapas actualizados sobre la amenaza sísmica, espectros vinculados con el sitio y factores que modifican la respuesta estructural (American Society of Civil Engineers, 2022). Esta perspectiva posibilita que se represente con mayor realismo las exigencias sísmicas y que se evalúe el rendimiento previsto de la estructura bajo diferentes grados de excitación sísmica.

Las diferencias entre estos métodos normativos resultan en cambios de los valores de rigidez lateral, desplazamientos inter-piso, cantidades de refuerzo y grados de ductilidad requeridos, lo que afecta directamente el comportamiento estructural y el costo del diseño. Por lo tanto, resulta crucial comparar la NEC SE-DS, NEC SE-HM, el ACI 318-25 y la ASCE 7-22 para determinar su adecuación técnica y económica en el contexto sísmico de la ciudad de Quito.

2.2.7 Marco normativo: NEC SE-DS, NEC SE-HM, ACI 318-25 Y ASCE 7-22

El diseño estructural de construcciones de hormigón armado se basa en regulaciones técnicas que determinan los estándares mínimos de funcionalidad, seguridad y fiabilidad que las estructuras deben satisfacer ante las diversas acciones a las cuales estarán expuestas durante su vida útil. Tres reglamentos fundamentales son tomados en cuenta en el estudio actual: NEC SE-DS, NEC SE-HM, ACI 318-25 y ASCE 7-22.

En las secciones de Diseño Sismo-Resistente (SE-DS) y Estructuras de Hormigón Armado (SE-HM), la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) determina los estándares que son imprescindibles para el diseño estructural en Ecuador, teniendo en cuenta factores como la zonificación sísmica, el tipo de suelo y los elementos que permiten reducir la respuesta, todos ellos ajustados a las condiciones tectónicas y geográficas del país (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015). La NEC sigue un enfoque fundamentado en fuerzas equivalentes y en el método LRFD, lo que implica adaptar los coeficientes sísmicos a los grados de amenaza local.

El ACI 318-25, por otro lado, establece requisitos para la resistencia, ductilidad, confinamiento, control de fisuras y durabilidad del material a fin de regular en particular el diseño y detallado de elementos de hormigón armado (American Concrete Institute, 2025). Esta reglamentación, para prevenir que se generen mecanismos frágiles de fallo bajo condiciones sísmicas severas, establece requisitos estrictos en áreas críticas y da prioridad al comportamiento dúctil de la estructura.

La ASCE 7-22, al establecer las acciones mínimas de diseño que se tienen que tomar en cuenta, como las cargas sísmicas, de viento, térmicas, gravitacionales y otras excepcionales (American Society of Civil Engineers, 2022), complementa a el ACI. Con la ayuda de mapas de amenaza sísmica actualizados y espectros dependientes del lugar, esta normativa se basa en un enfoque probabilístico del riesgo, lo cual posibilita una caracterización más exacta de las exigencias sísmicas que impactarán a la estructura.

La aplicación simultánea de estas normativas establece la respuesta estructural final del sistema, afectando el consumo de materiales, la rigidez lateral, las derivas entre pisos y las cantidades de refuerzo. Por lo tanto, su análisis comparativo es fundamental para determinar cuál de estas da el balance más apropiado entre rendimiento económico, seguridad sísmica y desempeño estructural en construcciones de seis niveles hechas de hormigón armado que están situadas en la ciudad de Quito.

2.2.8 Modelación estructural

La modelación estructural es una herramienta esencial para reflejar de forma aproximada la reacción real de un edificio ante las acciones que ejercen sobre él. La reacción de la estructura frente a cargas sísmicas y gravitacionales se puede simular por medio de modelos matemáticos y computacionales, lo que posibilita analizar los desplazamientos, las presiones internas, las derivas entre pisos y las demandas de ductilidad.

La modelación en tres dimensiones posibilita tomar en cuenta la interacción de los diversos elementos estructurales y la aplicación simultánea de cargas en varias direcciones, lo que ofrece una representación más realista de cómo se comportan las estructuras que los modelos bidimensionales simplificados. Para estructuras que están expuestas a solicitaciones sísmicas complejas, este enfoque es especialmente importante. Esto se debe a que las irregularidades en planta o en altura y los efectos torsionales pueden tener un impacto considerable en la respuesta general del sistema (American Society of Civil Engineers, 2022).

El modelo tridimensional que representa la construcción de seis plantas en este estudio incluye las propiedades mecánicas del hormigón y el acero de refuerzo, la geometría real de los componentes y las condiciones de borde pertinentes. Este modelo sirve como fundamento para aplicar las regulaciones analizadas y comparar después los resultados en términos de rendimiento estructural y eficacia económica.

2.2.9 Fórmulas y parámetros utilizados

La comparación entre las normativas estudiadas y el análisis del comportamiento estructural se basan en la utilización de indicadores técnicos que posibilitan medir cómo responde el edificio ante acciones sísmicas y gravitacionales. Estos parámetros posibilitan la realización de comparaciones imparciales entre los diversos diseños adquiridos de acuerdo con cada reglamento.

Uno de los principales indicadores es la deriva inter-piso, que se refiere al movimiento relativo entre dos pisos contiguos del edificio. Este parámetro se expresa de la siguiente manera:

$$\theta = \Delta_h/h \quad (2)$$

Dónde “ Δ_h ” es el desplazamiento relativo entre pisos y “ h ” es la altura del nivel considerado (American Society of Civil Engineers, 2022). El control de la deriva es fundamental para limitar el daño estructural y no estructural durante eventos sísmicos.

Se define la rigidez lateral efectiva del sistema estructural como la proporción entre el desplazamiento lateral en la azotea “ Δ_{top} ” y la fuerza cortante basal “ V ”:

$$k_{ef} = V/\Delta_{top} \quad (3)$$

Este parámetro posibilita la evaluación de la aptitud del sistema para resistir alteraciones laterales provocadas por acciones sísmicas (Computers and Structures, 2023).

Se define la ductilidad estructural como la relación entre el desplazamiento de fluencia Δ_y y el desplazamiento último Δ_u :

$$\mu = \Delta_u / \Delta_y \quad (4)$$

Este indicador muestra la habilidad de la estructura para dispersar energía a través de deformaciones inelásticas sin derrumbarse (Haselton et al., 2007).

Además, para comprobar si se cumple con los estados límite últimos, se emplea la relación entre carga y resistencia, que se expresa de la siguiente manera:

$$(\phi M_n) / M_u \geq 1.0 \quad (5)$$

Donde ϕ es el factor de reducción de resistencia, M_n es el momento nominal resistente y M_u es el último momento que actúa (Haselton et al., 2007).

Finalmente, se mide la eficiencia económica del diseño tomando como base el consumo total de materiales, que se expresa en términos de volumen de concreto por unidad de área construida y masa de acero. Normalmente, estos valores se representan en kg/m^2 y m^3/m^2 , respectivamente.

Estos parámetros posibilitan la comparación cuantitativa de los resultados obtenidos en base a la NEC (SD-DS y SE-HM), el ACI 318-25 y la ASCE 7-22; además, son el fundamento para valorar tanto la efectividad económica como el rendimiento estructural del diseño sugerido.

2.2.10 Metodología técnica del estudio

Este estudio utiliza una perspectiva experimental-comparativa, en la que se examina un modelo estructural idéntico bajo diferentes marcos regulatorios para determinar las diferencias en cuanto a la reacción de la estructura y el uso de materiales. Este enfoque permite aislar el efecto de la normativa como variable de estudio, manteniendo constantes las características geométricas, los materiales y las condiciones de carga.

El análisis corresponde a una edificación de seis pisos de hormigón armado, construido en hormigón armado y destinado a vivienda, que se encuentra en la ciudad de Quito. El modelo estructural se define de manera única y se somete a los procedimientos

de diseño establecidos por la NEC SE-DS, NEC SE-HM, el ACI 318-25 y la ASCE 7-22, utilizando para cada caso los parámetros específicos de carga, factores de reducción de resistencia y criterios sísmicos que cada reglamento presenta.

El proceso metodológico comprende las siguientes etapas:

1. Definición del modelo arquitectónico y estructural, estableciendo geometría, alturas de piso, configuración de pórticos y condiciones de apoyo.
2. Asignación de propiedades de materiales, incluyendo resistencia a compresión del hormigón, módulo de elasticidad y propiedades del acero de refuerzo.
3. Definición de cargas gravitacionales y sísmicas, de acuerdo con los criterios establecidos en la ASCE 7-22 y la NEC.
4. Aplicación de combinaciones de carga propias de cada normativa.
5. Análisis estructural computacional mediante el software ETABS, obteniendo desplazamientos, esfuerzos internos y demandas de ductilidad.
6. Diseño de elementos estructurales conforme a cada reglamento.
7. Comparación de resultados en términos de rigidez lateral, derivas inter-piso, cuantías de refuerzo y consumo de materiales.

Se lleva a cabo la validación de los resultados al comprobar que se cumplan los estados límite de resistencia y servicio, además de comparar los indicadores adquiridos para cada norma. Este método asegura que el análisis sea objetivo, lo cual posibilita la formulación de conclusiones basadas en la efectividad estructural y económica de cada opción de diseño.

2.2.11 Proceso técnico de análisis

El procedimiento técnico de análisis estructural se realiza mediante una serie de actividades organizadas que permiten obtener resultados confiables y comparables entre las diversas normativas analizadas. Este método garantiza que las divergencias observadas en la respuesta estructural sean exclusivamente el resultado de los criterios normativos aplicados, y no de modificaciones en la definición del modelo o en las condiciones de carga.

En primer lugar, se establece el modelo geométrico del inmueble, determinando su distribución en planta, el número de niveles, las alturas de entrepiso, la ubicación de columnas y vigas, así como los requisitos de soporte. Asimismo, se toman en cuenta las propiedades mecánicas de los materiales, tales como la resistencia a compresión del hormigón, el peso unitario y el módulo de elasticidad, así como las características

específicas del acero reforzado. Estos parámetros se mantienen constantes en los tres casos analizados y han sido seleccionados de acuerdo con valores representativos para edificaciones residenciales en Ecuador.

Las cargas gravitacionales, tanto en estado vivo como en estado muerto, se definen a continuación. Asimismo, se detallan las acciones sísmicas definidas conforme a la zonificación sísmica de Quito, así como los espectros de diseño establecidos por la NEC y la ASCE 7-22. Estas normativas se aplican considerando las direcciones principales de análisis y los factores de combinación pertinentes. El análisis estructural se realiza mediante el uso del software ETABS, fundamentándose en las medidas mencionadas. Esto genera desplazamientos nodales, derivaciones entrepisos, fuerzas internas en los elementos y reacciones en la base. A continuación, se lleva a cabo el diseño estructural de acuerdo con los requisitos establecidos por las normativas pertinentes.

Finalmente, se extraen los principales indicadores de desempeño estructural y eficiencia económica, tales como la rigidez lateral, las derivas máximas, la ductilidad global y el consumo total de materiales. Estos indicadores se organizan en tablas comparativas que facilitan una evaluación objetiva de las diferencias entre los diseños obtenidos conforme a cada normativa. Este proceso técnico garantiza la trazabilidad de los resultados y establece la fundamentación para la discusión y las conclusiones del presente estudio.

2.2.12 Sistemas informáticos utilizados

El presente estudio se basa en la aplicación de herramientas informáticas especializadas que posibilitan un modelado, análisis y diseño exacto y eficaz de estructuras de hormigón armado, lo cual asegura resultados fiables y reproducibles.

ETABS es el software primordial que se utiliza y posibilita la modelación de construcciones en tres dimensiones, la definición de cargas sísmicas y gravitacionales, la asignación de propiedades de los materiales y la aplicación automática de criterios de diseño y combinaciones de carga según varias normativas. También permite realizar análisis dinámicos y estáticos, que incluyen análisis espectral modal y por fuerzas equivalentes. Esto da como resultado cifras detalladas de desplazamientos, derivas entre pisos, fuerzas internas y cantidades de refuerzo, lo que facilita una comparación objetiva entre los diversos modelos normativos.

Además, se emplean hojas de cálculo para procesar y organizar los resultados, así como software de dibujo técnico para representar gráficamente el modelo estructural. De

esta manera, se establece un flujo de trabajo coherente que garantiza la eficacia, la exactitud y la transparencia en el desarrollo de la investigación.

2.2.13 Métodos de análisis estructural

En el análisis sísmico de estructuras, las normativas establecen distintos procedimientos para evaluar la respuesta estructural ante cargas laterales. Entre los métodos más utilizados se encuentran el análisis estático equivalente y el análisis dinámico modal espectral, los cuales permiten estimar la demanda sísmica y el comportamiento global de la edificación.

El análisis estático equivalente consiste en la aplicación de fuerzas laterales distribuidas a lo largo de la altura de la estructura, representando de forma clara la acción sísmica. Este método es adecuado para edificaciones regulares y de baja a mediana altura, por lo tanto, es bastante útil al momento de usar normativas como la NEC-SE-DS y la ASCE 7-22.

Por otro lado, el análisis modal espectral es un método dinámico que consiste en la contribución de los distintos modos de vibración de la estructura. Este enfoque también se basa en el comportamiento sísmico de la estructura, ya sea en estructuras irregulares, regulares y de cualquier altura, ya que incorpora la interacción entre masa, rigidez y amortiguamiento. La respuesta total de este método se obtiene mediante la combinación modal, a través de métodos como la combinación cuadrática completa (CQC), conforme a los lineamientos normativos de la NEC-SE-DS y la ASCE 7-22.

2.2.14 Irregularidades estructurales en planta y elevación

La irregularidad torsional aparece cuando la distribución de rigidez o masa en planta no es uniforme, generando rotaciones alrededor del centro de rigidez. Según la NEC-SE-DS, existe irregularidad torsional cuando la deriva máxima de un extremo de la estructura es mayor a 1.2 veces la deriva promedio de los extremos en la misma dirección. Esta condición produce concentraciones de esfuerzos y mayores demandas en ciertos elementos estructurales, afectando el desempeño sísmico global de la edificación. Por esta razón, las normativas recomiendan el uso de análisis dinámicos más rigurosos cuando se presentan este tipo de irregularidades.

2.3 NEC-SE-DS vs ASCE 7-22

El capítulo NEC-SE-DS regula el diseño sismo resistente de edificaciones, estableciendo procedimientos para la determinación de fuerzas sísmicas mediante métodos estáticos y dinámicos. Se definen parámetros fundamentales como el cortante

basal, el periodo fundamental de la estructura y los factores de comportamiento estructural (R), los cuales dependen del sistema estructural empleado.

La NEC-SE-DS adopta una filosofía de diseño basada en el desempeño estructural, en la cual se busca que las edificaciones presenten un comportamiento elástico ante sismos de baja intensidad, daños controlados ante eventos moderados y eviten el colapso ante sismos severos. Este enfoque permite equilibrar la seguridad estructural con la viabilidad económica del diseño.

2.3.1 Zona sísmica

El Ecuador está ubicado en el cinturón de fuego del pacífico, por lo que es un país altamente sísmico, se divide en varias zonas con diferente peligro sísmico, por lo cual, la NEC propone el siguiente esquema para dividir el peligro sísmico.

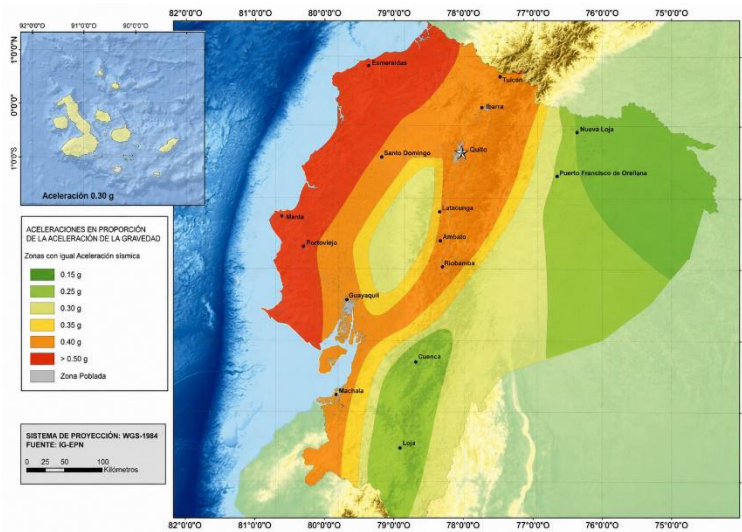


Figura 1. Ilustración de la zonificación sísmica del Ecuador

Fuente: NEC SE-DS (2011)

La provincia de Quito se encuentra en una zona sísmica alta por lo que se usará un factor z de 0.4.

Tabla 2. Valores del factor z en función de la zona sísmica adoptada

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

Fuente: NEC SE-DS (2015)

La ciudad de Quito se encuentra ubicada en una zona de alta peligrosidad sísmica, influenciada por la interacción de la placa de Nazca y la placa Sudamericana. De acuerdo con la zonificación sísmica establecida de la ASCE 7-22, el área corresponde a una región de amenaza sísmica elevada (Zona V), con un factor de zona aproximado de $Z = 0.40$, lo que implica una alta demanda sísmica sobre las edificaciones. Este nivel de amenaza requiere un diseño estructural riguroso, orientado a garantizar un adecuado desempeño frente a eventos sísmicos severos, “El periodo de retorno es de 475 años”.

Tabla 3. Clasificación de zonas sísmicas en función de los parámetros S_s y S_1

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
S_s	<0.25	0.25-0.50	0.50-0.75	0.75-1.00	1.00-1.50	>1.50
S_1	<10	0.10-0.20	0.20-0.30	0.30-0.40	0.40-0.60	>0.60
Caracterización del peligro sísmico	Baja	Moderada	Alta	Alta	Muy alta	Muy alta

Fuente: ASCE 7-22

2.3.2 Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

Tanto la NEC como la ASCE 7-22 clasifica el suelo en 6 tipos de perfiles para el estudio de suelo que pueden ser tipo: A, B, C, D, E y F.

Tabla 4. Comparación entre los tipos de perfiles de suelo

Tipo de perfil	NEC SE- DS	ASCE 7-22
A – Roca completamente	$V_s \geq 1500$ m/s	$V_s > 1500$ m/s
B – Roca de rigidez media	$1500 > V_s \geq 760$ m/s	$760 < V_s \leq 1500$ m/s
C – Suelo muy denso o roca blanda	$760 > V_s \geq 360$ m/s $N \geq 50$ $S_u \geq 100$ kPa $360 > V_s \geq 180$ m/s	m/s (SPT y S_u como parámetros alternativos)
D – Suelo rígido	$15 \leq N < 50$ $50 \leq S_u < 100$ kPa	$180 < V_s \leq 360$ m/s
E – Suelo blando	$V_s < 180$ m/s o arcillas blandas con: $IP > 20$, $w \geq 40\%$, $S_u < 50$ kPa	$V_s < 180$ m/s o condiciones equivalentes de suelo blando

F – Suelos especiales	Requiere evaluación específica:	Requiere evaluación geotécnica específica:
	F1: Suelos licuables	Suelos licuables,
	F2: Suelos orgánicos	orgánicos, altamente
	F3: Alta plasticidad (IP>75)	compresibles o con
	F4: Arcillas profundas	comportamiento no lineal
	H>30m	significativo
Parámetro principal	F5: Contrastes de rigidez	
	F6: Rellenos no controlados	
Nivel de detalle	Vs, SPT (N), resistencia no drenada S_u	Vs principalmente + SPT y S_u
	Alto (incluye múltiples criterios y subclases F)	Alto (basado principalmente en V_s , con clases intermedias BC, CD, DE)
Clases intermedias	No contempla	Sí: BC, CD, DE
Tratamiento sísmico	Define tipo de suelo para espectro NEC	Define factores F_a y F_v para modificar el espectro

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

2.3.3 Cortante basal de diseño V, NEC SE-DS vs ASCE 7-22

El cortante basal total de diseño V según la NEC, a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determina mediante la expresión:

$$V = \frac{ISa(Ta)}{R\phi P\phi E} W \quad (6)$$

Dónde:

Sa (Ta): Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección.

ØP y ØE: Coeficientes de configuración en planta y elevación; véase en la sección.

I: Coeficiente de importancia; se determina en la sección.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica; véase en la sección.

V: Cortante basal total de diseño.

W: Carga sísmica reactiva; véase en la sección.

Ta: Período de vibración; véase en la sección.

En la normativa En la normativa ASCE 7-22, el cortante basal de diseño V se determina mediante el método de fuerzas laterales equivalentes (ELF), definido en:

$$V = C_s * W \quad (7)$$

Donde:

V = Cortante basal sísmico de diseño

Cs = Coeficiente sísmico de respuesta

W = Peso sísmico efectivo de la estructura

Además, se definen Coeficientes sísmicos Cs:

$$C_s = \frac{Sds}{R/I_e} \quad (8)$$

Donde:

Sds = Aceleración espectral de diseño (período corto)

R= Factor de reducción por ductilidad

I_e= Factor de importancia

Límites del coeficiente Cs:

Límite superior

$$C_s \leq \frac{Sd1}{T(\frac{R}{I_e})} \quad (9)$$

Límite inferior

$$C_s \geq 0.044Sds \quad I_e \geq 0.0 \quad (10)$$

2.3.4 Determinación del período de vibración T, NEC SE-DS vs ASCE

7-22

El período de vibración aproximativo de la estructura T, para cada dirección principal, será estimado a partir de uno de los 2 métodos descritos según la NEC a continuación:

A. Método 1

Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (11)$$

Dónde:

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio

H_n : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T: Período de vibración

Tabla 5. Coeficientes C_t y α para el tipo de estructura NEC SE-DS

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadores y para otras estructuras basadas en muros y mampostería estructurales.	0.055	0.75

Fuente: NEC SE-DS (2015)

Dado a las características de diseño según la normativa NEC SE-DS que presenta el edificio se definió un valor de $C_t = 0.055$ y un valor de $\alpha = 0.75$, debido a que presenta muros estructurales.

B. Método 2

El periodo fundamental T puede calcularse mediante el uso de las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, a través de un análisis adecuado y debidamente fundamentado. Este requisito puede ser satisfecho mediante la aplicación de la siguiente expresión en cada una de las direcciones principales de la estructura, o a través de un análisis modal:

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}} \quad (12)$$

Dónde:

f_i : Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso, de acuerdo con los principios descritos en el presente capítulo, o cualquiera otra distribución racional.

δ_i : Deflexión elástica del piso i , calculada utilizando las fuerzas laterales f_i

w_i : Peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente) peso: w / cargas: W

La normativa ASCE 7-22 establece que el período fundamental de vibración de una estructura puede determinarse mediante dos enfoques principales: un método empírico y un método analítico basado en el comportamiento dinámico de la estructura

Método 1: Período aproximado (empírico)

La ASCE establece que el período fundamental aproximado T_a puede determinarse mediante:

$$T_a = C_t h_n^\alpha \quad (13)$$

Donde:

T_a = Período aproximado (s)

C_t = Coeficiente según sistema estructural

h_n = Altura total de la estructura (m)

α = Exponente según tipo estructural

Tabla 6. Coeficientes C_t y α para el tipo de estructuras ASCE 7-22

Sistema estructural	C_t	α
Pórticos de acero resistentes a momento	0.028	0.8
Pórticos de hormigón armado resistentes a momento	0.016	0.9
Pórticos de acero arriostrados excéntricamente de acuerdo con la Tabla 12.2-1, línea B1 o D1	0.03	0.75
Pórticos de acero con arriostramiento restringido al pandeo		
Todos los demás sistemas estructurales	0.02	0.75

Fuente: ASCE 7-22 (2022)

Dado a las características de diseño según la normativa ASCE 7-22 que presenta el edificio se definió un valor de $C_t = 0.02$ y un valor de $\alpha = 0.75$, debido a que presenta un sistema de duales.

La ASCE 7-22 permite determinar el período mediante:

$$T \leq C_u \cdot T_a \quad (14)$$

Donde:

T = período obtenido del análisis

T_a = período aproximado

C_u = coeficiente límite superior

Tabla 7. Valores de C_u

S_{D1}	C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
0.1	1.7

Fuente: ASCE 7-22 (2022)

Tabla 8. Comparación de la NEC SE-DS vs ASCE 7-22

Aspecto	NEC SE-DS	ASCE 7-22
Método empírico	$T = C_t h_n^\alpha$	$T_a = C_t h_n^\alpha$
Método empírico	Fórmula energética	Análisis modal
	+ modal	estructural
Control del período	No limita explícitamente	$T \leq C_u T_a$
Control del período	Medio	Alto

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

2.3.5 Control de derivas inelásticas máximas de piso ΔM , NEC SE-DS y ASCE 7-22

Se llevará a cabo un control de deformaciones mediante el cálculo de las derivas inelásticas máximas por piso. El diseñador deberá verificar que la estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, lo que permitirá una mejora sustancial en el diseño conceptual.

Límites de la deriva: la deriva máxima inelástica ΔM de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta M = 0.75 R \Delta E \quad (15)$$

Dónde:

ΔM : Deriva máxima inelástica

ΔE : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R: Factor de reducción de resistencia

Se verificará que:

$$\Delta M < \Delta M \text{ máxima} \quad (16)$$

La normativa NEC SE-DS establece que la deriva máxima inelástica de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta = \frac{C_d * \delta e}{I_e} \quad (17)$$

Dónde:

Δ = Deriva de piso de diseño

δ_e = Desplazamiento elástico obtenido del análisis estructural

C_d = Factor de amplificación de desplazamientos

I_e = Factor de importancia

La ASCE establece que la deriva debe cumplir:

$$\Delta < \Delta \text{ permitida} \quad (18)$$

2.3.6 Límites permisibles de las derivas de los pisos

La máxima deriva permitida para cualquier nivel no superará los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla que se presenta a continuación, en la cual la máxima deriva se expresa como un porcentaje de la altura del nivel.

Tabla 9. ΔM máxima según el tipo de estructura

Estructuras de:	ΔM máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: NEC SE-DS (2015)

Tabla 10. ΔM máxima según el tipo de estructura

Tipo de estructura	Límite de deriva
Edificaciones comunes	0.02h
Estructuras esenciales	0.015h
Estructuras con elementos frágiles	0,01h

Fuente: ASCE 7-22

2.3.7 Espectro de diseño sísmico

El espectro de diseño sísmico constituye una herramienta fundamental en el análisis estructural, ya que representa la variación de la respuesta máxima de una estructura en función de su período de vibración ante un evento sísmico. Este espectro permite transformar la acción sísmica en fuerzas equivalentes aplicables al modelo estructural, siendo la base para la determinación de la demanda sísmica en edificaciones (American Society of Civil Engineers, 2022).

Por su parte, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS) establece el espectro de diseño en función de la zonificación sísmica del país, el tipo de suelo y un

factor de zona sísmica (Z), el cual para la ciudad de Quito alcanza valores altos debido a su ubicación en una región de elevada amenaza sísmica. La NEC SE-DS define el espectro mediante coeficientes que dependen del período estructural, incorporando además factores de comportamiento que reducen la demanda sísmica en función de la capacidad de disipación de energía del sistema estructural (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

Parámetro

$$S_a(T) = Z \cdot S \cdot C(T) \quad (19)$$

Para $T \leq T_0$:

$$S_a(T) = Z \cdot S \left(1 + \frac{T}{T_0}\right) \quad (20)$$

Para $T_0 < T \leq T_c$:

$$S_a(T) = Z \cdot S \quad (21)$$

Para $T > T_c$:

$$S_a(T) = Z \cdot S \cdot \frac{T_c}{T} \quad (22)$$

En la normativa ASCE 7-22, el espectro de diseño se define a partir de parámetros espectrales como la aceleración espectral de corto período (S_{DS}) y de período largo (S_{D1}), los cuales se obtienen a partir de mapas de peligro sísmico ajustados mediante factores de amplificación de sitio. Estos parámetros permiten construir un espectro elástico modificado que considera las condiciones geotécnicas locales, así como la importancia de la estructura. La forma del espectro está compuesta por tramos definidos en función del período estructural, lo cual influye directamente en la estimación de las fuerzas sísmicas y en la respuesta dinámica de la edificación (ASCE, 2022).

Parámetros del espectro:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (23)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (24)$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (25)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (26)$$

Períodos característicos:

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (27)$$

$$T_0 = 0.2 T_s \quad (28)$$

Ecuaciones del espectro:

$T \leq T_0$:

$$S_a(T) = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (29)$$

$T_0 < T \leq T_s$:

$$S_a(T) = S_{DS} \quad (30)$$

$T > T_s$:

$$S_a(T) = \frac{S_{D1}}{T} \quad (31)$$

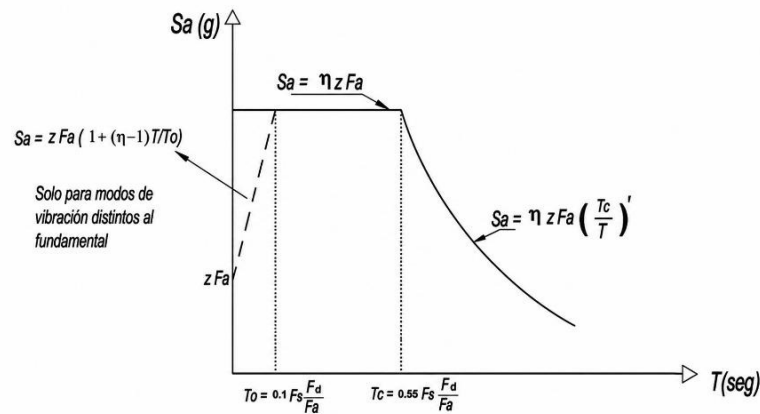


Figura 2. Espectro elástico NEC SE-DS

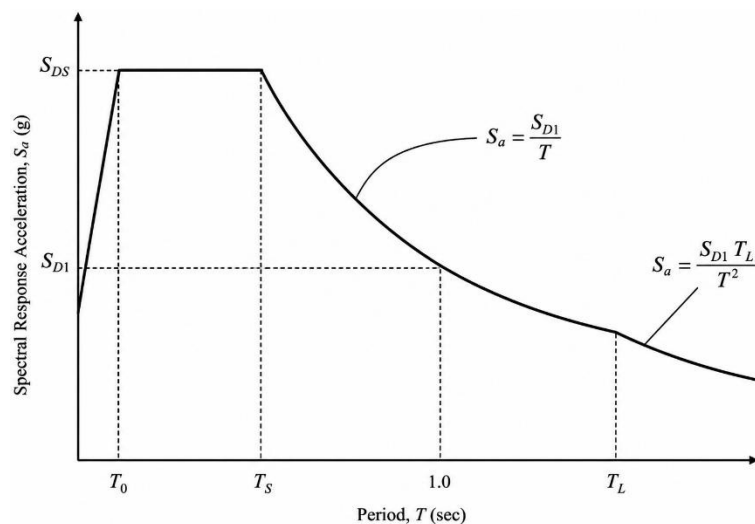


Figura 3. Espectro de diseño ASCE 7-22

Una diferencia relevante entre ambas normativas radica en la forma de construir el espectro y en los parámetros que lo definen. Mientras que la ASCE 7-22 utiliza valores espectrales basados en aceleraciones máximas esperadas con un enfoque probabilístico, la NEC emplea un enfoque más simplificado basado en coeficientes globales. Esta diferencia puede generar variaciones significativas en la demanda sísmica calculada, especialmente en estructuras con períodos intermedios y largos, lo que influye directamente en el dimensionamiento de los elementos estructurales.

2.3.8 Factor R

En la NEC SE-DS, el factor de reducción sísmica reintegra de manera global los efectos de ductilidad, sobre resistencia y redundancia estructural, siendo utilizado directamente en la reducción de fuerzas sísmicas y en la estimación de deformaciones. A

diferencia de la ASCE 7-22, la normativa ecuatoriana no establece de forma explícita factores independientes para la sobre resistencia o la amplificación de desplazamientos, sino que estos efectos se encuentran implícitos dentro del valor de $R=8$. Asimismo, el factor de importancia I se incorpora en el cálculo de las fuerzas sísmicas, ajustando la demanda en función de la categoría de la edificación. Este enfoque simplificado permite una aplicación más directa del diseño sísmico, aunque con menor nivel de desagregación en los parámetros que controlan el comportamiento estructural (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

En la normativa ASCE 7-22, los factores sísmicos se definen de manera desagregada, permitiendo una caracterización más precisa del comportamiento estructural. En la sección 12.2.1 de la normativa ASCE 7-22 el factor de reducción sísmica R para sistemas duales con pórticos especiales resistentes a momentos capaces de soportar al menos el 25% de las fuerzas sísmicas prescritas en muros de cortantes especiales de hormigón armada es de 7.

Este valor de R representa la capacidad de disipación de energía, mientras que el factor de sobre resistencia Ω_0 considera la capacidad adicional de los sistemas estructurales más allá de su resistencia nominal. Por su parte, el factor C_d permite amplificar los desplazamientos elásticos para estimar la respuesta inelástica, y el factor de importancia I_e ajusta la demanda sísmica en función de la relevancia de la edificación. Esta separación de parámetros permite un control más detallado tanto de la resistencia como de la deformación estructural (American Society of Civil Engineers, 2022).

La principal diferencia entre ambas normativas radica en el nivel de desagregación de los parámetros sísmicos. Mientras que la ASCE 7-22 separa explícitamente los efectos de ductilidad, sobre resistencia y deformación mediante los factores R , Ω_0 y C_d , la NEC SE-DS los integra en un único parámetro R . Esta diferencia implica que la ASCE permite un control más detallado del comportamiento estructural, diferenciando entre la reducción de fuerzas y la amplificación de desplazamientos, mientras que la NEC adopta un enfoque más simplificado. Como consecuencia, estas diferencias pueden generar variaciones en la estimación de fuerzas sísmicas, derivas y consumo de materiales, aspectos fundamentales en la evaluación comparativa del diseño estructural.

2.3.9 Combinaciones de carga

2.3.9.1 Combinaciones de carga para diseño por esfuerzos

admisibles

Las cargas consideradas en este apartado deben evaluarse mediante las combinaciones establecidas, seleccionando aquella que genere el efecto más crítico en la estructura, ya sea en la edificación, la cimentación o cualquiera de sus elementos. Asimismo, se debe tomar en cuenta la posible ausencia simultánea de algunas cargas, evaluando sus efectos de manera independiente cuando corresponda. Los efectos sísmicos deberán combinarse con otras acciones conforme a lo indicado en la Sección 2.4.5. De igual manera, los efectos más desfavorables asociados a cargas de viento, tornados y sismos deben analizarse cuando sea necesario; sin embargo, no es obligatorio suponer que todas estas acciones actúan al mismo tiempo (American Concrete Institute, 2025)

Tabla 11. Combinaciones de carga

N	Combinaciones de carga	Carga principal
1a	1.4D	D
2a	1.2D + 1.6L + (0.5Lr or 0.3S or 0.5R)	L
3a	1.2D + (1.6Lr or 1.0S or 1.6R) + (L or 0.5W)	Lr o S o R
4a	1.2D + 1.0(W or WT) + L + (0.5Lr or 0.3S or 0.5R)	W o Wt
5a	0.9D + 1.0(W or WT)	W o Wt
6a	1.2D + Ev + Eh + L + 0.15S	E
7a	0.9D – Ev + Eh	E

Fuente: NEC SE-DS (2015)

2.3.10 Rigidez lateral

La rigidez lateral es una de las propiedades más relevantes en el comportamiento sísmico de las edificaciones, dado que refleja la capacidad de la estructura para resistir desplazamientos horizontales generados por acciones laterales, tales como sismos o viento. Una estructura con una mayor rigidez lateral presenta menores deformaciones ante una misma sollicitación sísmica, lo que contribuye al control de los desplazamientos y las derivas de piso.

La norma NEC-SE-DS establece que la rigidez lateral de un piso se determina como la suma de las rigideces a corte de todos los elementos estructurales verticales que

contribuyen a la resistencia frente a las fuerzas laterales, incluyendo columnas, muros estructurales y otros elementos de soporte. Desde una perspectiva sísmica, la rigidez lateral tiene un impacto directo en la respuesta dinámica de la estructura, dado que establece la magnitud de los desplazamientos laterales y el período fundamental de vibración de la edificación (MIDUVI, 2015).

La norma ASCE 7-22 no proporciona una definición explícita de rigidez lateral; sin embargo, la incluye de manera indirecta a través del control de los desplazamientos y las derivas máximas permisibles. La normativa establece que las estructuras con mayor rigidez presentan desplazamientos laterales reducidos y, en consecuencia, menores derivas de piso. Este aspecto es fundamental para asegurar un desempeño sísmico adecuado y para limitar los daños en los elementos estructurales y no estructurales (ASCE, 2022).

2.3.11 Capacidad de disipación de energía

La capacidad de disipación de energía constituye una de las propiedades esenciales de las estructuras diseñadas para resistir sismos, dado que facilita la absorción y disolución de una porción de la energía generada por un evento sísmico a través de deformaciones inelásticas controladas. Durante un sismo de gran magnitud, las estructuras no se mantienen completamente dentro del rango elástico, sino que experimentan la formación de fisuras, plastificaciones y deformaciones permanentes, lo cual contribuye a la disminución de las fuerzas sísmicas que se transmiten a los elementos estructurales. Por esta razón, las normativas contemporáneas incluyen criterios de ductilidad y disipación de energía en sus procedimientos de diseño.

La NEC-SE-DS reconoce este comportamiento a través del factor de reducción de respuesta sísmica R , el cual representa la capacidad del sistema estructural para disipar energía y generar deformaciones inelásticas sin llegar al colapso. Los sistemas que exhiben una mayor ductilidad presentan valores más elevados de R , lo que permite la reducción de las fuerzas sísmicas de diseño.

De manera análoga, la norma ASCE 7-22 incluye la capacidad de disipación de energía a través del factor de modificación de respuesta R , el cual se emplea en la determinación del cortante basal sísmico. La norma establece diversos valores de R en función del sistema estructural utilizado, reconociendo que las estructuras con una mayor capacidad de deformación inelástica pueden ser diseñadas para soportar fuerzas sísmicas reducidas. Adicionalmente, la ASCE presenta el factor de amplificación de desplazamientos C .

Desde la perspectiva del diseño en hormigón armado, la norma NEC-SE-HM y el ACI 318-25 establecen requisitos específicos para el detallado sísmico, con el objetivo de asegurar una adecuada capacidad de disipación de energía. Entre los requisitos mencionados, se destacan las cuantías mínimas de refuerzo, el confinamiento mediante estribos cerrados, las longitudes de desarrollo y el diseño por capacidad. Estos elementos permiten que la estructura desarrolle mecanismos de falla dúctiles antes de experimentar fallas frágiles por corte o compresión.

2.3.12 Influencia en derivas

Las derivas de piso se definen como el desplazamiento relativo entre dos niveles consecutivos de una edificación expuesta a cargas laterales. Este fenómeno constituye uno de los principales indicadores del comportamiento sísmico de una estructura. Valores elevados de deriva pueden ocasionar daños considerables en componentes tanto estructurales como no estructurales, lo que repercute en la estabilidad, funcionalidad y seguridad de la edificación. Por esta razón, las normativas sismorresistentes establecen límites máximos admisibles que deben ser verificados durante el proceso de diseño estructural.

La existencia de muros estructurales impacta de manera directa en la disminución de las derivas de piso, dado que aumentan la rigidez lateral del sistema de resistencia. El incremento de la rigidez global de la estructura conlleva a una reducción de los desplazamientos laterales generados por la acción sísmica, lo que resulta en menores deformaciones relativas entre los pisos. Este comportamiento reviste particular importancia en edificaciones de mediana y gran altura, en las cuales las derivas suelen constituir uno de los parámetros de control más críticos.

2.4 NEC-SE-HM vs ACI 318-25

2.4.1 Requisitos por resistencia

La resistencia de diseño que ofrece un elemento, junto con sus conexiones a otros elementos y sus secciones transversales, en relación con la flexión, la carga axial, el esfuerzo cortante y la torsión, debe considerarse como la resistencia nominal calculada, multiplicada por los factores de reducción ϕ .

El requisito fundamental para el diseño basado en la resistencia puede formularse de la siguiente manera:

Resistencia de diseño $\geq$ Resistencia requerida

$$\phi P_n \geq P_u \quad (32)$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad \phi V_n \geq V_u \quad (33)$$

Dónde:

P_u = Resistencia a carga axial requerida

M_u = Resistencia a momento requerida

V_u = Resistencia a cortante requerida

2.4.2 Sistemas estructurales de hormigón armado

Tabla 12. Tipos de sistema estructural

Sistema de estructural	Elementos que resisten sismo	Ubicación de rótulos plásticas	Objetivos del detallamiento
Pórtico especial	Columnas y vigas descolgadas	Extremo de vigas y base de columnas de 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte, pero débil en flexión.
Pórticos con vigas banda	Columnas y vigas banda	Extremo de vigas y base de columnas de 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte y punzonamiento, pero débil en flexión.
Muros estructurales	Columnas y muros estructurales	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle).	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte.
Muros estructurales acoplados	Columnas, muros estructurales y vigas de acople	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle). Extremos vigas de acople.	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte. Viga de acople fuerte en corte, débil en flexión.

Fuente: NEC SE-DS (2015)

2.4.3 Propiedades mecánicas del hormigón

2.4.3.1 Resistencia a la compresión " f'_c "

La resistencia a compresión del hormigón, llamada como f'_c , es el parámetro más importante en el diseño estructural, ya que define la capacidad del material para resistir esfuerzos de compresión. Según el ACI 318-25, este valor se determina mediante ensayos estandarizados en cilindros a los 28 días de edad. La resistencia a compresión influye directamente en la capacidad de los elementos estructurales, tales como vigas, columnas y muros, así como en la rigidez global del sistema estructural (American Concrete Institute, 2025).

Un incremento en el valor f'_c permite reducir las dimensiones de los elementos estructurales, aunque puede implicar cambios en la ductilidad y en el comportamiento post elástico del material, lo cual debe ser considerado en zonas sísmica.

2.4.3.2 Módulo de elasticidad

Según la NEC-SE-HM, el módulo de elasticidad del hormigón constituye un parámetro fundamental para la evaluación de la rigidez estructural, ya que permite estimar la relación entre esfuerzos y deformaciones en el rango elástico del material. La normativa establece expresiones empíricas para su determinación en función de la resistencia a compresión del hormigón, considerando además el peso volumétrico del material.

De esta manera, el ACI 318-25 propone formulaciones similares para el cálculo del módulo de elasticidad, las cuales se basan igualmente en el valor de f'_c . Sin embargo, el ACI presenta un mayor desarrollo en cuanto a la consideración de distintos tipos de hormigón, lo que permite una caracterización más detallada del comportamiento del material (American Concrete Institute, 2025).

2.4.3.3 Relación esfuerzo-deformación

Según la NEC-SE-HM, el comportamiento del hormigón frente a cargas se caracteriza por una relación no lineal entre esfuerzo y deformación, en la cual el material presenta una respuesta aproximadamente elástica en sus etapas iniciales, seguida de un comportamiento inelástico conforme se aproxima a su resistencia máxima. Esta representación es fundamental para comprender el desempeño del material en condiciones de carga extrema, especialmente en eventos sísmicos. Mientras el ACI 318-25 adopta modelos más simplificados de la relación esfuerzo-deformación en las cuales representan la respuesta del hormigón en el diseño estructural, como lo es las secciones sometidas a

flexión y flexo compresión, facilitando la determinación de la capacidad resistente de los elementos estructurales (American Concrete Institute, 2025).

2.4.3.4 Deformación unitaria ultima

La deformación unitaria última del hormigón es un parámetro fundamental que define el límite de deformación que el material puede alcanzar antes de la falla en compresión. De acuerdo con la normativa ecuatoriana NEC-SE-HM, este parámetro es esencial para la evaluación del comportamiento de las secciones de hormigón armado en condiciones de carga última, ya que permite establecer los estados límite de falla y determinar la distribución de esfuerzos en los elementos estructurales.

Por otro lado, el ACI 318-25 adopta un valor aproximado de deformación unitaria máxima del hormigón en compresión de 0.003, el cual es ampliamente utilizado como criterio de diseño en el análisis de secciones sometidas a flexión y flexo compresión (American Concrete Institute, 2025). Este valor permite definir el estado límite último del material y constituye la base para el cálculo de la capacidad resistente de elementos estructurales, especialmente en el diseño por resistencia.

2.4.3.5 Factores que afectan las propiedades del hormigón

La NEC-SE-HM reconoce que las propiedades mecánicas del hormigón dependen de múltiples factores relacionados con su composición y proceso de fabricación, tales como la relación agua-cemento, la calidad de los agregados, el proceso de curado y las condiciones ambientales. Estos aspectos influyen directamente en la resistencia y durabilidad del material, siendo fundamentales para el correcto desempeño estructural.

En concordancia, el ACI 318-25 también identifica estos factores como determinantes en el comportamiento del hormigón, incorporando requisitos específicos para el control de calidad de los materiales y procesos constructivos (American Concrete Institute, 2025). La adecuada consideración de estos factores permite garantizar que las propiedades del hormigón utilizadas en el diseño sean representativas de las condiciones reales de la estructura.

2.4.3.6 Conexiones Viga – Columna

Los requerimientos establecidos deben cumplir con el ACI 318 (2011) capítulo de estructuras sismo resistentes y ACI 352.

2.4.4 Combinaciones de carga

Cuando los efectos estructurales presentan una relación no lineal con las cargas, como ocurre en los efectos P-Delta en pórticos, las cargas deben ser previamente mayoradas antes de determinar dichos efectos. El factor asignado a cada tipo de carga depende del grado de precisión con el que se pueden estimar sus efectos y de la variabilidad esperada durante la vida útil de la estructura. En general, las cargas muertas, al ser más predecibles y menos variables, reciben factores menores en comparación con las cargas vivas. Asimismo, los factores de carga consideran las incertidumbres propias del análisis estructural empleado para calcular momentos y fuerzas cortantes. El código establece factores de carga para combinaciones específicas de acciones. En la asignación de estos factores se considera, en cierta medida, la probabilidad de que dichas cargas ocurran simultáneamente. Aunque se contemplan la mayoría de las combinaciones habituales de carga, no debe asumirse que se incluyen todos los posibles casos.

Tabla 13. Combinaciones de carga del ACI 318-25

N	Combinaciones de carga	Carga primaria
1	$U = 1.4D$	D
2	$U = 1.2D + 1.6L + (0.5L_r \text{ or } 0.3S \text{ or } 0.5R)$	L
3	$U = 1.2D + (1.6L_r \text{ or } 1.0S \text{ or } 1.6R + (1.0L \text{ or } 0.5W))$	Lr o S o R
4	$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + (0.5L_r \text{ or } 0.3S \text{ or } 0.5R)$	W
5	$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.15S$	E
6	$U = 0.9D + 1.0W$	W
7	$U = 0.9D + 1.0E$	E

Fuente: ACI 318-25 (2025)

Dónde:

D = carga muerta

L= carga viva

L_r = carga viva de cubierta

S= carga accidental (nieve/otros, según normativa)

W= carga de viento

E= carga sísmica

2.4.5 Diseño en hormigón armado según ACI 318-25

2.4.5.1 Diseño a flexión

El ACI 318-25 establece que el diseño a flexión debe garantizar un comportamiento dúctil, promoviendo la formación de rótulas plásticas en el acero de refuerzo antes de que ocurra la falla del hormigón. Para ello, se definen límites en la cuantía de refuerzo y se establece el uso de factores de reducción de resistencia (ϕ), asegurando que las secciones trabajen en dominio dúctil (American Concrete Institute, 2025).

Se basa en la siguiente fórmula:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (34)$$

Donde:

M_u = momento último (de cargas mayoradas)

M_n = resistencia nominal

ϕ = factor de reducción

Estos requisitos coinciden con la normativa NEC SE-HM

2.4.5.2 Cuantía de refuerzo

Para evitar la falla frágil y falla por compresión se considera lo siguiente:

Cuantía mínima:

$$\rho_{min} \approx f_y 1.4 \quad (35)$$

Cuantía máxima:

$$\rho < \rho_{balanceada} \quad (36)$$

En el caso de pórticos especiales se exige un refuerzo superior e inferior contiguo a las vigas, siempre hay que aplicar la regla: columna fuerte – viga débil.

2.4.5.3 Requisitos de diseño a corte

La resistencia a corte incluye la contribución del concreto V_c y la contribución del acero V_s , se exige el refuerzo transversal.

En el caso de zona sísmica:

Mayor densidad de estribos

Separación reducida

2.4.5.4 Requisitos para columnas

En el caso de las columnas deben cumplir con la relación de resistencia:

$$\phi P_n \geq P_u \quad (37)$$

Dónde:

ϕ = Factor de reducción ($\approx 0.65-0.75$ dependiendo del tipo)

P_n = Resistencia nominal axial

P_u = Carga axial última

2.4.5.5 Confinamiento

El confinamiento se define por:

$$s \leq \min(4d, 6d_b, 100 \text{ mm}) \quad (38)$$

Dónde:

s = Separación de estribos

d = Altura efectiva de la sección

d_b = Diámetro de barra longitudinal

Y cumple con las siguientes condiciones:

Ganchos a 135°

Estribos cerrados

Mayor densidad en zonas críticas

2.4.5.6 Refuerzo transversal

La armadura transversal en las longitudes l_o , conforme a lo establecido en la sección 18.7.5.1, se diseñará para soportar el esfuerzo cortante, asumiendo que $V_c = 0$ en los siguientes casos: (a) Cuando la fuerza cortante inducida por un terremoto, calculada de acuerdo con la sección 18.7.6.1, sea al menos la mitad de la resistencia cortante máxima requerida en l_o . La fuerza de compresión axial factorizada, denotada como P_u , que incluye

los efectos del sismo, es inferior a $A_g f_c' / 20$, según lo estipulado (American Concrete Institute, 2025).

2.4.5.7 Uniones de marcos de momento especial

Cuando la armadura longitudinal de la viga se extienda a través de una unión viga-pilar, la profundidad h de la junta paralela a la armadura longitudinal de la viga será al menos la mayor de las siguientes cantidades: (a) $(20/\lambda)$ db de la barra longitudinal más grande de grado 60, donde $\lambda = 0,75$ para el hormigón ligero y 1,0 para todos los demás casos. b) 26db de la barra longitudinal más grande de grado 80 c) $h/2$ de cualquier armazón de viga en la junta y generando cortante de la junta como parte del sistema de resistencia a la fuerza sísmica en la dirección considerada (American Concrete Institute, 2025).

El desarrollo de rotaciones inelásticas en las caras de las juntas de los pórticos de hormigón armado se asocia a deformaciones en la armadura muy por encima de la deformación elástica. En consecuencia, el esfuerzo cortante articular generado por la armadura se calcula para una tensión de 1,2fy en la armadura de refuerzo. Una explicación detallada de las razones para el posible desarrollo de tensiones superiores al límite elástico en el refuerzo de tracción de vigas se proporciona en ACI PRC-352 (American Concrete Institute, 2025).

Las disposiciones de diseño para las barras con ganchos en marcos de momentos especiales se basan principalmente en la investigación y la experiencia para uniones con ganchos estándar de 90 grados. Por lo tanto, generalmente se prefieren los ganchos estándar de 90 grados a los ganchos estándar de 180 grados, a menos que consideraciones inusuales dicten el uso de ganchos de 180 grados. Antes de la edición 2025 del Código, se requería verificar la longitud de desarrollo de compresión de la armadura longitudinal. La evaluación de los datos experimentales indica que esta comprobación es innecesaria para lograr un comportamiento conjunto satisfactorio (American Concrete Institute, 2025).

2.4.6 Muros estructurales de hormigón armado: NEC-SE-HM

2.4.6.1 Alcance normativo del diseño de muros

La NEC-SE-HM desarrolla los requisitos para muros estructurales de hormigón armado en la Sección 6.1, donde trata criterios de análisis, cuantía de refuerzo, espaciamientos, elementos de borde y confinamiento. Por su parte, el ACI 318-25 organiza el diseño de muros en el Capítulo 11: Walls, y para muros estructurales especiales en zonas sísmicas remite al Capítulo 18, Sección 18.10: Special Structural Walls. El propósito

de ambas normas es garantizar que el muro resista flexo compresión, corte y demandas sísmicas, pero el ACI 318-25 presenta una estructura más desagregada por límites de diseño, resistencia, refuerzo y detallado.

La NEC-SE-HM clasifica el muro desde la demanda interna (M_u, V_u), mientras que el ACI 318-25 estructura el diseño desde límites geométricos, resistencia y requisitos sísmicos especiales. Así mismo la NEC-SE-HM exige cuantías mínimas de refuerzo en ambos ejes del muro, $\rho_v \geq 0.0025$ y $\rho_n \geq 0.0025$, con el objetivo de garantizar una cantidad mínima de acero que permita controlar fisuración y resistir fuerzas de corte. Este criterio aparece en la Sección 6.1.4: Cuantía de refuerzo.

Para el muro de 30 cm, este aspecto es fundamental. La NEC-SE-HM establece que es necesario utilizar un mínimo de doble malla de refuerzo en cualquier muro estructural de hormigón que tenga un espesor superior a 150 mm, de acuerdo con la condición de cortante especificada en la Sección 6.1.4. En su caso, dado que es igual a 300 mm, el muro se encuentra directamente en el rango que requiere la revisión de la disposición de doble malla.

CAPÍTULO 3. PROCESAMIENTO DE DATOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

3.1 Definición del modelo

3.1.1 Introducción

Para este proyecto se modelará un edificio para vivienda ubicado en la ciudad de Quito con factor de suelo tipo D, $z=0.4$ de alta sismicidad, este edificio contará con 6 pisos con ascensor y escaleras, será diseñado como un sistema dual, un pórtico de hormigón armado resistente a momento el cuál será reforzado con muros de corte para aumentar la rigidez del edificio.

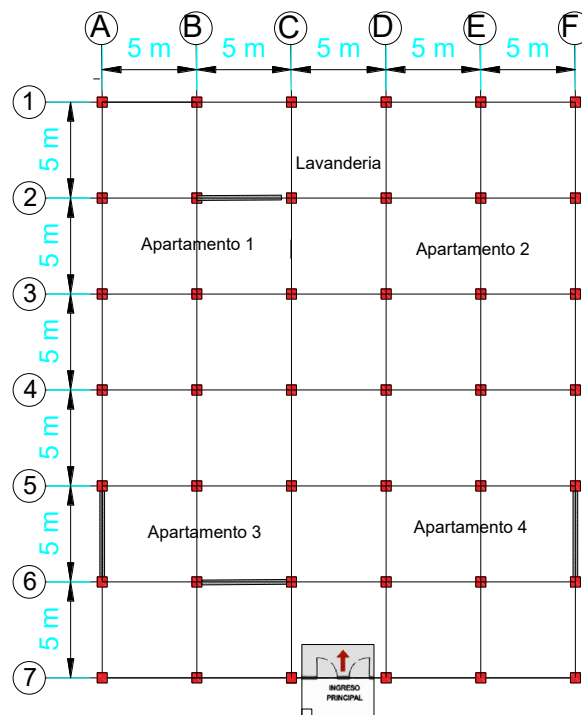


Figura 4. Vista en planta del edificio

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Como se puede observar en la Figura 4 el edificio cuenta con 4 departamentos por piso, un pasillo en la mitad para acceder a las escaleras y ascensores. El edificio es regular en planta.

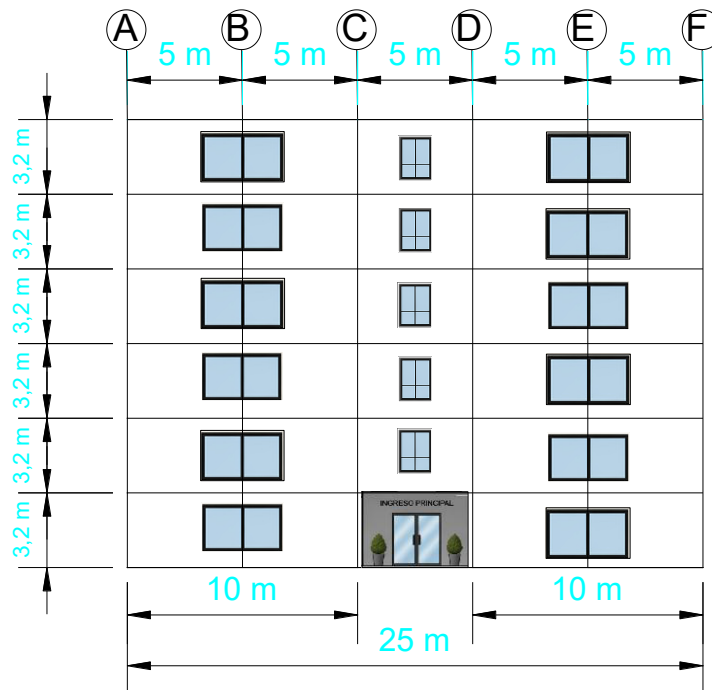


Figura 5. Vista en elevación

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Como se puede observar en la figura 5 el edificio es regular en elevación, bastante común en la ciudad de Quito.

3.1.2 Definición de Materiales

Según la normativa ACI 318-25 y NEC-2015 el módulo de elasticidad se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$E_c = 15100 * \sqrt{f'_c} \quad (39)$$

$$E_c = 15100 * \sqrt{210} \quad (40)$$

$$E_c = 218819,799 \frac{kg}{cm^2} \quad (41)$$

Dónde:

E_c = Módulo de elasticidad para el hormigón (GPa)

f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón (kg/cm²)

3.1.2.1 Acero de refuerzo

Para este edificio vamos a utilizar un Acero grado 60 con un esfuerzo de fluencia de:

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2} \quad (42)$$

3.1.3 Definición de losa

El edificio consta de una Losa nervada o alivianada de hormigón armado de $f'_c=210kg/cm^2$, para el diseño de la losa necesitamos calcular en el área más crítica:

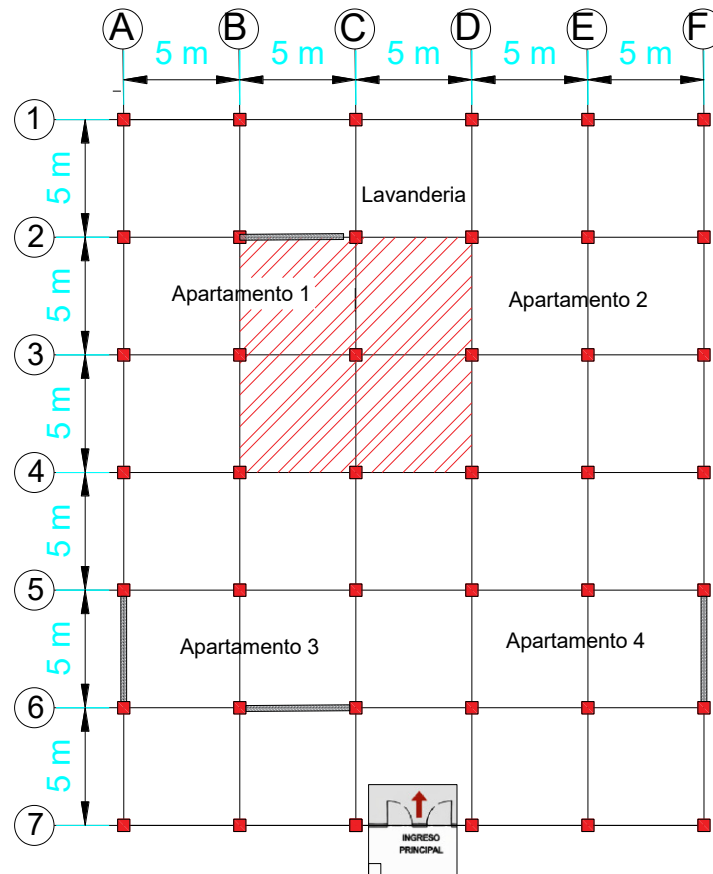


Figura 6. Vista en planta del edificio

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Entonces procedemos a poner la luz máxima del área más crítica:

$$L_v = 5 \text{ m}$$

Según el capítulo 8 "LOSAS BIDIRECCIONALES" sección 8.3.1 y 8.3.2 del ACI 318-25 el espesor mínimo de losas se establece mediante relaciones luz/espesor para controlar deflexiones, por lo cual se adopta el 3% de la luz máxima en las losas continuas:

$$h_{min} = 0.03 * 5 \text{ m} \quad (43)$$

$$(44)$$

$$h_{min} = 15 \text{ cm}$$

Datos de la losa:

t_c = tabla de compresión

b_n = ancho del nervio

b_b = ancho del bloque

h_b = altura del bloque

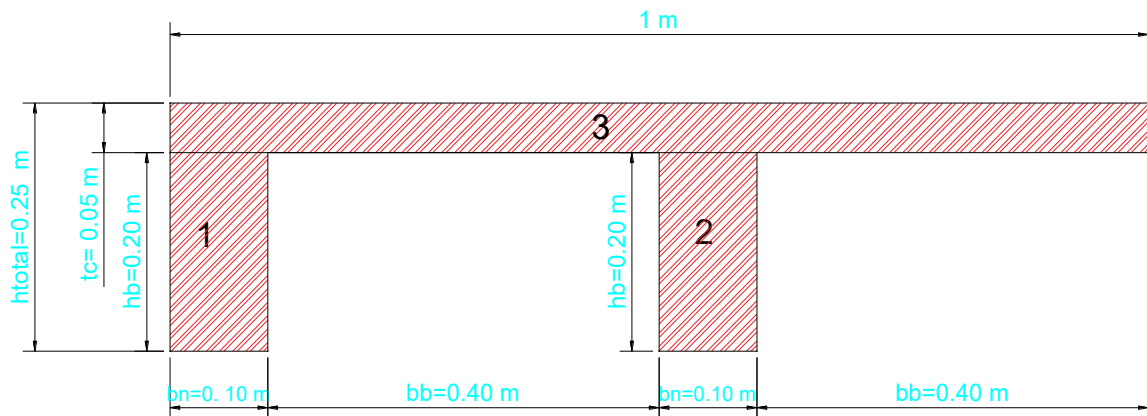


Figura 7. Sección transversal de la losa nervada unidireccional

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Datos de la losa nervada:

$t_c = 5 \text{ cm}$

$b_n = 10 \text{ cm}$

$b_b = 40 \text{ cm}$

$h_b = 20 \text{ cm}$

$$\text{Altura total de la losa} = t_c + h_b \quad (45)$$

$$\text{Altura total de la losa} = 5 \text{ cm} + 20 \text{ cm} \quad (46)$$

$$\text{Altura total de la losa} = 25 \text{ cm} \quad (47)$$

$$\text{Longitud de la losa} = 2 * b_b + 2 * b_n \quad (48)$$

$$\text{Longitud de la losa} = 2 * 10 \text{ cm} + 2 * 40 \text{ cm} \quad (49)$$

$$\text{Longitud de la losa} = 100 \text{ cm} \quad (50)$$

Para comprobar que la losa está bien diseñada procedemos a calcular la inercia de la losa maciza para posteriormente compararla con la inercia de la losa nervada y así evitar problemas de pandeo:

$$Inercia\ losa\ maciza = \frac{b * hmin^3}{12} \quad (51)$$

$$Inercia\ losa\ maciza = \frac{100 * (15)^3}{12} \quad (52)$$

$$Inercia\ losa\ maciza = 28125\ cm^4 \quad (53)$$

Ahora procedemos a calcular la inercia de la losa nervada, para ellos vamos a hacer un cuadro en donde calcularemos el centro de gravedad y la inercia total de los elementos de la losa nervada vistos en la figura 3.4.

Tabla 14. Características de la losa

Elementos	A	Y	Ay	Io	d2	It
1	200.00	10.00	2000.00	6667	48.23	16312
2	200.00	10.00	2000.00	6667	48.23	16312
3	500.00	22.50	11250.00	1042	30.86	16474
Total	900.00		15250.00			49097

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Dónde:

A = área

Y = distancia hasta el centro del elemento

Io = inercia del elemento

d2 = distancia hacia el centro de gravedad

El centro de gravedad se obtiene mediante:

$$cg = Ay/A \quad (54)$$

$$cg = \frac{15250}{900} \quad (55)$$

$$cg = 16.94 \text{ m} \quad (56)$$

Para la comprobación de la inercia, la inercia de la losa nervada debe ser mayor a la inercia de la losa maciza.

$$\begin{aligned} \text{Inercia losa nervada} &> \text{Inercias de la losa maciza} \\ 49097 &> 28125 \end{aligned} \quad (57)$$

La losa cumple con la inercia requerida.

Una vez calculada la losa procedemos a calcular la carga muerta, para ello vamos a calcular el volumen de hormigón utilizado en la losa:

Tabla 15. Volumen y peso de la losa

Análisis unitario CM	e (m)	Peso específico del material (kg/m³)	Peso (kg/m²)
Hormigón macizo	0.05	2400	120
Hormigón en nervio	0.2	2400	480
Hormigón en nervio	0.128	2400	-307.2
Alivianamiento con bloque no recuperable	0.128	1200	153.6
Cálculo total	-	-	446.4

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

3.1.4 Definición de cargas verticales

3.1.4.1 Carga viva

Como este proyecto será exclusivamente de uso residencial en todos los pisos, aplicaremos la carga viva recomendada por la NEC-15:

$$Cv = 200 \text{ Kg/m}^2 \quad (58)$$

$$Cv = 0.2 \text{ t/m}^2 \quad (59)$$

Según la ASCE 7-2 la carga viva considerada es:

$$Cv = 0.2 \text{ t/m}^2 \quad (60)$$

3.1.4.2 Carga muerta

En la losa también se considera un masillado y cerámica en la parte superior de la losa de aproximadamente 2 cm y en la parte inferior de la losa un enlucido de aproximadamente 2 cm por lo que se considera un peso extra de 0.08 t/m².

Además, se estima un peso de las paredes de aproximadamente 0.18 t/m², por lo que la carga muerta (Cm) será:

Tabla 16. Cálculo de carga muerta (Cm)

Análisis Unitario Cargas Muertas (CM)	e (m)	Peso específico del material (kg/m³)	Peso kg/m²
Baldosa Cerámica	0.015	1800	27
Masillado de mortero	0.015	2000	30
Hormigón macizo	0.05	2400	120
Hormigón en nervio	0.2	2400	480
Hormigón en nervio	0.128	2400	-307.2
Alivianamiento con bloque no recuperable	0.128	1200	153.6
Enlucido	0.015	2000	30
Mampostería	0.1	1200	120
Total			653.4
Instalaciones 10%			65.34
Calculo Total			718.74

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

3.2 Prediseño de secciones

3.2.1 Prediseño de columnas

Para el pre-dimensionamiento de columnas, se llevará a cabo un procedimiento sistemático para los diferentes niveles, manteniendo la sección de la columna en este caso en 60x60 cm. Es importante recordar que no es recomendable modificar la sección de las columnas de un piso a otro. Además, cualquier cambio en la sección no debe ser excesivamente abrupto, ya que podría generar una concentración significativa de esfuerzos debido a variaciones en la rigidez. Los métodos que se exponen a continuación son aproximados y se centran en la carga axial que soporta la columna. Sin embargo, se reconoce que los desplazamientos máximos admisibles y las derivas de piso tolerables son

los parámetros que, en última instancia, determinarán las secciones que deberán ser utilizadas.

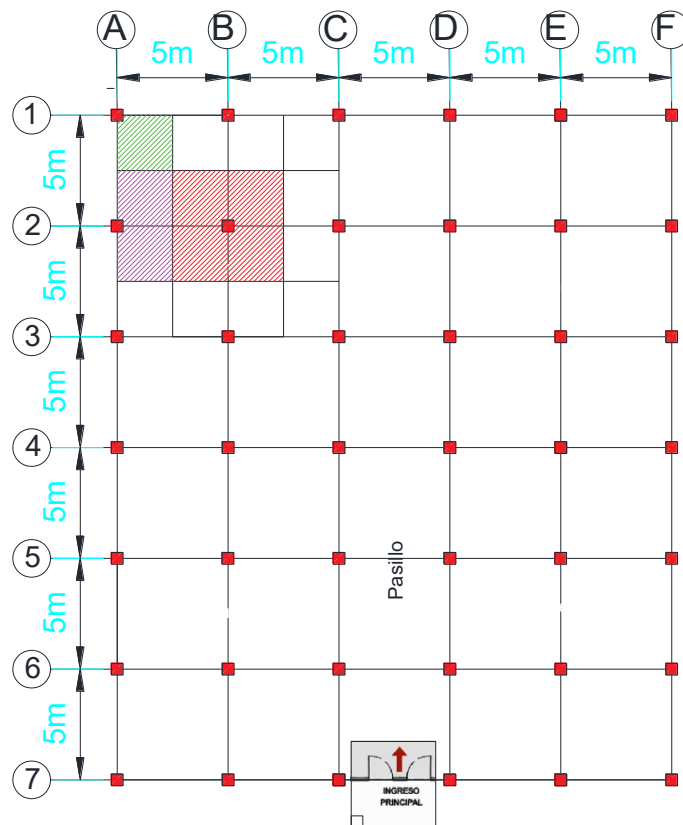


Figura 8. Área tributaria de la columna más cargada

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Carga muerta = 718.76 Kg/cm^2

Carga viva = 200 Kg/cm^2

Este método más elaborado debido a que incluye el efecto de la acción sísmica e incorpora el cortante basal:

$$H = \left(\frac{V_s * h * n^2}{n_c * n * E_c} \right)^{1/3} \quad (61)$$

Dónde:

H: Dimensión de la columna (cm)

Vs: Corte generado por sismo (kg)

nc: Numero de columnas

n: Factor de desplazamiento, deriva permisible

h_{ent}: Altura de entrepiso (cm)

E_c: Modulo de elasticidad (kg/cm^2)

Tabla 17. Características

Datos	Valores
N _c	42
N	0.02
H _{ent}	320 cm
E _c	218819,79 kg/cm^2
Peso reactivo	3051.5 ton

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Coeficiente sísmico (C_s):

$$C_s = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi P * \phi E} \quad (62)$$

$$C_s = \frac{1 * 1.19}{8 * 1 * 1} = 0.15 \quad (63)$$

$$V_s = C_s * W \quad (64)$$

$$V_s = 0.15 * 3051.5 = 453,91t \quad (65)$$

$$H = \left(\frac{453910 * (320)^2}{42 * 0.02 * 218819.79} \right)^{1/3} = 62.47cm \quad (66)$$

Para el diseño definitivo se diseñó una columna cuadrada de 60cm x 60cm.

3.2.2 Prediseño de vigas

Una vez calculado las dimensiones de la columna procedemos a dimensionar las vigas, siempre con el requisito de columna fuerte-viga débil, además vamos a comprobar que cumple los requisitos a flexión y a corte de la normativa NEC-15 y ACI 318-25, para empezar, vamos a analizar el área más crítica del edificio, viendo la figura 3.3.

El 1er diseño será en base a la normativa NEC-15.

Empezaremos con la carga última (cu), según la NEC-15 se calcula con la siguiente fórmula:

$$Cu = 1.2Cm + 1.6Cv \quad (67)$$

$$Cu = 1.2(0.71) + 1.6(0.2) \quad (68)$$

$$Cu = 1.18 \text{ t/m}^2 \quad (69)$$

Una vez obtenido la carga última podemos obtener el momento estático (Me) para calcular la viga mediante el método del pórtico equivalente:

$$Me = Cu * Lt * (Lv - bcol)^2 / 8 \quad (70)$$

$$Me = \frac{1.16 * 5 * (5 - 0.4)^2}{8} \quad (71)$$

$$Me = 15.60 \text{ t * m} \quad (72)$$

Donde:

Lv = longitud máxima de la viga

Lt = longitud máxima transversal

Bcol = base de la columna

Una vez obtenido el momento estático procedemos a usar un factor de mayorización (fm) de 1.7 recomendado para calcular el momento de diseño.

$$\text{Momento de diseño} = Me * 0.65 * 0.85 * fm \quad (72)$$

$$\text{Momento de diseño} = 15.60 * 0.65 * 0.85 * 1.7 \quad (73)$$

$$\text{Momento de diseño} = 14.65 \text{ t/m} \quad (74)$$

Dónde:

Me = momento estático

fm = factor de mayoración

En base al momento de diseño vamos a dimensionar la viga cumpliendo la normativa. Se asume las siguientes dimensiones para el diseño:

$$\text{Base de la viga} = 35 \text{ cm} \quad (75)$$

$$\text{Altura de la viga} = 40 \text{ cm} \quad (76)$$

$$\text{Recubrimiento} = 2.5 \text{ cm} \quad (77)$$

La relación entre la base de la viga y la altura debe estar entre 1.1 a 1.6:

$$\text{Relación} = \frac{35}{40} = 1.13 \quad (78)$$

Calculamos el área del acero requerido en cm²:

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * d}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * f'_c * b * d^2}}\right) \quad (79)$$

$$A_s = 11.73 \text{ cm}^2 \quad (80)$$

Dónde:

f'_c= Resistencia a la compresión del hormigón es 210 kg/cm²

b=Base de la viga

d=Distancia desde la fibra extrema hasta el centroide del acero en tracción

f_y=Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

M_u=Momento último de diseño

φ=Factor de reducción de resistencia

Según la normativa el acero mínimo de refuerzo se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} * b * d \quad (81)$$

$$A_{smin} = 4.34 \text{ cm}^2 \quad (82)$$

Por lo tanto, estaríamos cumpliendo con la normativa.

Vamos a trabajar con diámetro de 16 mm en las varillas de refuerzo

Por lo tanto, necesitaremos 2 varillas longitudinales.

En el acero de refuerzo usaremos 4 varillas de 16 mm para completar el acero total calculado. Entonces el acero total utilizado será:

$$As_{total} = (2 + 4) * 0.000785 * (16)^2 \quad (83)$$

$$As_{total} = 12.06 \text{ cm}^2 \quad (84)$$

3.2.3 Prediseño de muros de corte

Para el diseño preliminar de la sección del muro estructural de hormigón armado, la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS estipula que los muros deben asegurar una rigidez lateral adecuada, una resistencia sísmica apropiada y un comportamiento dúctil ante las cargas horizontales generadas por sismos. En este caso, se examina un muro estructural confinado por columnas de hormigón armado, cuya función principal es contribuir a la resistencia lateral de la edificación y regular los desplazamientos laterales.

La altura de entrepiso de la edificación es de:

$$h = 3.20 \text{ m} \quad (85)$$

y se adopta un espesor de muro de:

$$e = 25 \text{ cm} \quad (86)$$

De acuerdo con los criterios de pre-dimensionamiento utilizados en edificaciones sismorresistentes y compatibles en la sección 6.1 y 5.3 de la normativa NEC-SE-HM, el espesor del muro debe ser suficiente para evitar problemas de inestabilidad por esbeltez y garantizar una adecuada rigidez. Generalmente se verifica que:

$$e \geq h/25 \quad (87)$$

Sustituyendo:

$$e \geq 320/25 \quad (88)$$

$$e \geq 12.8 \text{ cm} \quad (89)$$

Además, por criterio constructivo y de comportamiento sísmico, la normativa NEC-SE-HM sección 6.1 recomienda no emplear espesores menores a:

$$e \geq 15 \text{ cm} \quad (90)$$

En este caso:

$$e = 25 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \quad (91)$$

Por lo tanto, el espesor adoptado cumple satisfactoriamente con los requisitos mínimos de rigidez y estabilidad.

Al tratarse de un muro confinado por columnas, la longitud efectiva del muro queda delimitada entre ejes de columnas confinantes, permitiendo que el elemento trabaje como un sistema integral frente a las solicitaciones sísmicas. Según la sección 2.2 de la normativa ACI 318-25 la sección transversal bruta del muro se determina mediante:

$$A_g = e \cdot l_w \quad (92)$$

Dónde:

A_g = área bruta del muro

e = espesor del muro

l_w = longitud total del muro

Por ejemplo, si la longitud del muro es:

$$l_w = 5.00m \approx 500 \text{ cm} \quad (93)$$

Entonces:

$$A_g = 25 \times 500 \quad (94)$$

$$A_g = 12500 \text{ cm}^2 \quad (95)$$

Esta sección permite que el muro aporte rigidez importante al sistema estructural, reduciendo derivas de piso y mejorando la respuesta sísmica global de la edificación.

En consecuencia, se adopta una sección de muro de:

$$25\text{cm} \times 500 \text{ cm} \quad (96)$$

Confinado por columnas de hormigón armado, cumpliendo con los criterios de pre-dimensionamiento establecidos en la NEC-SE-DS y proporcionando condiciones adecuadas de resistencia, rigidez y estabilidad para el análisis estructural posterior.

3.3 Definición de parámetros sísmicos

3.3.1 Parámetros sísmicos generales NEC SE-DS

Tabla 18. Parámetros sísmicos

Factor z	0.4
n	2.48
Tipo de perfil de suelo	D
r	1
Fa	1.2
Fd	1.19
Fs	1.28
To	0.126
Tc	0.69
I	1
øe	1
øp	1
R	8

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso (2026)

3.3.2 Parámetros sísmicos generales ASCE 7-22

Se empieza definiendo los parámetros del suelo, debido a que el ASCE Hazard Tool no proporciona valores sísmicos directos para Quito, se escogió una zona de alta sismicidad que tenga características similares a Quito, la zona escogida es Los Ángeles en California.

Los datos proporcionados por el ASCE Hazard Tool son los siguientes:

Tabla 19. Detalles sísmicos de la zona de California

Risk Category IV							
Ss	2.25	S ₁	0.72	SMs	2.28	SM ₁	1.66
S _{Ds}	1.52	S _{D1}	1.11	TL	8	PGAM	0.87
V _{S30}	260						
Seismic Design Category D							

Fuente: ASCE HAZARD TOOL

A continuación, se presenta una tabla resumen de los parámetros sísmicos obtenidos del ASCE Hazard Tool y de la normativa ASCE 7-22:

Tabla 20. Parámetros sísmicos

Sds	1.52
SD_1	1.11
S1	0.72
Ts	---
SM1	1.66
TL	8
Site class	D
Factor R	7
I	1
Ω	2.5
Cd	5.5
Ct	0.02
x	0.75

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

3.3.3 Espectro sísmico NEC SE-DS

ESPECTRO DE RESPUESTA NEC-15

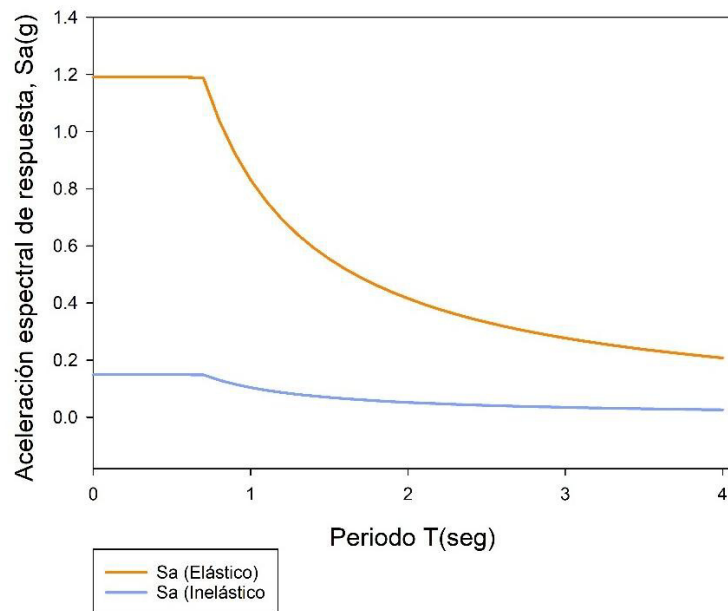


Figura 9. Espectro de respuesta NEC-15

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

3.3.4 Espectro sísmico ASCE 7-22

ESPECTRO DE RESPUESTA ASCE 7-22

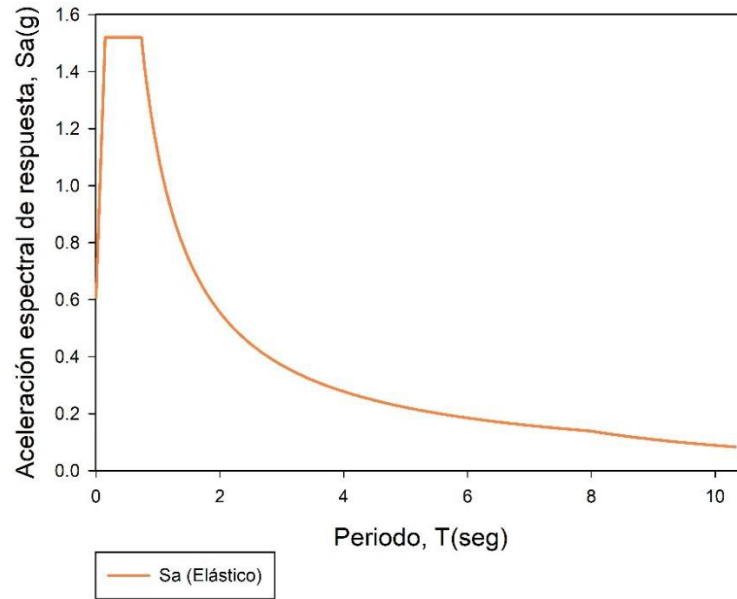


Figura 10. Espectro de diseño ASCE 7-22

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

3.3.5 Periodo teórico de vibración NEC SE-DS

Según la sección 6.3.3 de la normativa NEC-SE-DS, el periodo de vibración se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$T = Ct * h_n^{\alpha} \quad (97)$$

$$T = 0.055 * 19.2^{0.75} \quad (98)$$

$$T = 0.504 \text{ seg} \quad (99)$$

Dónde:

Ct = Coeficiente que depende del tipo de edificio

Hn =Altura máxima de la edificación

T = Período de vibración

En el cual el periodo real no debe excederse un 30% del periodo de vibración teórico según la normativa.

3.3.6 Periodo teórico de vibración ASCE 7-22

Según la sección 12.9.4 del ASCE 7-22 si el periodo T es mayor a $C_u \cdot T_a$, entonces no hay que usar el periodo real, si no $C_u \cdot T_a$. Además, en el escalamiento de derivas si $V_t < C_s W$ entonces los desplazamientos deben multiplicarse por $(C_s \cdot W)/V_t$.

$$T < C_u T_a \quad (100)$$

Periodo aproximado T_a :

$$T_a = C_t * h_n^x \quad (101)$$

$$T_a = 0.02 * 19.2^{0.75} \quad (102)$$

$$T_a = 0.18 \quad (103)$$

Dónde:

T_a = periodo aproximado

C_t = coeficiente normativo

H_n = altura total

x = exponente

Según la tabla 12.8-1 de la normativa ASCE 7-22 el coeficiente C_u depende del parámetro SD1, por lo tanto, se usará un C_u de 1.4.

$$C_u * T_a = 1.4 * 0.18 = 1.12 \quad (104)$$

Entonces:

$$T < C_u T_a \quad (105)$$

$$0.657 < 1.12 \quad (106)$$

3.3.7 Cortante basal NEC SE-DS

Según la sección 6.3.2 de la normativa NEC-SE-DS el cortante basal se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$V = (I S_a(T_a)) / R \phi_p \phi_E * W \quad (107)$$

$$V = 442.68 \text{ Ton} \quad (108)$$

Según la normativa NEC SE-DS se considera que el cortante basal dinámico no debe ser menor que el 80% que el cortante basal estático.

3.3.8 Cortante basal ASCE 7-22

Según la sección 12.8.1 de la normativa ASCE 7-22 el cortante basal se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$V = C_s * W \quad (109)$$

Dónde:

C_s = El coeficiente de respuesta

W = El peso sísmico efectivo

El coeficiente de respuesta se calcula mediante:

$$C_s = S D_s / ((R / I_e)) \quad (110)$$

$$C_s = 1.52 / ((7/1)) = 0.21 \quad (111)$$

Entonces:

$$V = 0.21 * 2975 \quad (112)$$

$$V = 624.75 \text{ Ton} \quad (113)$$

Según la sección 12.9.1.4 de la normativa ASCE 7-22 nos dice que el cortante basal dinámico no debe ser menor al 85% del cortante basal estático.

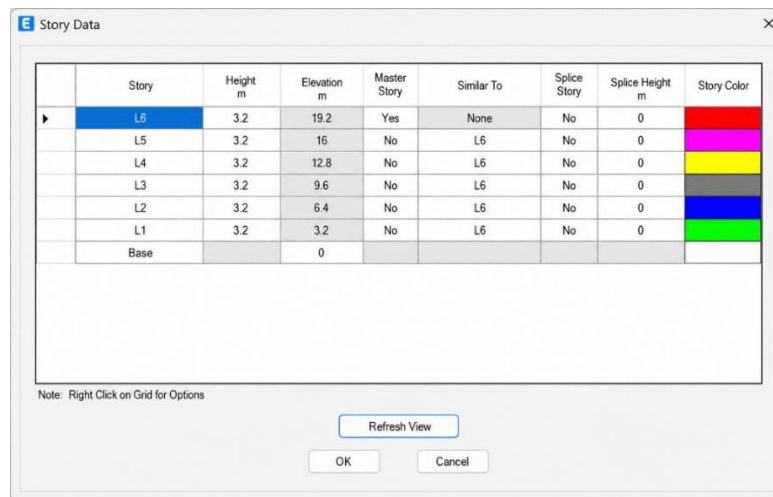
3.4 Modelo matemático – ETABS NEC SE-DS

3.4.1 Introducción

Para el análisis estructural de la edificación se empleará la normativa NEC-SE-DS 2015, la cual establece los criterios de diseño sismorresistente, parámetros sísmicos, espectros de diseño, combinaciones de carga y procedimientos de análisis ante cargas laterales producidas por la acción sísmica. Mediante esta normativa se determinarán las fuerzas sísmicas actuantes, el cortante basal, los períodos de vibración, desplazamientos y derivas de piso de la estructura, utilizando un modelo matemático desarrollado en el software ETABS. Posteriormente, a partir de los esfuerzos internos obtenidos del análisis estructural, tales como momentos flectores, fuerzas axiales y cortantes, se realizará la

revisión y diseño de los elementos estructurales de hormigón armado conforme a los requisitos establecidos en la NEC-SE-HM 2015. Esta normativa permitirá verificar la resistencia y capacidad estructural de vigas, columnas y muros estructurales, considerando criterios de flexión, corte, confinamiento, ductilidad y detallado sísmico requeridos para edificaciones ubicadas en zonas de alta amenaza sísmica. Definición de geometría y materiales

El presente análisis se empieza colocando las dimensiones del edificio, que sea 6 pisos de 3.2 m de entrepiso.



Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
L6	3.2	19.2	Yes	None	No	0	Red
L5	3.2	16	No	L6	No	0	Yellow
L4	3.2	12.8	No	L6	No	0	Magenta
L3	3.2	9.6	No	L6	No	0	Grey
L2	3.2	6.4	No	L6	No	0	Blue
L1	3.2	3.2	No	L6	No	0	Green
Base		0					White

Note: Right Click on Grid for Options

Refresh View

OK Cancel

Figura 11. Dimensiones del edificio en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

A continuación, se define los materiales que vamos a usar, es decir hormigón armado y el acero de refuerzo.

En el caso del hormigón se trabaja con un $f_c=210\text{kg/cm}^2$.

En el caso del acero de refuerzo se trabaja con un grado 60 de $f_y=4200\text{kg/cm}^2$.

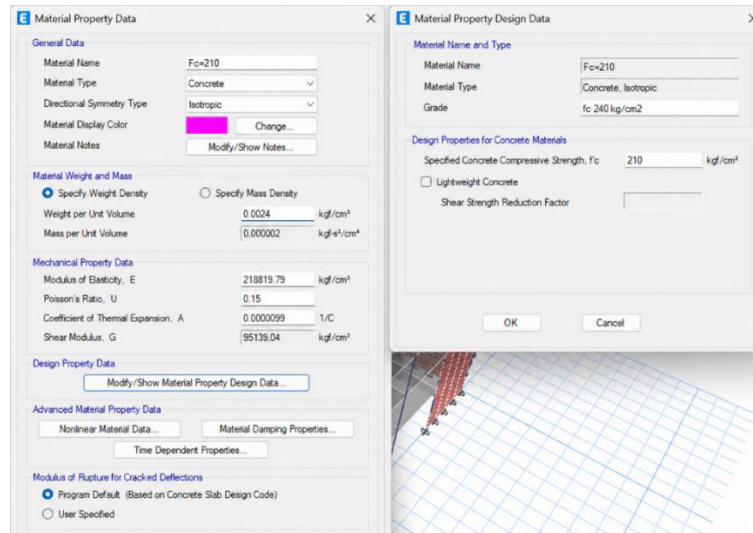


Figura 12. Definición del Hormigón en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

El módulo del hormigón calculado previamente es: $E=218819.79 \text{ ton/m}^2$. Para este edificio se utiliza una resistencia a la compresión $f'c$ de 210 kg/cm^2 , lo cual es bastante común para este tipo de edificaciones de uso residencial.

El acero de refuerzo es de Grado 60 $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$.

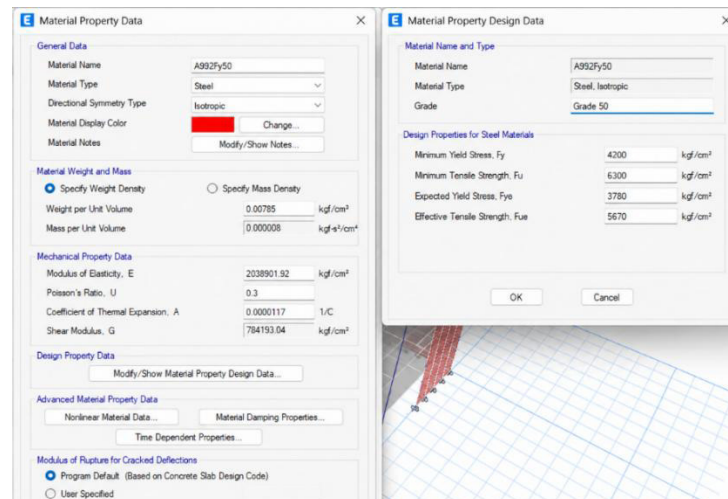


Figura 13. Definición del acero en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

3.4.2 Definición de secciones

Una vez definido los materiales, se procede a colocar las secciones, es decir, las columnas, vigas y los muros de corte que hemos utilizado.

3.4.2.1 Columnas

Las secciones de la columna es $60 \times 60 \text{ cm}^2$. Además, se coloca el momento de inercia agrietada al 80% según lo que dice la normativa NEC Hormigón Armado.

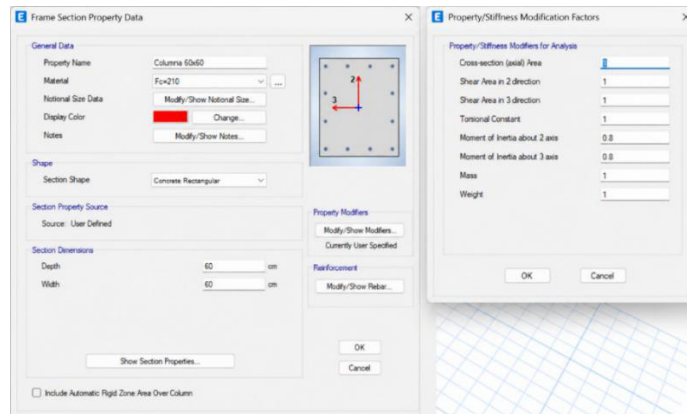


Figura 14. Definición de las columnas en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Posteriormente se coloca el nro. de varillas calculados previamente para las columnas.

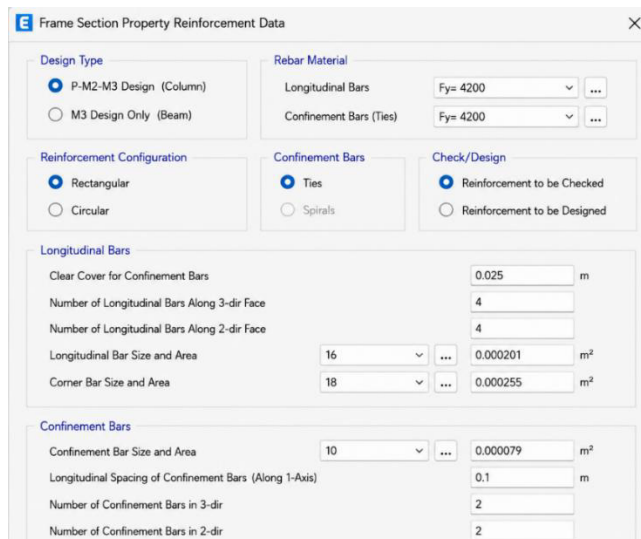


Figura 15. Colocación de varillas en las columnas en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

3.4.2.2 Vigas

Se procede a colocar las vigas calculadas previamente de $0.40 \times 0.35 \text{ cm}^2$, de igual manera se procede a colocar un momento de inercia agrietada al 50% según lo que dice la normativa NEC Hormigón Armado.

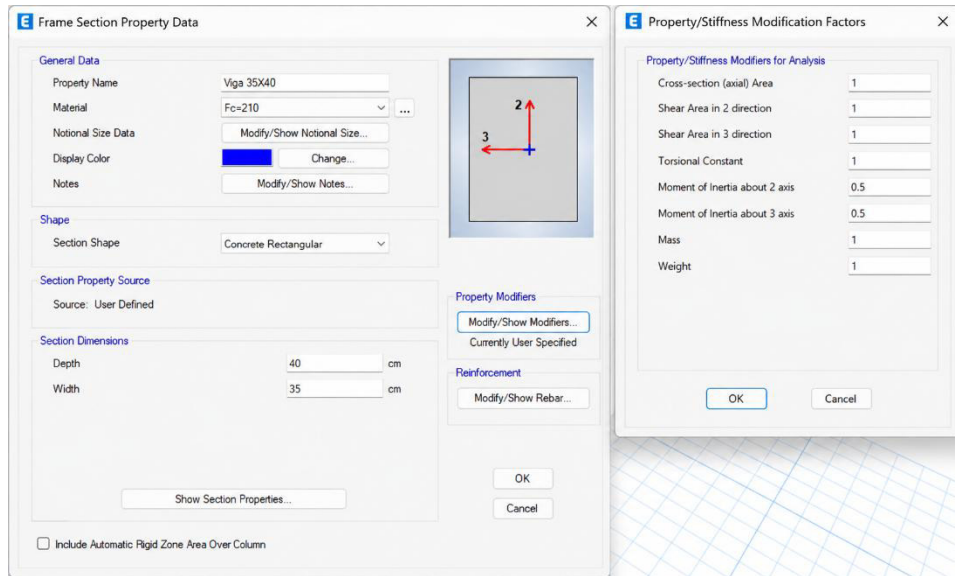


Figura 16. Definición de vigas en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Posteriormente se coloca la distancia desde el exterior de la viga hasta el centro de la varilla. Se tiene un recubrimiento de 2.5 cm, un estribo de 1 cm y un Ø de 16 mm, por lo tanto, se calcula la distancia hasta el centro de la varilla:

$$Top\ Bars = 2.5\ cm + 1\ cm + 0.8\ cm \quad (114)$$

$$Top\ Bars = 4.3\ cm \quad (115)$$

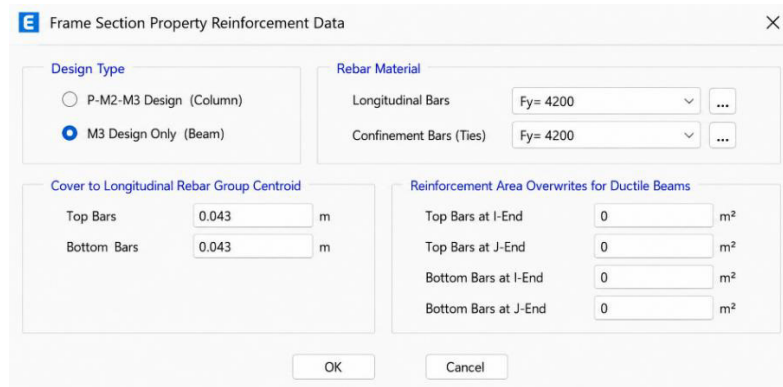


Figura 17. Definición del Top Bars

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

3.4.2.3 Losas

Se procede a definir las losas nervada:

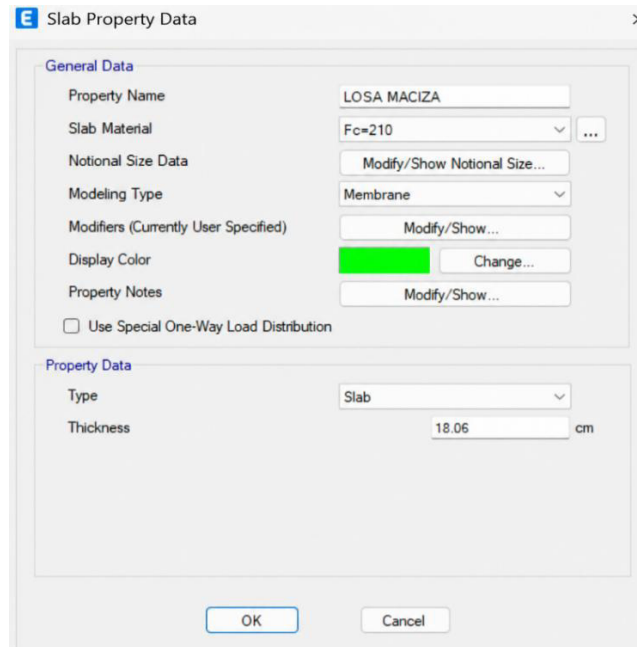


Figura 18. Definición de Losa en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

La losa fue modelada en ETABS como tipo Membrana, debido a que el objetivo principal del modelo estructural fue representar adecuadamente la distribución de cargas gravitacionales y la participación del diafragma en la transmisión de fuerzas laterales, sin incrementar la complejidad del análisis. De esta manera, su rigidez flexional local no se modeló con nervadura, si no con un espesor equivalente de 18.06 cm, de este modo el modelo representa correctamente la masa sísmica y la carga muerta que actúa sobre el edificio.

3.4.2.4 Muros de corte

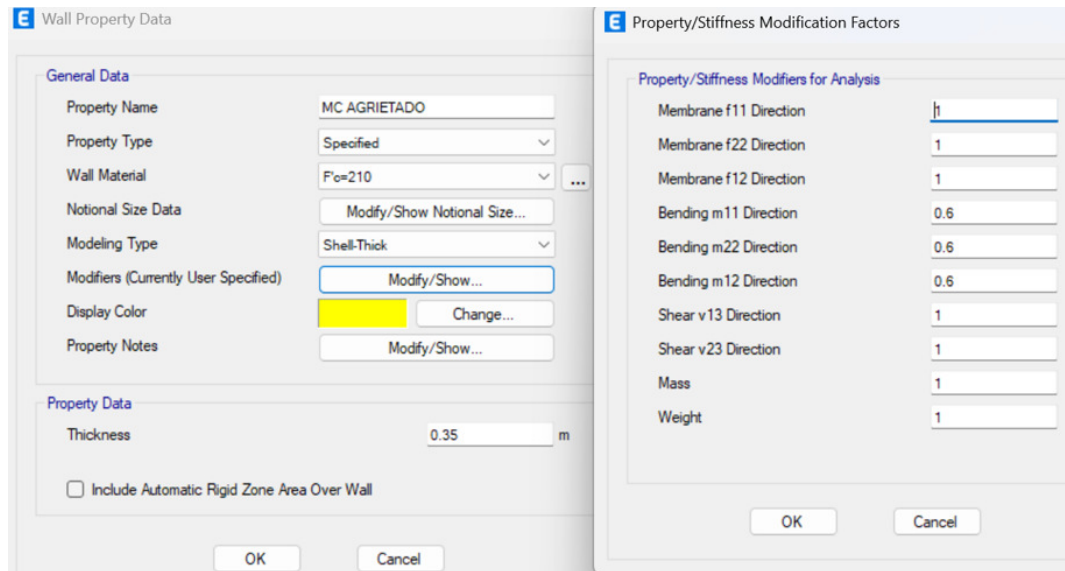


Figura 19. Definición de muros de corte en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Se definió el espesor del muro de 0.35 cm y la inercia agrietada en los 2 primeros pisos según la normativa NEC-SE-DS.

3.4.3 Análisis estático y dinámico

3.4.3.1 Determinación de cargas

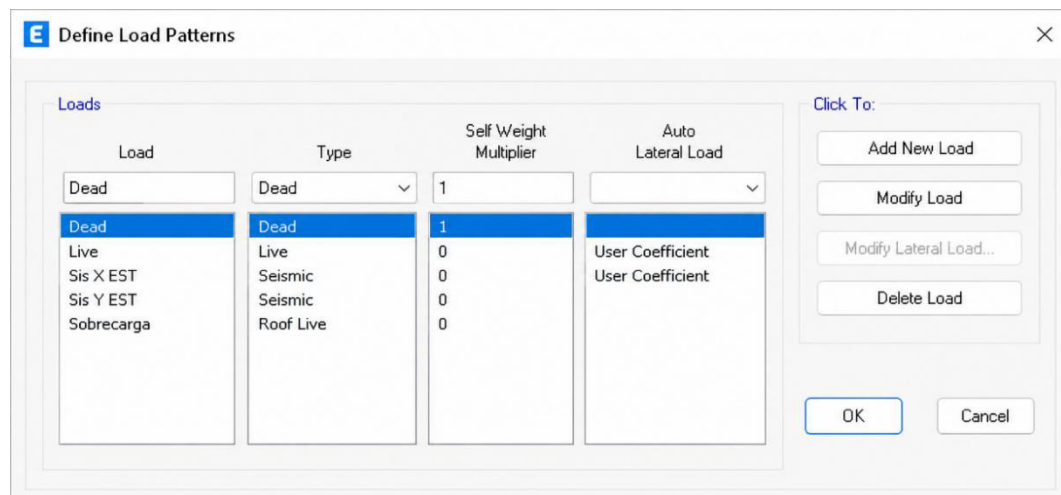


Figura 20. Definición de cargas en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Se definieron los patrones de carga de la estructura, incluyendo carga muerta, carga viva, sobrecarga y acciones sísmicas estáticas en las direcciones X e Y, considerando el peso propio estructural.

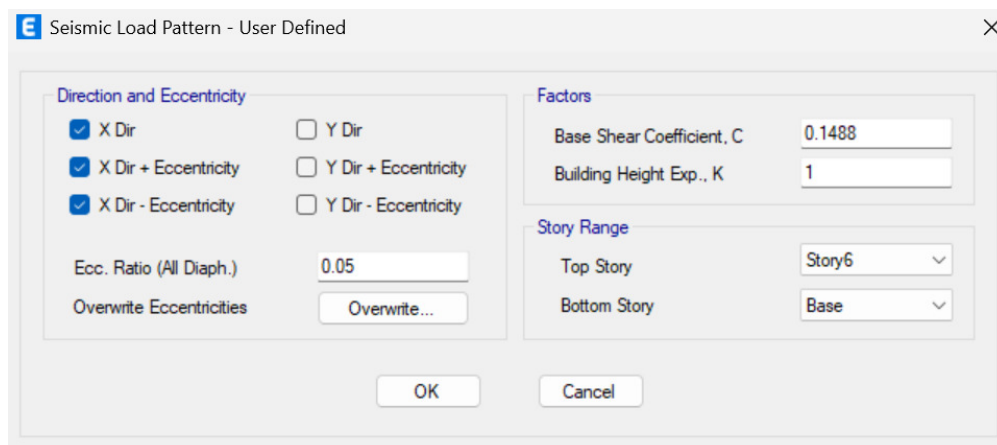


Figura 21. Definición de sismo estático en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

En el análisis estático del sismo en la dirección “x” y “y” se usa el coeficiente inelástico calculado previamente.

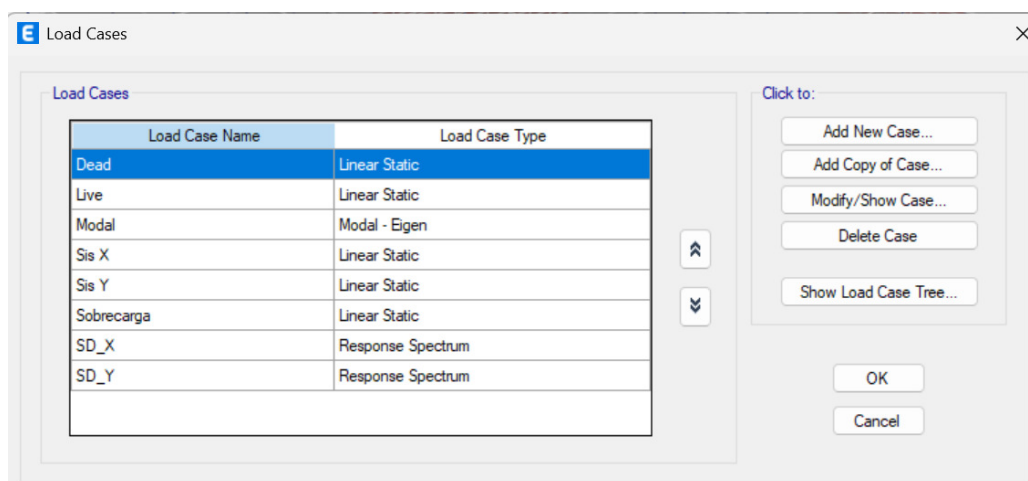


Figura 22. Definición de casos de cargas en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Se configuraron los casos de carga para el análisis lineal estático y modal, permitiendo evaluar el comportamiento estructural ante cargas gravitacionales y sísmicas.

3.4.3.2 Definición de cargas dinámicas

Se coloca la carga dinámica en el sentido “x” en función del espectro sísmico calculado previamente. A sí mismo, se coloca la carga dinámica en el sentido “y”.

Load Case Data

General

Load Case Name: SD_X [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Mass Source: Previous (M11)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	NEC-15	10.9

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 23. Definición de carga dinámica en el sentido “x” en ETABS

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

3.4.3.3 Combinaciones de carga

Se establecieron las combinaciones de carga de diseño conforme a la NEC según especificado en la sección 2.4.4, para obtener los esfuerzos máximos y realizar el diseño estructural de los elementos.

Load Combinations

Combinations

- C1
- C2
- C3
- C4
- C5 X
- C5 Y
- C6
- C7 X
- C7 Y

Click to:

[Add New Combo...]

[Add Copy of Combo...]

[Modify/Show Combo...]

[Delete Combo]

[Add Default Design Combos...]

[Convert Combos to Nonlinear Cases...]

[OK] [Cancel]

Figura 24. Definición de combinaciones de cargas en ETABS

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

3.4.3.4 Espectro de respuesta

Se ingresó el espectro de diseño sísmico según la NEC-SE-DS 2015, utilizando los parámetros sísmicos correspondientes a la ciudad de Quito y al tipo de suelo adoptado.

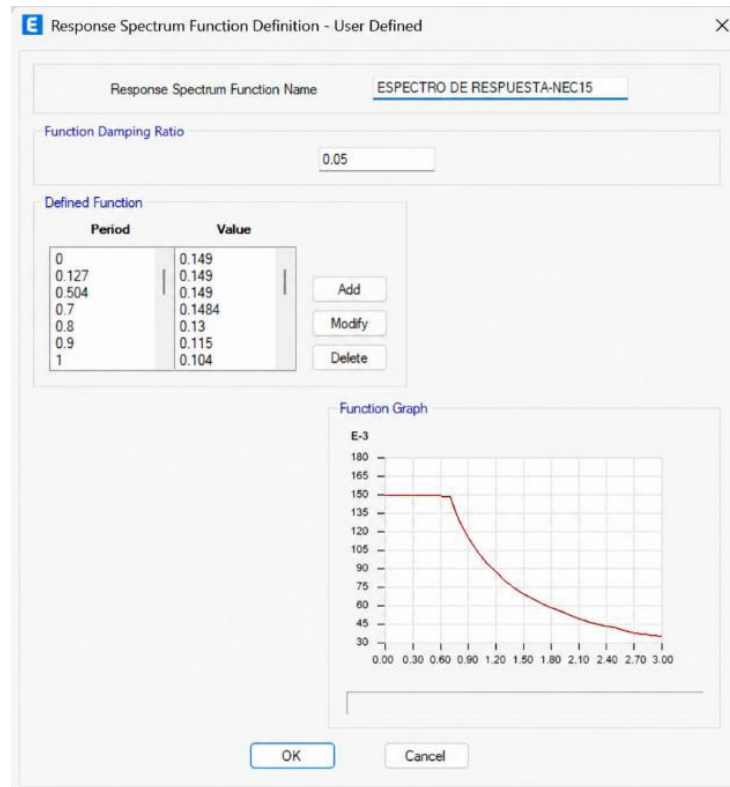


Figura 25. Definición del espectro de respuesta NEC-15 en ETABS

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

3.4.3.5 Cortante basal estático

Story Forces										
File Edit Format-Filter-Sort Select Options										
Units: As Noted			Hidden Columns: No			Sort: None			Story Forces	
Filter: None										
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	
Story3	Sis X	LinStatic	Step By Step	3	Top	0	-578.4314	0	7619.0055	
Story3	Sis X	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	-578.4314	0	7619.0055	
Story2	Sis X	LinStatic	Step By Step	1	Top	0	-644.6389	0	9454.5471	
Story2	Sis X	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	-644.6389	0	9454.5471	
Story2	Sis X	LinStatic	Step By Step	2	Top	0	-644.6389	0	10421.5055	
Story2	Sis X	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	0	-644.6389	0	10421.5055	
Story2	Sis X	LinStatic	Step By Step	3	Top	0	-644.6389	0	8487.5888	
Story2	Sis X	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	-644.6389	0	8487.5888	
Story1	Sis X	LinStatic	Step By Step	1	Top	0	-677.7427	0	9938.4944	
Story1	Sis X	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	-677.7427	0	9938.4944	
Story1	Sis X	LinStatic	Step By Step	2	Top	0	-677.7427	0	10955.1084	
Story1	Sis X	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	0	-677.7427	0	10955.1084	
Story1	Sis X	LinStatic	Step By Step	2	Top	0	-677.7427	0	8921.8804	
Story1	Sis X	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	-677.7427	0	8921.8804	

Figura 26. Resultados del cortante basal estático en el eje "x" en ETABS

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Se obtuvieron las fuerzas por nivel, incluyendo cortantes laterales y momentos, utilizados para el diseño de columnas, vigas y demás elementos estructurales, así mismo obtenemos nuestro cortante basal estático en el sentido “x” de 677.74 toneladas, siendo este mayor de nuestro cortante basal mínimo calculado 442.53 ton.

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m
Story3	Sis Y	LinStatic	Step By Step	3	Top	0	0	-578.4314	-6420.7255
Story3	Sis Y	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	0	-578.4314	-6420.7255
Story2	Sis Y	LinStatic	Step By Step	1	Top	0	0	-644.6389	-7959.8084
Story2	Sis Y	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	0	-644.6389	-7959.8084
Story2	Sis Y	LinStatic	Step By Step	2	Top	0	0	-644.6389	-8765.607
Story2	Sis Y	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	0	0	-644.6389	-8765.607
Story2	Sis Y	LinStatic	Step By Step	3	Top	0	0	-644.6389	-7154.0097
Story2	Sis Y	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	0	-644.6389	-7154.0097
Story1	Sis Y	LinStatic	Step By Step	1	Top	0	0	-677.7427	-8367.8302
Story1	Sis Y	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	0	-677.7427	-8367.8302
Story1	Sis Y	LinStatic	Step By Step	2	Top	0	0	-677.7427	-9215.0085
Story1	Sis Y	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	0	0	-677.7427	-9215.0085
Story1	Sis Y	LinStatic	Step By Step	3	Top	0	0	-677.7427	-7520.6519
Story1	Sis Y	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	0	-677.7427	-7520.6519

Figura 27. Resultados del cortante basal estático en el eje “y” en ETABS

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

En el sismo estático en el sentido “y” se obtuvo un cortante basal de 677.74 toneladas, lo cual cumple la normativa.

3.4.3.6 Cortante basal dinámico

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m
Story6	SD_X	LinRespSpec	Max	Top	0	180.6587	0.9761	2873.8411	0
Story6	SD_X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	180.6587	0.9761	2873.8411	3.1234
Story5	SD_X	LinRespSpec	Max	Top	0	316.951	1.8021	5020.8852	3.1234
Story5	SD_X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	316.951	1.8021	5020.8852	8.8793
Story4	SD_X	LinRespSpec	Max	Top	0	414.0137	2.4081	6550.4601	8.8793
Story4	SD_X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	414.0137	2.4081	6550.4601	16.5671
Story3	SD_X	LinRespSpec	Max	Top	0	483.8155	2.8021	7650.5964	16.5671
Story3	SD_X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	483.8155	2.8021	7650.5964	25.5143
Story2	SD_X	LinRespSpec	Max	Top	0	530.249	3.0104	8381.7758	25.5143
Story2	SD_X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	530.249	3.0104	8381.7758	35.1265
Story1	SD_X	LinRespSpec	Max	Top	0	552.6291	3.0815	8734.172	35.1265
Story1	SD_X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	552.6291	3.0815	8734.172	44.962

Figura 28. Resultados del cortante basal dinámico en el eje “x” en ETABS

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Se obtiene un cortante basal dinámico en el sentido “x” de 552.62 Ton siendo este más del 80% del cortante basal estático obtenido previamente, por lo tanto, cumple con la normativa.

	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m
	Story6	SD_Y	LinRespSpec	Max	Top	0	0.9748	180.8387	2438.6229	0
	Story6	SD_Y	LinRespSpec	Max	Bottom	0	0.9748	180.8387	2438.6229	578.6839
	Story5	SD_Y	LinRespSpec	Max	Top	0	1.8012	317.2149	4268.2647	578.6839
	Story5	SD_Y	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1.8012	317.2149	4268.2647	1584.7341
	Story4	SD_Y	LinRespSpec	Max	Top	0	2.4075	414.332	5571.5459	1584.7341
	Story4	SD_Y	LinRespSpec	Max	Bottom	0	2.4075	414.332	5571.5459	2883.2793
	Story3	SD_Y	LinRespSpec	Max	Top	0	2.8018	484.1755	6508.8266	2883.2793
	Story3	SD_Y	LinRespSpec	Max	Bottom	0	2.8018	484.1755	6508.8266	4384.1407
	Story2	SD_Y	LinRespSpec	Max	Top	0	3.0103	530.642	7132.0082	4384.1407
	Story2	SD_Y	LinRespSpec	Max	Bottom	0	3.0103	530.642	7132.0082	6018.0364
	Story1	SD_Y	LinRespSpec	Max	Top	0	3.0815	553.0418	7432.4068	6018.0364
	Story1	SD_Y	LinRespSpec	Max	Bottom	0	3.0815	553.0418	7432.4068	7723.935

Figura 29. Resultados del cortante basal dinámico en el eje “y” en ETABS
Fuente: Valdivieso (2026)

Se obtiene un cortante basal dinámico en el sentido “y” de 553.04.

Se obtiene un cortante basal dinámico en el sentido “x” de 552.62 Ton siendo este más del 80% del cortante basal estático obtenido previamente, por lo tanto, cumple con la normativa.

3.4.3.7 Periodo de vibración

Se analiza la deformación en el sentido “x” para determinar si el periodo de vibración cumple con lo establecido en la NEC-15.

Tabla 21. Resultados del periodo de vibración en ETABS v21

Mode Shape (Modal)	Mode 1	Periodo	0.583 segundos
-------------------------------	---------------	----------------	----------------

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Con el diseño final se obtiene un periodo de 0.583 segundos.

3.4.3.8 Desplazamientos por piso

Tabla 22. Resultados del desplazamiento por piso en ETABS

Piso	Desplazamiento(mm)
6	23.838
5	18.931
4	13.916
3	9.084
2	4.813
1	1.573

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

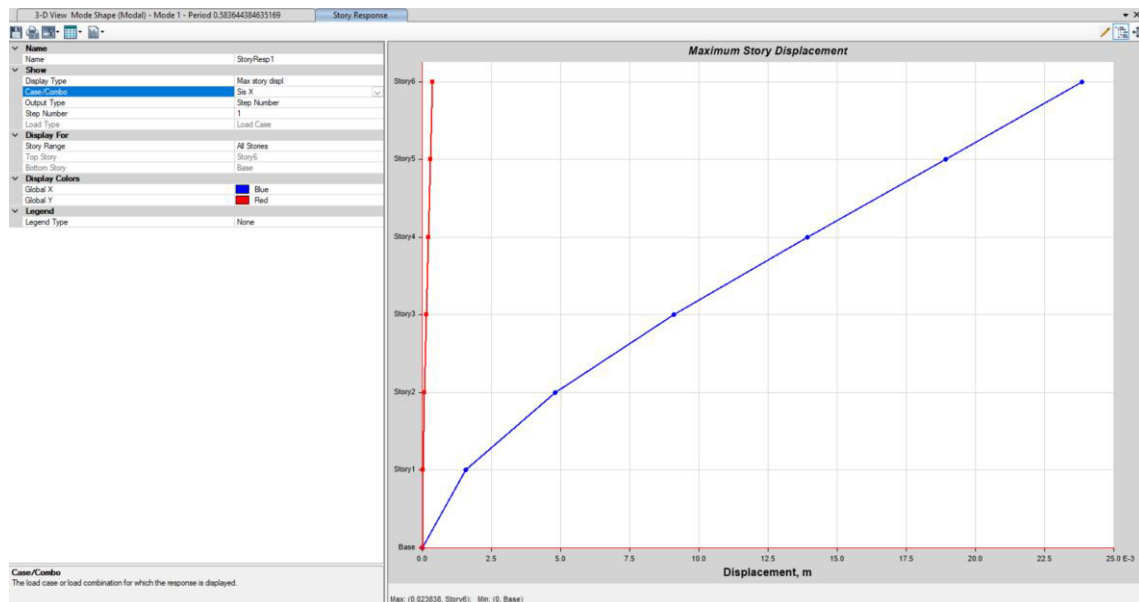


Figura 30. Desplazamiento máximo por piso en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Se verificó el desplazamiento máximo por piso en la dirección X, observando que el mayor desplazamiento ocurre en el último nivel con un valor aproximado de 0.023838 m, reflejando el comportamiento lateral global de la estructura frente a la acción sísmica.

2.4.3.9 Derivas de piso

El análisis de las derivas de piso permite evaluar el comportamiento inelástico de la estructura ante la acción sísmica, teniendo en cuenta las deformaciones reales que puede experimentar durante un evento sísmico de gran magnitud. De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción SE-DS, las derivas elásticas obtenidas a partir del análisis estructural deben ser amplificadas mediante factores normativos con el fin de estimar la

respuesta inelástica. Asimismo, es necesario verificar que las deformaciones se mantengan dentro de los límites permisibles establecidos.

Tabla 23. Resultados de derivas de piso

Piso	Desplazamiento(mm)	Deriva Elástica	Deriva Máxima Inelástica(%)
6	23.838	0.00153	0.92%
5	18.931	0.00156	0.94%
4	13.916	0.00151	0.91%
3	9.084	0.00133	0.80%
2	4.813	0.00101	0.61%
1	1.573	0.00049	0.29%

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

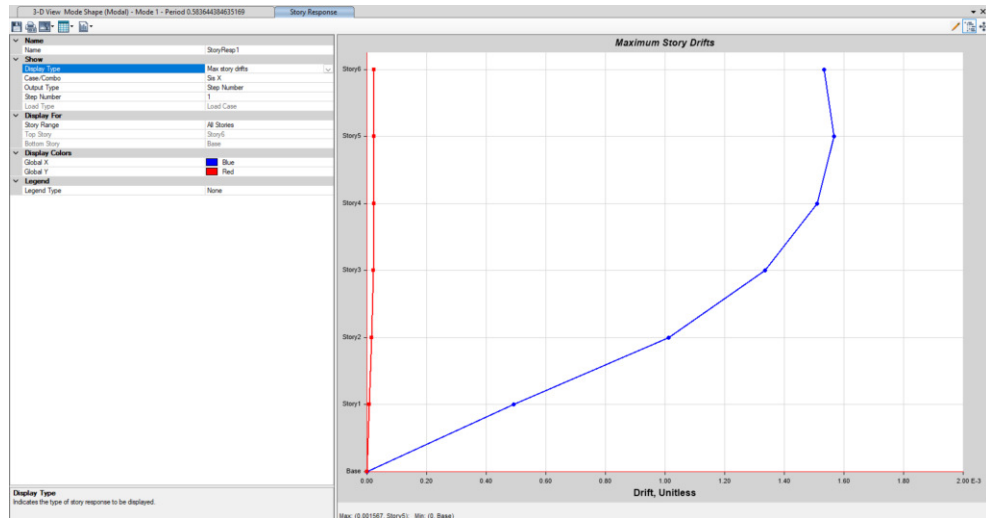


Figura 31. Resultado de la deriva máxima de piso en el eje “x” en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

La deriva máxima del sismo estático en el eje “x” calcula un valor de 0.0015672, aplicando la normativa NEC-15:

$$\Delta M = 0.75 * 8 * 0.0015672 \quad (116)$$

$$\Delta M = 0.0094 \quad (117)$$

$$0.94\% < 2\% \quad (118)$$

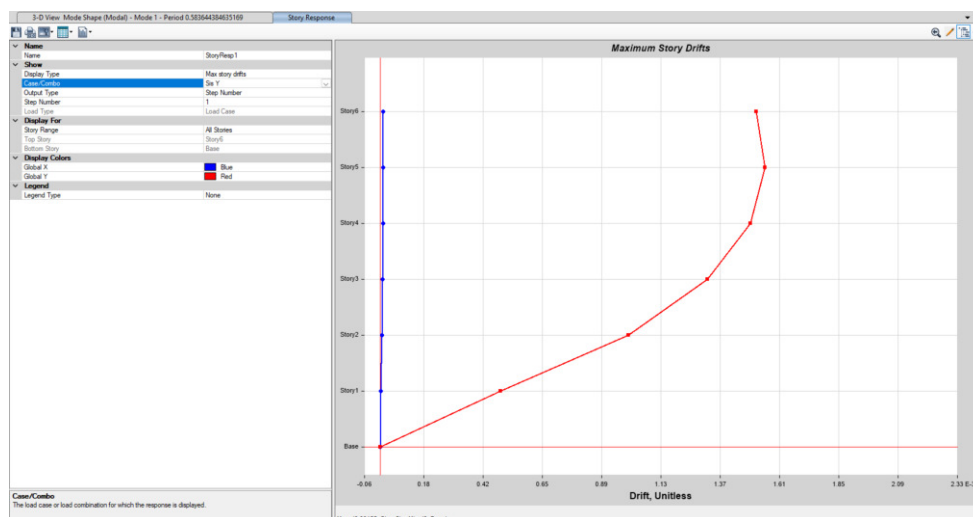


Figura 32. Resultado de la deriva máxima de piso en el eje “y” en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

La deriva máximo en el eje “y” calcula un valor de 0.00155

Se compara con la deriva máxima inelástica permisible según la NEC-15:

$$\Delta M = 0.75R\Delta E \quad (119)$$

$$\Delta M = 0.75 * 8 * 0.00155 \quad (120)$$

$$\Delta M = 0.0093 \quad (121)$$

$$0.93\% < 2\% \quad (122)$$

Se verificó el control de derivas máximas de piso, comprobando que los desplazamientos laterales cumplen con los límites permisibles establecidos por la NEC.

3.4.3.10 Modos de vibración

Tabla 24. Resultados de los modos de vibración calculados en ETABS v21

Case	Mode	Periodo	RX	RY	RZ	Suma de rotaciones	Porcentaje de torsión
Modal	1	0.584	0.0803	0.253	0.0003	0.3336	0.09%
Modal	2	0.583	0.253	0.0799	0.0005	0.3334	0.15%
Modal	3	0.451	0.0001	0.0005	0.6972	0.6978	99.91%

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Se comprueba que no hay torsión en el 1er y 2do modo de vibración.

3.5 Modelo matemático – ETABS ASCE 7-22

3.5.1 Introducción

El modelo matemático desarrollado en el software ETABS bajo la normativa ASCE 7-22 consiste en la representación tridimensional de una edificación de hormigón armado de 6 pisos ubicada en la ciudad de Quito, con el objetivo de evaluar su comportamiento estructural frente a cargas gravitacionales y acciones sísmicas. El modelo fue elaborado considerando las disposiciones de análisis y diseño sísmico establecidas por la ASCE 7-22 y los criterios de diseño en hormigón armado definidos por el ACI 318-25.

Para la generación del modelo estructural se utilizaron las mismas características geométricas, arquitectónicas y estructurales previamente definidas en las secciones anteriores, permitiendo que la comparación entre normativas se realice bajo condiciones equivalentes. Se consideraron las dimensiones reales de columnas, vigas, losas y muros estructurales previamente pre dimensionados, así como las propiedades mecánicas de los materiales, incluyendo la resistencia a compresión del hormigón y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo. Asimismo, el modelo incorporó las cargas muertas, cargas vivas y masas sísmicas correspondientes a la edificación, además de los parámetros espectrales definidos mediante la ASCE 7-22, tales como S_s , S_1 , SDS , $SD1$, el período de vibración T , el factor de importancia I , el factor de modificación de respuesta R , el factor de sobre resistencia Ω_0 y el factor de amplificación de desplazamientos C_d .

En la definición de las secciones estructurales dentro de ETABS se aplicaron modificadores de rigidez conforme a las recomendaciones del ACI 318-25 y la ASCE 7-22, con el fin de representar de manera más realista el comportamiento fisurado de los elementos de hormigón armado durante el análisis sísmico. Estos modificadores afectan principalmente la rigidez a flexión, torsión y corte de vigas, columnas y muros estructurales.

3.5.2 Definición de secciones

3.5.2.1 Columnas

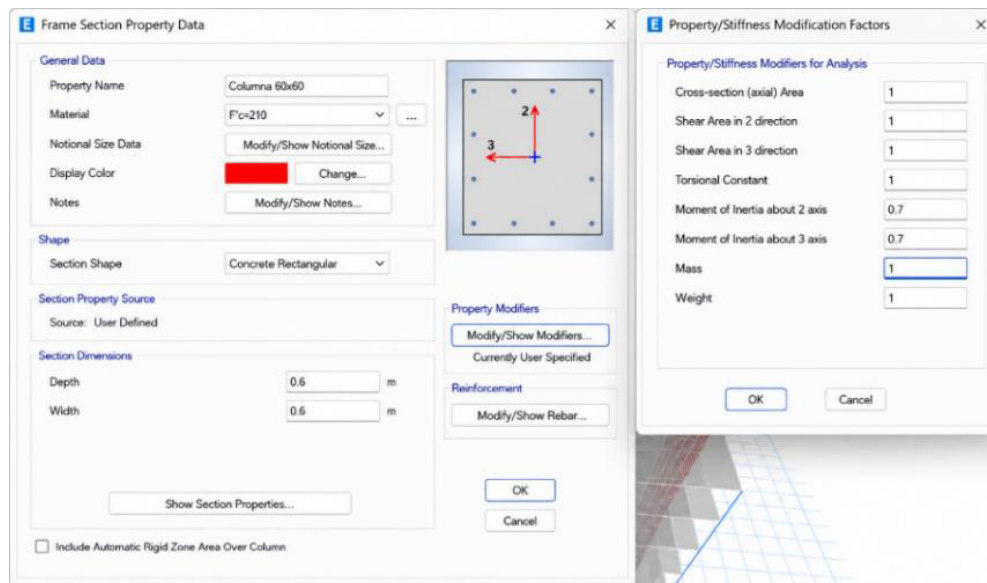


Figura 33. Definición de columnas en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Se trabaja con la inercia de agrietamiento al 70% según la normativa ASCE 7-22.

3.5.2.2 Vigas

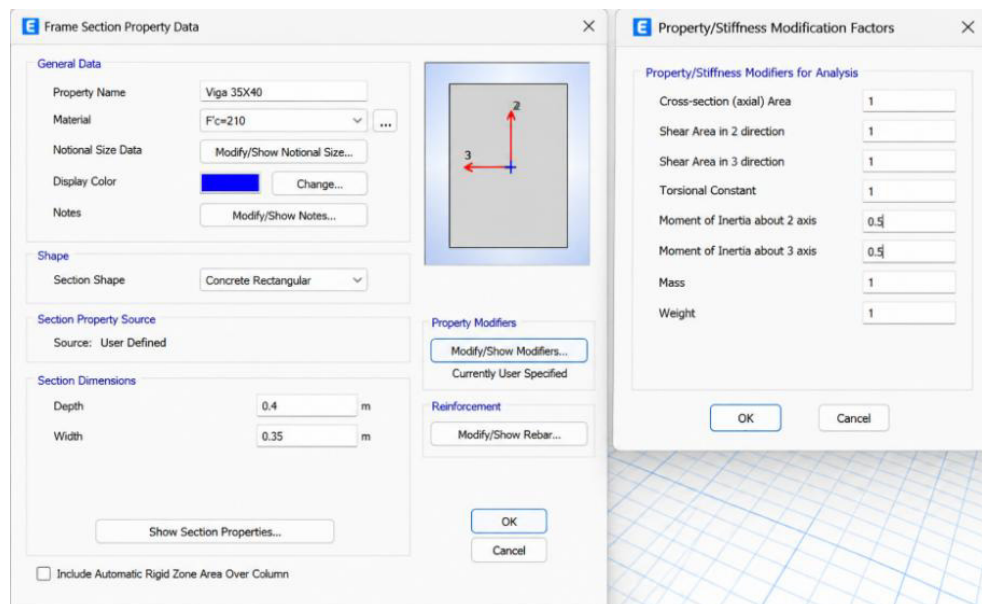


Figura 34. Definición de vigas en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

En las vigas se trabaja con la inercia de agrietamiento al 50% según la normativa ASCE 7-22.

3.5.2.3 Losa

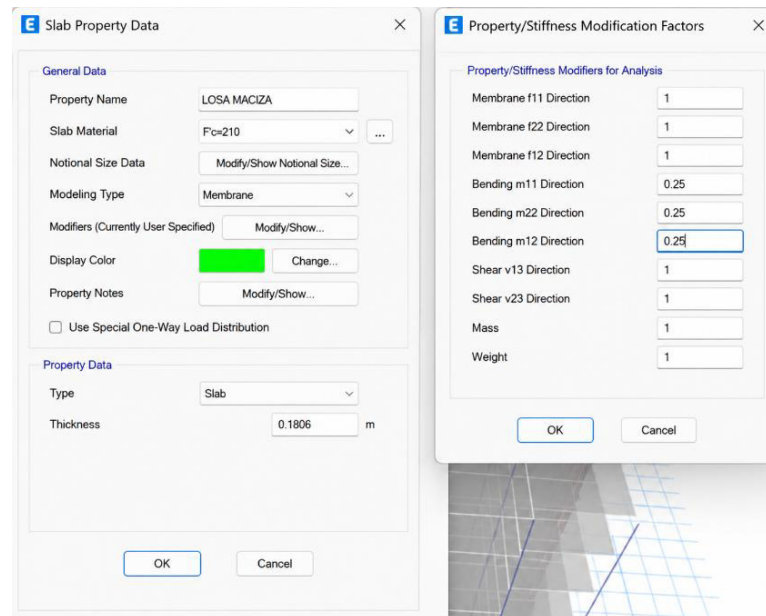


Figura 35. Definición de Losas en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

En el caso de la losa se usa una inercia de agrietamiento al 25% según la normativa ASCE 7-22.

3.5.3 Análisis estático y dinámico

3.5.3.1 Combinaciones de carga

Según la tabla C2.4.1 de la normativa ASCE 7-22 se usará las siguientes combinaciones de carga:

Tabla 25. Combinaciones de Carga de Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD)

Combinaciones de cargas		Carga principal
1a	D	D
2a	D+L	L
3a	D+(Lr or 0.75 or R)	Lr or S or R
4a	D+0.75L+0.75(Lr or 0.75 or R)	L
5a	D+0.6(W or Wt)	W or Wt
6a	D+0.75L+0.75(0.6(W or Wt)) +0.75(Lr or 0.75 or R)	W or Wt
7a	0.6D+0.6(W o Wt)	W or Wt
8a	D+0.7Ev+0.7Emh	E
9a	D+0.535Ev+0.525Emh+0.75L+0.1S	E
10a	0.6D-0.7Ev+0.7Emh	E

Fuente: ASCE 7-22

3.5.3.2 Configuración de parámetros sísmicos

ASCE 7-22 Seismic Loading

Direction and Eccentricity

- ☒ X Dir
- ☐ Y Dir
- ☒ X Dir + Eccentricity
- ☐ Y Dir + Eccentricity
- ☒ X Dir - Eccentricity
- ☐ Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Time Period

- ☐ Approximate Ct (ft), x =
- ☒ Program Calculated Ct (ft), x =
- ☐ User Defined T = sec

Story Range

Top Story for Seismic Loads

Bottom Story for Seismic Loads

Method for Computing Seismic Coefficients

- ☐ Method 1
- ☒ Method 2

Parameters - Method 2

Short-Period Design Spectral Accel, S_{DS}

1 Sec Design Spectral Accel, S_{D1}

1 Sec Design Spectral Accel for Site Class BC, S_1

Long-Period Transition Period

Site Class

Factors

Response Modification, R

Occupancy Importance, I

System Overstrength, Ω

Deflection Amplification, C_d

Figura 36. Configuración de parámetros sísmicos en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

ASCE 7-22 Seismic Loading

Direction and Eccentricity

- ☐ X Dir
- ☒ Y Dir
- ☐ X Dir + Eccentricity
- ☒ Y Dir + Eccentricity
- ☐ X Dir - Eccentricity
- ☒ Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Time Period

- ☐ Approximate Ct (ft), x =
- ☒ Program Calculated Ct (ft), x =
- ☐ User Defined T = sec

Story Range

Top Story for Seismic Loads

Bottom Story for Seismic Loads

Method for Computing Seismic Coefficients

- ☐ Method 1
- ☒ Method 2

Parameters - Method 2

Short-Period Design Spectral Accel, S_{DS}

1 Sec Design Spectral Accel, S_{D1}

1 Sec Design Spectral Accel for Site Class BC, S_1

Long-Period Transition Period

Site Class

Factors

Response Modification, R

Occupancy Importance, I

System Overstrength, Ω

Deflection Amplification, C_d

Figura 37. Configuración de parámetros sísmicos en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Se coloca los parámetros sísmicos definidos previamente en el eje “x” y “y”.

3.5.3.3 Cortante basal estático

The screenshot shows the 'Story Forces' window in ETABS v21. The table displays static base shear results for the X-axis. The columns are: Story, Output Case, Case Type, Step Type, Step Number, Location, P tonf, VX tonf, VY tonf, and T tonf-m. The data is as follows:

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m
Story3	Sis X	LinStatic	Step By Step	3	Top	0	-687.5001	0	8962.9554
Story3	Sis X	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	-687.5001	0	8962.9554
Story2	Sis X	LinStatic	Step By Step	1	Top	0	-763.0562	0	11030.7642
Story2	Sis X	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	-763.0562	0	11030.7642
Story2	Sis X	LinStatic	Step By Step	2	Top	0	-763.0562	0	12119.1112
Story2	Sis X	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	0	-763.0562	0	12119.1112
Story2	Sis X	LinStatic	Step By Step	3	Top	0	-763.0562	0	9942.4171
Story2	Sis X	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	-763.0562	0	9942.4171
Story1	Sis X	LinStatic	Step By Step	1	Top	0	-799.4356	0	11553.8668
Story1	Sis X	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	-799.4356	0	11553.8668
Story1	Sis X	LinStatic	Step By Step	2	Top	0	-799.4356	0	12696.783
Story1	Sis X	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	0	-799.4356	0	12696.783
Story1	Sis X	LinStatic	Step By Step	3	Top	0	-799.4356	0	10410.9506
Story1	Sis X	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	-799.4356	0	10410.9506

Figura 38. Resultados del cortante basal estático en el eje “x” en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Se obtiene un cortante basal en el sismo estático en el eje “x” de 799.43 toneladas.

The screenshot shows the 'Story Forces' window in ETABS v21. The table displays dynamic base shear results for the Y-axis. The columns are: Story, Output Case, Case Type, Step Type, Step Number, Location, P tonf, VX tonf, VY tonf, and T tonf-m. The data is as follows:

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m
Story3	Sis Y	LinStatic	Step By Step	3	Top	0	0	-682.2791	-7617.7786
Story3	Sis Y	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	0	-682.2791	-7617.7786
Story2	Sis Y	LinStatic	Step By Step	1	Top	0	0	-760.4622	-9393.408
Story2	Sis Y	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	0	-760.4622	-9393.408
Story2	Sis Y	LinStatic	Step By Step	2	Top	0	0	-760.4622	-10297.1649
Story2	Sis Y	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	0	0	-760.4622	-10297.1649
Story2	Sis Y	LinStatic	Step By Step	3	Top	0	0	-760.4622	-8489.651
Story2	Sis Y	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	0	-760.4622	-8489.651
Story1	Sis Y	LinStatic	Step By Step	1	Top	0	0	-799.4356	-9874.0049
Story1	Sis Y	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	0	-799.4356	-9874.0049
Story1	Sis Y	LinStatic	Step By Step	2	Top	0	0	-799.4356	-10826.4785
Story1	Sis Y	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	0	0	-799.4356	-10826.4785
Story1	Sis Y	LinStatic	Step By Step	3	Top	0	0	-799.4356	-8921.5312
Story1	Sis Y	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	0	-799.4356	-8921.5312

Figura 39. Resultados del cortante basal dinámico en el eje “y” en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Se obtiene un cortante basal en el sismo estático en el eje “y” de 799.43 toneladas.

3.5.3.4 Cortante basal dinámico

The screenshot shows the 'Story Forces' window in ETABS v21. The table displays results for the X-axis dynamic base shear. The columns are: Story, Output Case, Case Type, Step Type, Location, P tonf, VX tonf, VY tonf, T tonf-m, and MX tonf-m. The data is sorted by Story (Story6 at the top, Story1 at the bottom). The VX tonf values range from 226.5108 to 703.6671. The T tonf-m values range from 3558.7568 to 10915.102. The MX tonf-m values range from 0 to 11.9815.

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m
Story6	SD_X	LinRespSpec	Max	Top	0	226.5108	0.3127	3558.7568	0
Story6	SD_X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	226.5108	0.3127	3558.7568	1.0005
Story5	SD_X	LinRespSpec	Max	Top	0	404.6571	0.5133	6301.0907	1.0005
Story5	SD_X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	404.6571	0.5133	6301.0907	2.636
Story4	SD_X	LinRespSpec	Max	Top	0	529.8779	0.6473	8229.6164	2.636
Story4	SD_X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	529.8779	0.6473	8229.6164	4.68
Story3	SD_X	LinRespSpec	Max	Top	0	619.1766	0.7371	9606.6813	4.68
Story3	SD_X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	619.1766	0.7371	9606.6813	6.9825
Story2	SD_X	LinRespSpec	Max	Top	0	677.8099	0.7933	10512.236	6.9825
Story2	SD_X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	677.8099	0.7933	10512.236	9.4422
Story1	SD_X	LinRespSpec	Max	Top	0	703.6671	0.8171	10915.102	9.4422
Story1	SD_X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	703.6671	0.8171	10915.102	11.9815

Figura 40. Resultados del cortante basal dinámico en el eje “x” en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Se obtiene un cortante basal en el sismo dinámico en el eje “x”, de 703.67 toneladas.

The screenshot shows the 'Story Forces' window in ETABS v21. The table displays results for the Y-axis dynamic base shear. The columns are: Story, Output Case, Case Type, Step Type, Location, P tonf, VX tonf, VY tonf, T tonf-m, and MX tonf-m. The data is sorted by Story (Story6 at the top, Story1 at the bottom). The VY tonf values range from 0.2912 to 0.8171. The T tonf-m values range from 3001.0596 to 9179.6281. The MX tonf-m values range from 0 to 9796.7411.

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m
Story6	SD_Y	LinRespSpec	Max	Top	0	0.2912	223.7186	3001.0596	0
Story6	SD_Y	LinRespSpec	Max	Bottom	0	0.2912	223.7186	3001.0596	715.8994
Story5	SD_Y	LinRespSpec	Max	Top	0	0.4723	401.188	5365.1066	715.8994
Story5	SD_Y	LinRespSpec	Max	Bottom	0	0.4723	401.188	5365.1066	1993.1747
Story4	SD_Y	LinRespSpec	Max	Top	0	0.6154	526.3265	7032.7295	1993.1747
Story4	SD_Y	LinRespSpec	Max	Bottom	0	0.6154	526.3265	7032.7295	3655.2088
Story3	SD_Y	LinRespSpec	Max	Top	0	0.721	612.8214	8184.5997	3655.2088
Story3	SD_Y	LinRespSpec	Max	Bottom	0	0.721	612.8214	8184.5997	5573.8244
Story2	SD_Y	LinRespSpec	Max	Top	0	0.7878	665.9955	8891.5586	5573.8244
Story2	SD_Y	LinRespSpec	Max	Bottom	0	0.7878	665.9955	8891.5586	7648.9099
Story1	SD_Y	LinRespSpec	Max	Top	0	0.8171	687.5922	9179.6281	7648.9099
Story1	SD_Y	LinRespSpec	Max	Bottom	0	0.8171	687.5922	9179.6281	9796.7411

Figura 41. Resultados del cortante basal dinámico en el eje “y” en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Se obtiene un cortante basal en el sismo dinámico en el eje “x”, de 687.59 toneladas.

3.5.3.5 Periodo de vibración

Tabla 26. Resultado del periodo de vibración en ETABS v21

Mode Shape (Modal)	Mode 1	Periodo	0.608
-----------------------	--------	---------	-------

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

El periodo calculado mediante el modelo con la normativa ASCE 7-22 en el ETABS, nos calcula un valor de 0.608 segundos.

Entonces:

$$0.608 < 1.12 \quad (123)$$

3.5.3.6 Desplazamiento por piso

Tabla 27. Resultados del desplazamiento por piso en ETABS

Piso	Desplazamiento(mm)
6	30.266
5	23.937
4	17.516
3	11.374
2	5.986
1	1.934

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

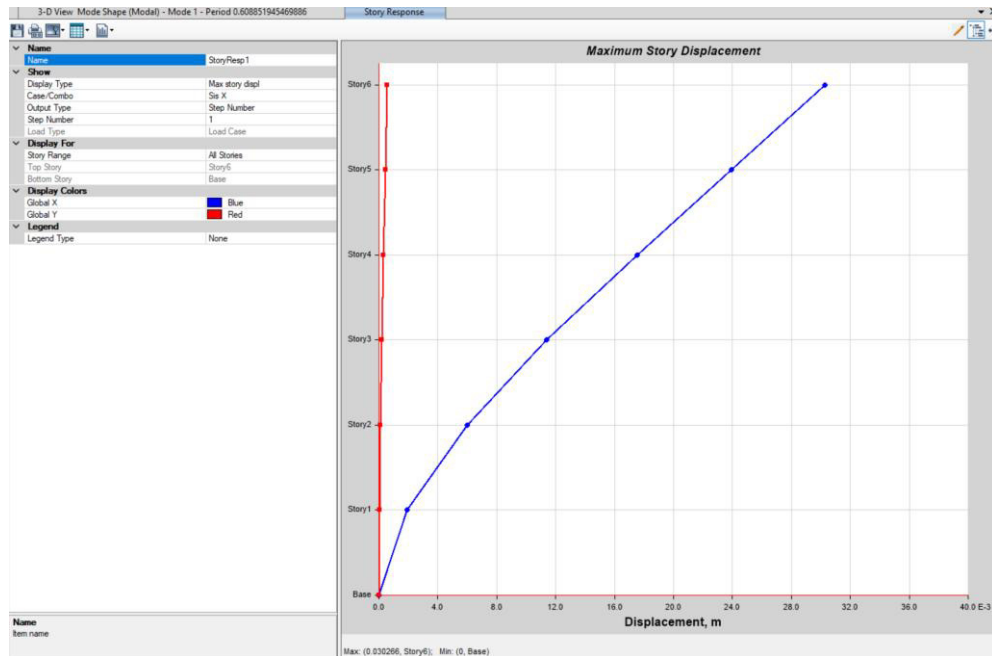


Figura 42. Resultados de los desplazamientos por piso en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Se verificó el desplazamiento máximo por piso en la dirección X, observando que el mayor desplazamiento ocurre en el último nivel con un valor aproximado de 0.037m, reflejando el comportamiento lateral global de la estructura frente a la acción sísmica.

3.5.3.7 Derivas de piso

Deriva de piso según la tabla 12.12-1 de la normativa ASCE 7-22:

$$= 0.002 * h_x \quad (124)$$

$$= 0.02 * 3.2 \quad (125)$$

$$= 0.064m = 6.4 \text{ cm} \quad (126)$$

Se verifica que:

$$\delta DE \leq 0.020 h_{sx} \quad (127)$$

$$\delta DE \leq 6.4 \text{ cm} \quad (128)$$

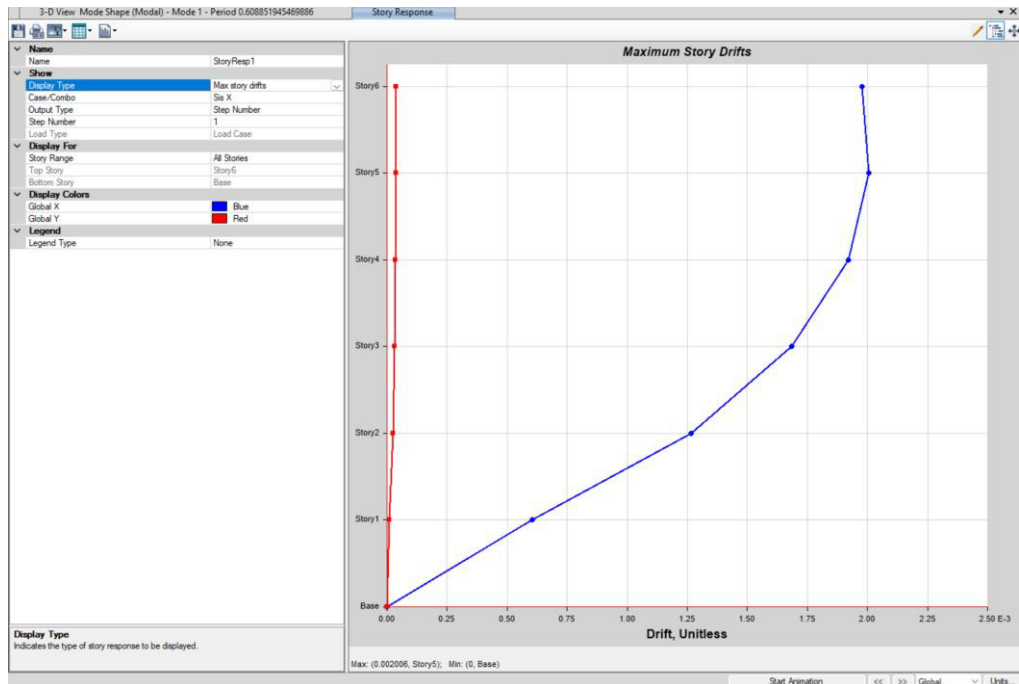


Figura 43. Resultado de la deriva máxima por piso en el eje “x” en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

La deriva máxima del sismo estático en el eje “x” calcula un valor de 0.002006 m.

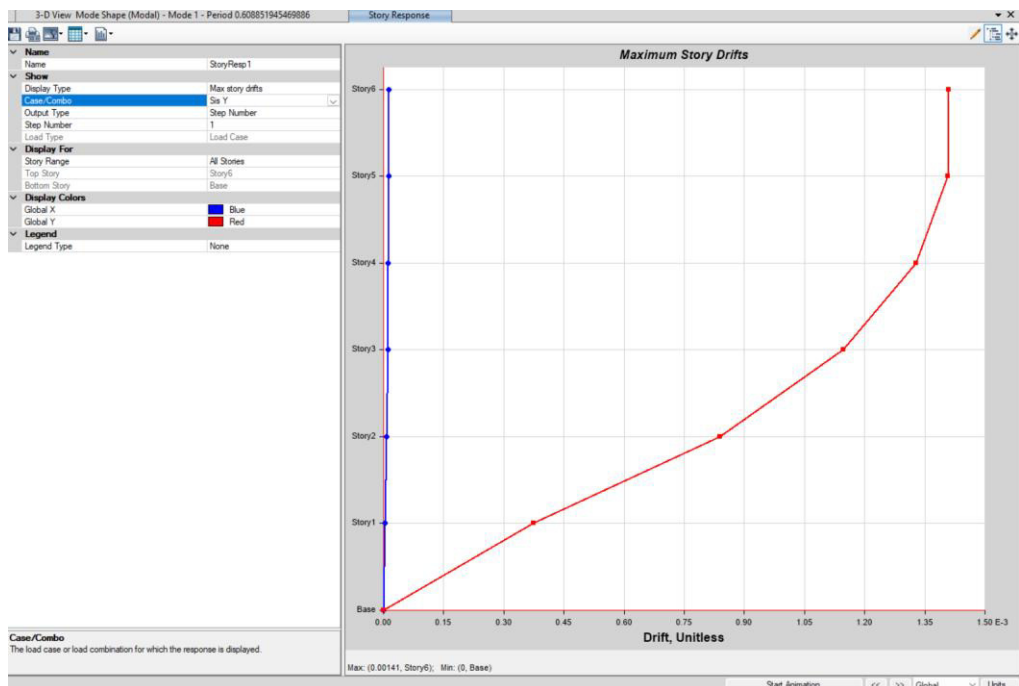


Figura 44. Resultado de la deriva máxima por piso en el eje “y” en ETABS

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

La deriva máxima del sismo estático en el eje “Y” calcula un valor de 0.00141 m.

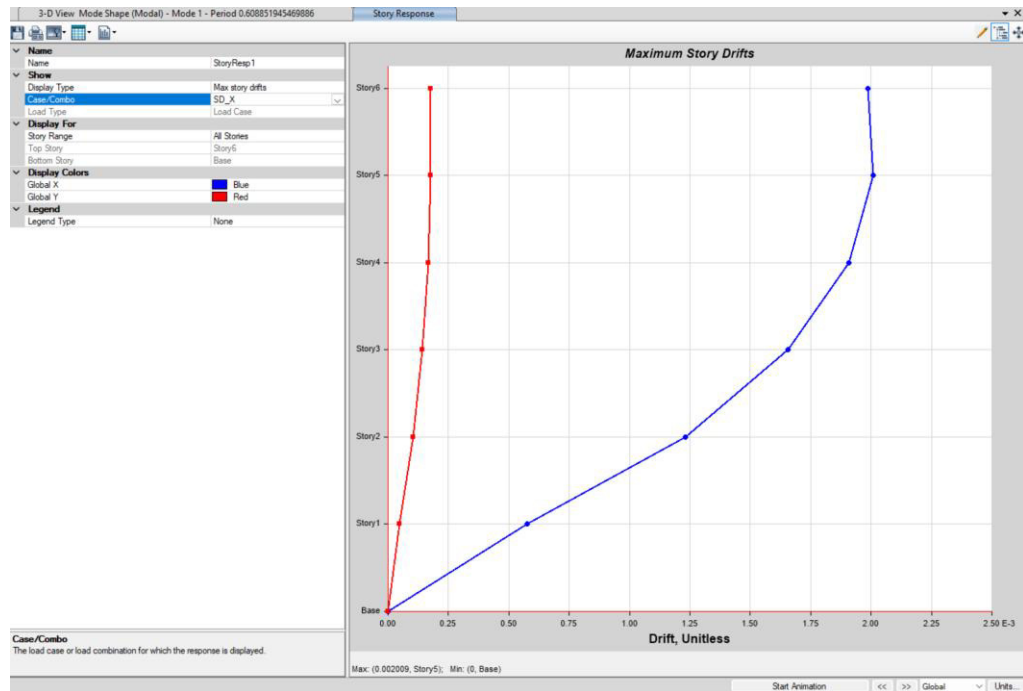


Figura 45. Resultado de la deriva máxima por piso del sismo dinámico en el eje “x” en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

La deriva máxima en el sismo dinámico en el eje “x” calcula un valor de 0.002009 m.

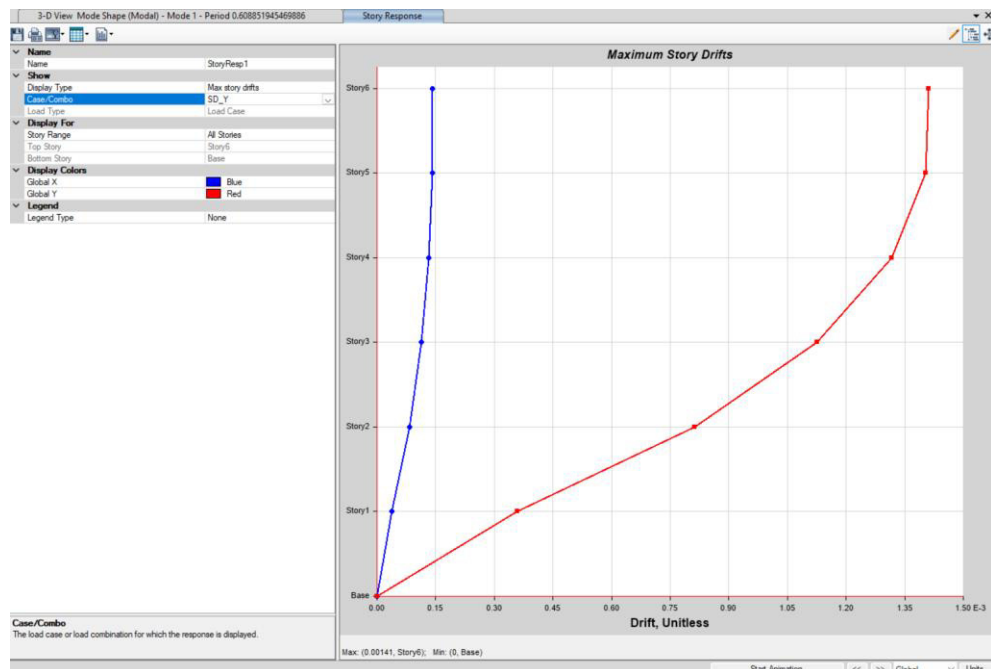


Figura 46. Resultado de la deriva máxima por piso del sismo dinámico en el eje “y” en ETABS v21

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

La deriva máxima en el sismo dinámico en el eje “y” calcula un valor de 0.00141 m.

3.5.3.8 Modos de vibración

Tabla 28. Resultados de los modos de vibración calculados en ETABS v21

Case	Mode	Periodo	Rx	RY	RZ	Sumatoria de rotaciones	Porcentaje de torsión
Modal	1	0.609	0	0.3401	0.0005	0.3406	0.15%
Modal	2	0.509	0.3508	0	0.0002	0.351	0.06%
Modal	3	0.416	0.0002	0.0005	0.6869	0.6876	99.90%

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

3.6 Diseño ACI 318-25 y NEC SE-HM

3.6.1 Diseño de columnas

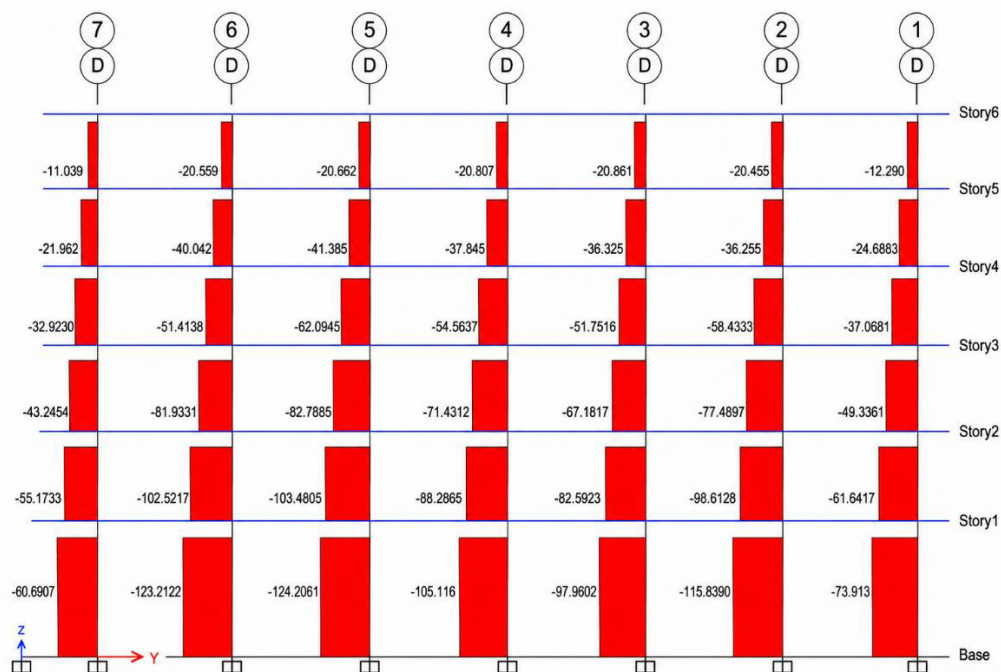


Figura 47. Diagrama de Fuerza Axial (Pu) en ETABS v21

Fuente: Obtenido del ETBAS v21

A partir del análisis estructural llevado a cabo en el software ETABS, se determinaron las cargas axiales últimas (Pu) de las columnas. Se constató que los valores más elevados se concentran en los niveles inferiores, como resultado de la acumulación de las cargas gravitacionales provenientes de los pisos superiores. La carga axial máxima registrada fue de 124.21 toneladas, correspondiente a una columna central de la planta

baja. Este valor fue considerado para el diseño, ya que representa la condición más crítica de la estructura. A medida que se incrementa la altura de la edificación, las cargas axiales disminuyen de manera progresiva como resultado de la reducción del área tributaria que soportan las columnas.

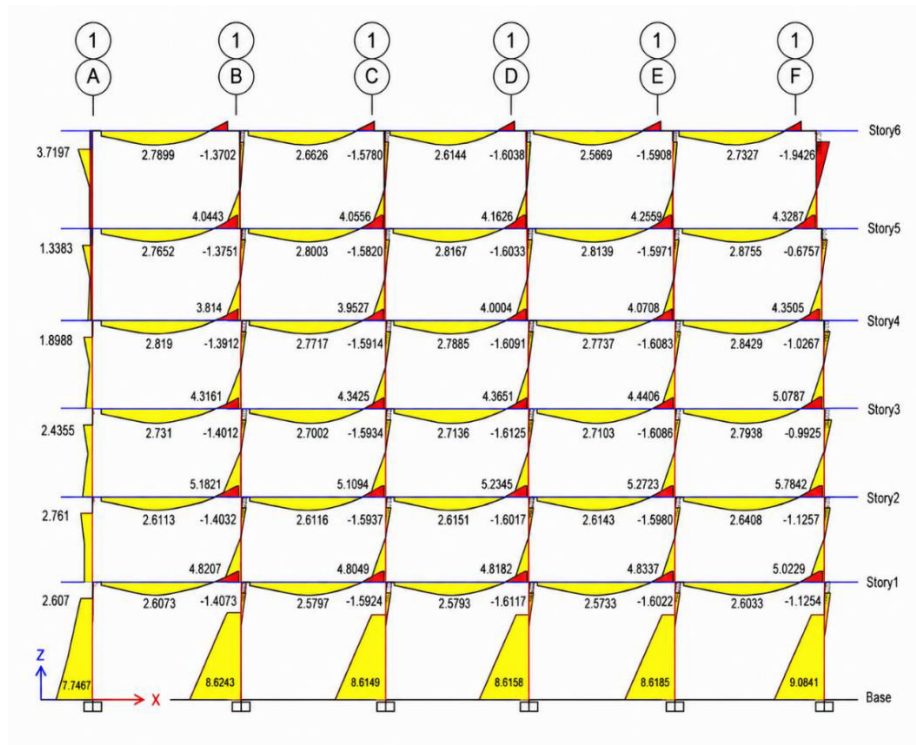


Figura 48. Diagrama de momentos en las columnas en ETABS v21

Fuente: Obtenido del ETBAS v21

A partir del análisis estructural llevado a cabo en el software ETABS, se obtuvieron los diagramas de momentos flectores correspondientes a las columnas, basados en las combinaciones de carga consideradas. Los momentos más significativos se concentran en los niveles inferiores de la estructura, donde las columnas están sujetas a una mayor exigencia sísmica y gravitacional. El valor máximo registrado fue de 8.61 t*m, correspondiente a una columna de la planta baja. Este valor fue seleccionado para el diseño, ya que representa la condición más crítica de flexión. A medida que se incrementa la altura de la edificación, los momentos experimentan una disminución progresiva como resultado de la reducción de las fuerzas internas que son transmitidas por los niveles superiores.

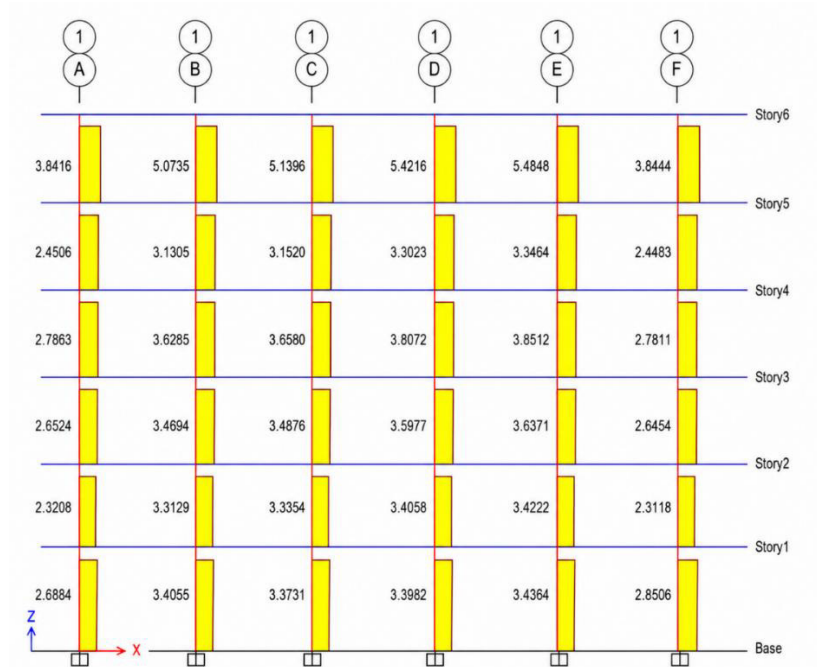


Figura 49. Diagrama de Corte (V) de columnas en ETABS v21

Fuente: Obtenido del ETBAS v21

Del análisis estructural llevado a cabo en ETABS, se obtuvieron los diagramas de fuerza cortante correspondientes a las columnas, evidenciándose una distribución variable a lo largo de la altura de la estructura. El valor máximo de cortante registrado fue de 3.37 toneladas, el cual corresponde a la condición más crítica del diseño. Este valor se empleó para la verificación de la resistencia al corte y el diseño del refuerzo transversal de las columnas, de acuerdo con los requisitos normativos establecidos.

Tabla 29. Comparación del diseño de columnas entre NEC SE-DS y ACI 318-25

Elemento	NEC SE-DS	ACI 318-25
Sección de columna	60x60	60X60
Ag total	3600 cm ²	3600 cm ²
As total	42.96 cm ²	40.71 cm ²
Refuerzo longitudinal	#12 Ø22	#16 Ø18 mm
Refuerzo transversal	Ø10 @10 cm	Ø10 @10 cm
Zona confinada		
Refuerzo transversal	Ø10 @13 cm	Ø10 @10 cm
Zona no confinada		
Zona Confinada	0.6 m	0.6 m
Zona no confinada	1 m	1 m

ΣM_{col}	77.34 t*m	76.51 t*m
Columna fuerte – viga débil	2.15	2.92
# de estribos totales	27	32
# Ramales	2	4

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

COLUMNA ESTRUCTURAL TIPO SEGÚN NEC

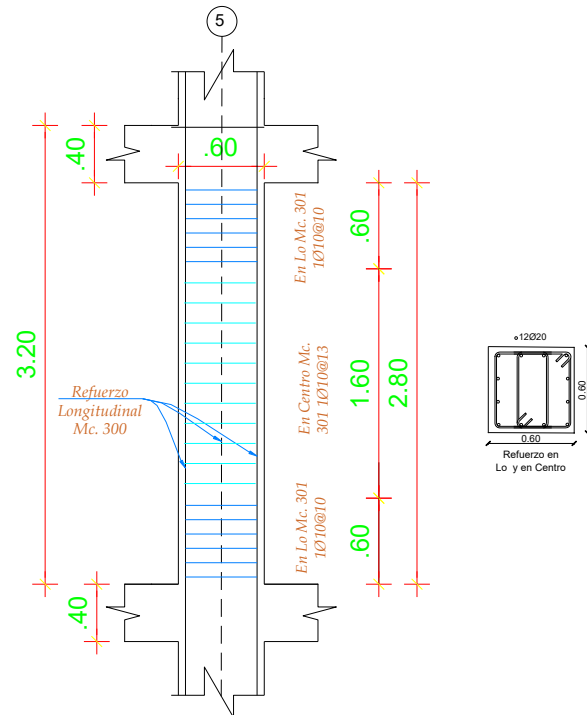


Figura 50. Detalle del armado de columna NEC SE-HM

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

COLUMNA ESTRUCTURAL TIPO SEGÚN ACI

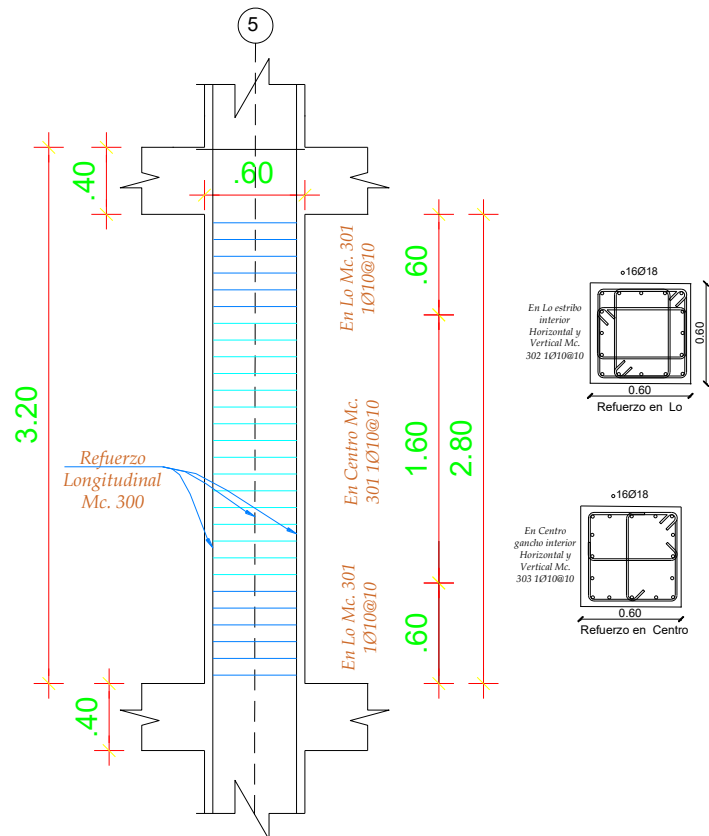


Figura 51. Detalle del armado de columna ACI 318-25

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

3.6.1.1 Límites permisibles para dimensiones geométricas

La Norma de Edificación de Carga Sísmica SE-HM establece que las columnas que integran sistemas diseñados para resistir cargas sísmicas deben poseer una dimensión mínima de 300 mm. Esta disposición tiene como objetivo asegurar un comportamiento estructural adecuado y facilitar la correcta instalación del refuerzo longitudinal y transversal.

De manera análoga, el ACI 318-25, en lo que respecta a pórticos especiales resistentes a momento, establece que la dimensión mínima de la sección transversal de las columnas debe ser de 300 mm, además de requerir el cumplimiento de requisitos adicionales relacionados con la proporción geométrica y el detallado sísmico.

En el presente estudio se utilizó una sección cuadrada de 60 x 60 cm, equivalente a 600 mm x 600 mm, la cual excede considerablemente las dimensiones mínimas estipuladas por ambas normativas. En consecuencia, la sección propuesta cumple de manera satisfactoria con los límites geométricos establecidos tanto por la NEC SE-HM

como por el ACI 318-25, ofreciendo una superficie adecuada para la colocación del refuerzo y una capacidad resistente apropiada ante solicitaciones gravitacionales y sísmicas.

3.6.1.2 Cuantía mínima y máxima que deben cumplir las columnas

La cantidad de acero longitudinal permite comprobar que la columna cuenta con el refuerzo adecuado para soportar las solicitaciones aplicadas, sin sobrepasar un volumen de acero que impida el vaciado y la compactación del hormigón.

Para las columnas de hormigón armado, tanto la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC SE-HM) como el ACI 318-25 establecen que la cuantía longitudinal debe situarse dentro del siguiente rango:

Dónde:

$$\rho_g = \frac{A_s}{A_g} \quad (129)$$

Para la columna analizada:

$$A_g = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2 \quad (130)$$

Para la NEC SE-DS:

$$\rho_g = \frac{42.96}{3600} = 0.01193 \quad (131)$$

$$\rho_g = 1.19\% \quad (132)$$

Para el ACI 318-25:

$$\rho_g = \frac{40.71}{3600} = 0.01131 \quad (133)$$

$$\rho_g = 1.13\% \quad (134)$$

Ambas cuantías se encuentran por encima del mínimo del 1 % y por debajo del máximo del 6 %, por lo que cumplen satisfactoriamente los límites establecidos por ambas normativas.

3.6.1.3 Capacidad nominal a flexión

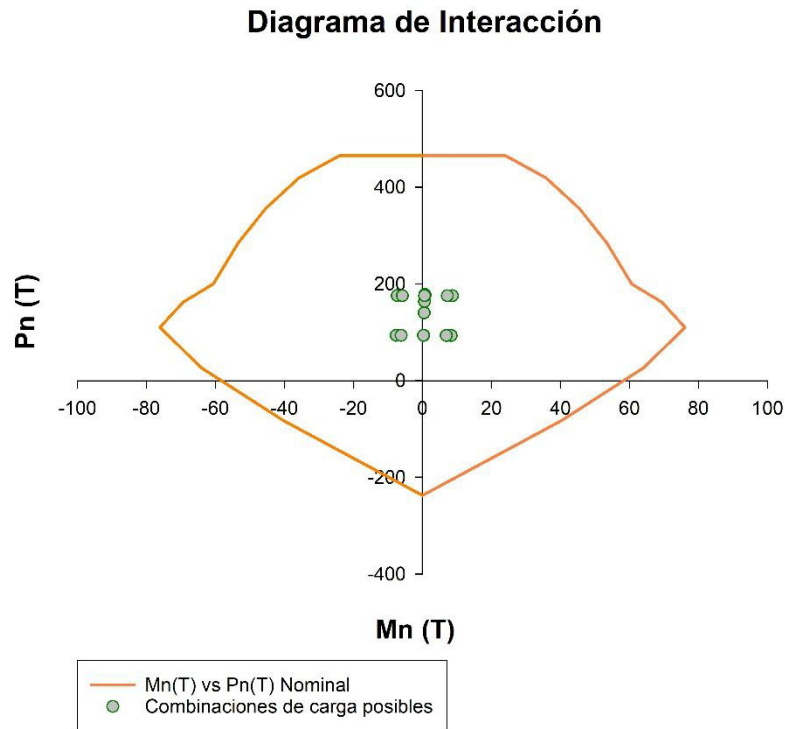


Figura 52. Diagrama de Interacción de columnas

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

A partir del diagrama de interacción generado conforme al ACI 318-25, se determinó la capacidad nominal a flexión de la columna de 60×60 cm, reforzada con 16 barras de Ø18 mm, un área de acero total de 40.71 cm², hormigón de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y acero de refuerzo con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

El análisis muestra que la columna presenta una capacidad máxima de compresión pura de:

$$P_o = 813.60T \quad (135)$$

y una resistencia de diseño reducida de:

$$\phi P_o = 528.84 T \quad (136)$$

mientras que la resistencia máxima permitida por el ACI 318-25 para diseño es:

$$\phi P_{n,max} = 423.07 T \quad (137)$$

En la condición balanceada se obtuvo:

$$P_n = 302.79 \text{ T} \quad (138)$$

$$M_n = 76.51 \text{ T} \cdot \text{m} \quad (139)$$

Con una resistencia de diseño:

$$\phi P_n = 196.81 \text{ T} \quad (140)$$

$$\phi M_n = 49.73 \text{ T} \cdot \text{m} \quad (141)$$

A partir del diagrama de interacción elaborado de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) SE-HM, se estableció la capacidad nominal a flexión de la columna de dimensiones 60×60 cm, la cual está reforzada con 12 barras de diámetro 20 mm. Se considera un área total de acero de 42.96 cm².

El análisis indica que la columna nos una capacidad de resistencia en la condición evaluada de:

$$P_n = 306.43 \text{ T} \quad (142)$$

con una resistencia de diseño reducida de:

$$\phi P_n = 199.18 \text{ T} \quad (143)$$

En cuanto a la resistencia a flexión, se obtuvo un momento nominal de:

$$M_n = 76.58 \text{ T} \cdot \text{m} \quad (144)$$

y un momento de diseño reducido de:

$$\phi M_n = 49.78 \text{ T} \cdot \text{m} \quad (145)$$

La Norma Ecuatoriana de Construcción SE-HM demandó una cantidad superior de acero longitudinal, alcanzando 42.96 cm², en comparación con el ACI 318-25, que establece un requerimiento de 40.71 cm². Esto implica un incremento aproximado del 5.5 % en la cantidad de refuerzo. Como resultado, la columna diseñada de acuerdo con la normativa ecuatoriana presentó una capacidad axial nominal ligeramente superior, alcanzando 306.43 toneladas, en comparación con las 302.79 toneladas obtenidas mediante el ACI.

Asimismo, la resistencia de diseño reducida mostró una diferencia mínima, alcanzándose 199.18 T para la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y 196.81 T para el American Concrete Institute (ACI). Esto demuestra que ambas metodologías generan capacidades de resistencia muy similares para la sección analizada.

En lo que respecta a la resistencia a la flexión, los resultados son prácticamente coincidentes. La NEC alcanzó un momento nominal de 76.58 T·m, mientras que el ACI obtuvo un momento de 76.51 T·m, lo que representa una diferencia inferior al 0.1 %. De manera similar, los momentos de diseño reducidos fueron de 49.78 T·m y 49.73 T·m, respectivamente.

La similitud observada en los valores del momento resistente sugiere que, a pesar de las diferencias en el diseño del refuerzo longitudinal y transversal, ambas normativas resultan en capacidades flexionales prácticamente equivalentes para la columna analizada. No obstante, el ACI logra alcanzar una resistencia considerablemente cercana utilizando una menor cantidad de acero longitudinal, lo que indica una distribución más eficiente del refuerzo al emplear 16 barras de Ø18 mm, en comparación con las 12 barras de Ø20 mm utilizadas por la NEC.

3.6.1.4 Capacidad nominal a corte

Para la NEC SE-HM, la columna de dimensiones 60 x 60 cm emplea estribos de diámetro 10 mm dispuestos a intervalos de 10 cm en la zona confinada y a intervalos de 14 cm en la zona no confinada, con un total de 26 estribos y 2 ramales. Esta configuración permite satisfacer la resistencia al corte requerido, aunque presenta un nivel de confinamiento inferior en comparación con el ACI.

En contraste, de acuerdo con el ACI 318-25, la columna presenta estribos de diámetro 10 mm dispuestos a una distancia de 10 cm, tanto en la zona confinada como en la zona no confinada, empleando un total de 32 estribos y 4 ramales. Este procedimiento incrementa la cantidad de acero transversal y optimiza el confinamiento del núcleo de hormigón, así como el control del pandeo de las barras longitudinales y la capacidad de disipación de energía.

Con base en los resultados obtenidos, se puede constatar que el ACI 318-25 establece un criterio más riguroso para el diseño a cortante, dado que exige una mayor cantidad de estribos y ramales. Aunque ambos diseños cumplen con los requisitos establecidos, el ACI ofrece una mayor capacidad de confinamiento y una respuesta sísmica más favorable. Por otro lado, la NEC se presenta como una opción más económica al requerir una menor cantidad de acero transversal.

3.6.2 Diseño de vigas

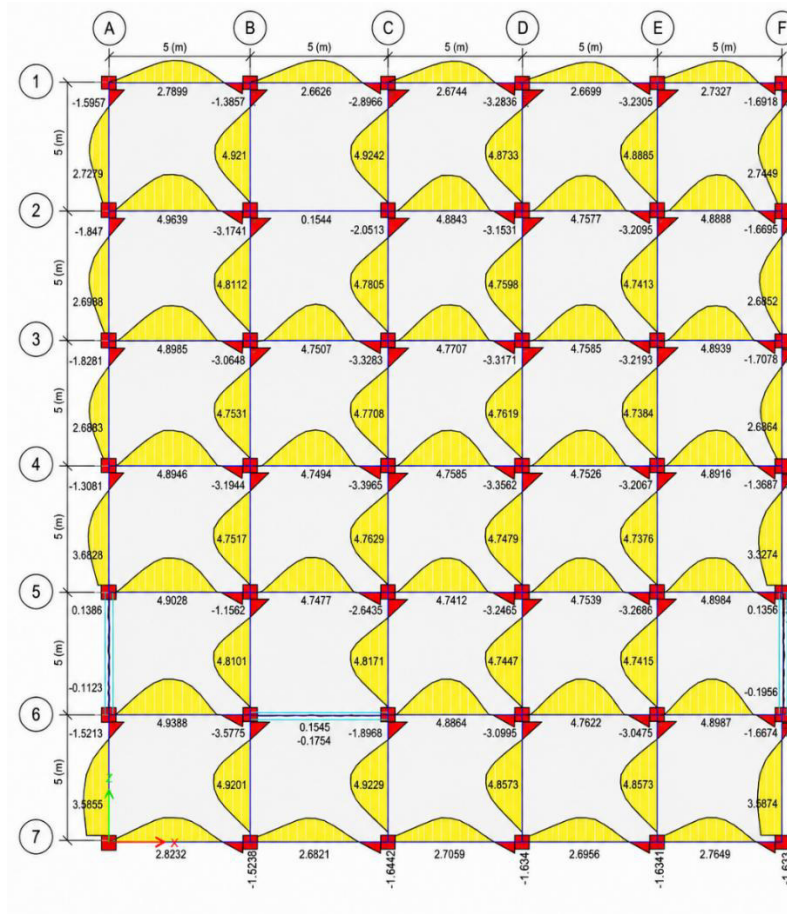


Figura 53. Diagrama de momentos de vigas en ETABS v21

Fuente: Obtenido del ETBAS v21

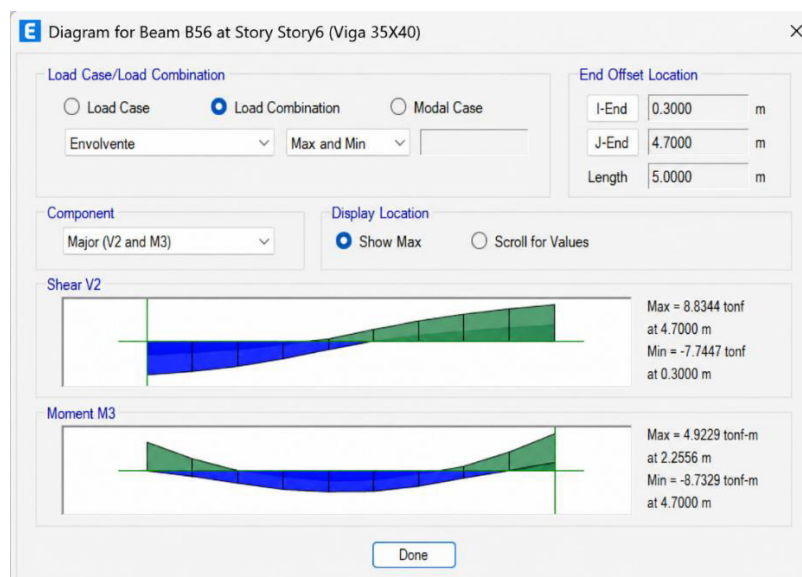


Figura 54. Momento máximo y mínimo de la viga a diseñar

Fuente: Obtenido del ETBAS v21

Para la viga B56 del sexto nivel, con una sección de 35 x 40 cm y una longitud de 5.00 m, el análisis realizado en ETABS indica un cortante máximo de 8.83 toneladas en el extremo J y un cortante mínimo de -7.74 toneladas en el extremo I. En lo que respecta al momento flector, se ha determinado un momento positivo máximo de 4.92 toneladas*metro y un momento negativo máximo de -8.73 toneladas*metro, siendo este último el valor crítico para el diseño a flexión de la viga.

Tabla 30. Comparación del diseño de viga entre NEC SE-DS y ACI 318-25

Elemento	NEC SE-HM	ACI 318-25
Sección	30x40 cm	30x40 cm
Acero longitudinal inferior	#6 Ø14	#2 Ø16
Acero longitudinal superior	#2 Ø16	#2 Ø16
Refuerzo inferior	-	-
Refuerzo superior	#4 Ø16	#2 Ø14
Estribos zona confinada	Ø10 @10 cm	Ø10 @10 cm
Estribos zona no confinada	Ø10 @13 cm	Ø10 @15 cm
Zona Confinada	0.8	0.8
Zona no confinada	1.4	1.4
# De ramales	-	1
$\sum M_{vig}$	35.98 t*m	26.18 t*m
Cuantía (+)	0.77%	0.33%
Cuantía (-)	1.00%	0.93%
As Total	21.29 cm ²	15.12 cm ²
Ag Total	1200 cm ²	1200 cm ²
# de estribos totales	37	34

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

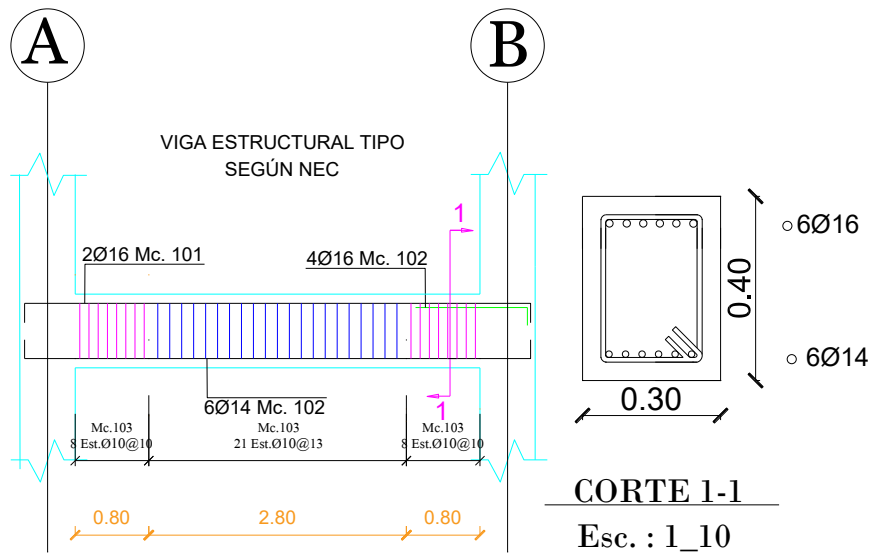


Figura 55. Detalle del armado de viga NEC SE-HM

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

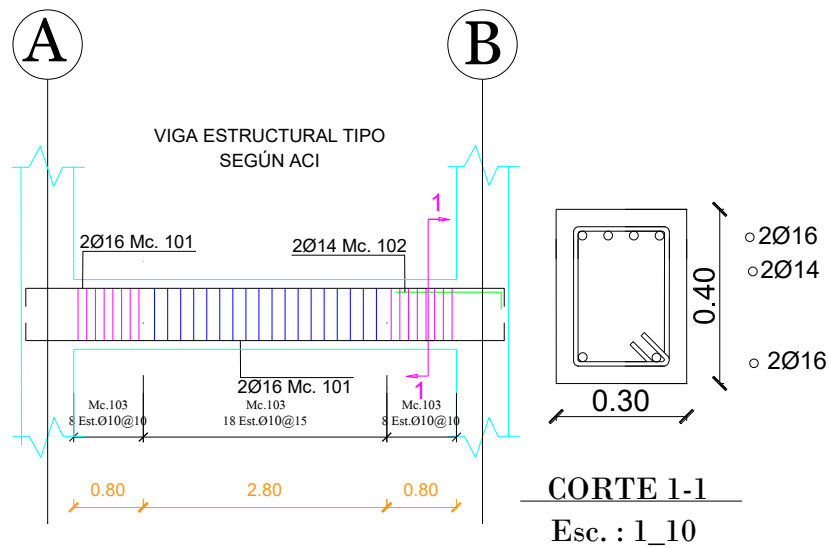


Figura 56. Detalle del armado de viga ACI 318-25

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

3.6.2.1 Límites permisibles para la dimensión de la viga

La viga presenta una sección de 30x40 cm, lo que equivale a un área bruta de 1200 centímetros cuadrados. Esta sección satisface las dimensiones mínimas requeridas para albergar el refuerzo longitudinal y transversal estipulado por ambas normativas. Tanto en la NEC SE-HM como en el ACI 318-25, la sección adoptada permite garantizar

recubrimientos adecuados, así como la separación entre las barras y el confinamiento en las áreas críticas.

Asimismo, la longitud de la zona confinada considerada fue de 0.80 metros, mientras que la longitud de la zona no confinada fue de 1.40 metros en ambos diseños. Por consiguiente, no se observa diferencia geométrica entre las dos normativas en la sección analizada.

3.6.2.2 Cuantía mínima y máxima que deben cumplir las vigas

La viga diseñada conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) SE-HM presentó un área total de acero longitudinal de 21.29 cm², mientras que el diseño basado en el ACI 318-25 obtuvo un área de 15.12 cm². Considerando un área bruta de 1200 cm², se ha observado que la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC) requiere una mayor cantidad de acero total.

En lo que respecta a las cuantías, la NEC reportó una cuantía positiva del 0.77 % y una cuantía negativa del 1.00 %. Por otro lado, el ACI registró una cifra positiva de 0.33 % y una cuantía negativa de 0.93 %. Esto indica que ambas normativas se ajustan a los límites de cuantía establecidos; sin embargo, la NEC se presenta como más conservadora al requerir un mayor refuerzo longitudinal, particularmente en las zonas inferior y superior de la viga.

3.6.2.3 Capacidad nominal a flexión de la viga

La capacidad nominal a flexión de la viga se evaluó mediante la sumatoria de momentos resistentes. Para la NEC SE-HM se obtuvo:

$$\sum M_{vig} = 35.98T \cdot m \quad (146)$$

Mientras que para el ACI 318-25 se obtuvo:

$$\sum M_{vig} = 26.18T \cdot m \quad (147)$$

Los resultados indican que la viga diseñada conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) presenta una capacidad resistente aproximadamente un 37.4 % superior a la obtenida con el American Concrete Institute (ACI). Esta diferencia está directamente relacionada con la mayor cantidad de acero longitudinal incorporado en la

viga diseñada conforme a la normativa ecuatoriana, la cual especifica un área total de acero de 21.29 cm², en comparación con los 15.12 cm² exigidos por el ACI.

Por consiguiente, la NEC SE-DS establece una sección que presenta una mayor capacidad de resistencia a la flexión, lo cual, conlleva genera un incremento en el consumo de acero longitudinal.

3.6.2.4 Capacidad nominal a corte de la viga

La resistencia al corte de la viga depende fundamentalmente del refuerzo transversal ubicado en las zonas críticas y de la contribución del hormigón.

Ambas normativas establecen el uso de estribos de Ø10 mm a una separación de 10 cm en la zona confinada, lo cual asegura un adecuado confinamiento y control de fisuración en las áreas de mayor demanda sísmica. No obstante, en la zona no confinada se observan variaciones en el espaciamiento de los estribos. La NEC SE-HM establece el uso de estribos de diámetro 10 mm con un espaciamiento de 13 cm. Por su parte, el ACI 318-25 permite un espaciamiento ligeramente mayor, de 15 cm, para estribos de diámetro 10 mm.

Como resultado de este criterio, la viga diseñada conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) requiere un total de 37 estribos, mientras que la viga diseñada de acuerdo con el American Concrete Institute (ACI) utiliza 34 estribos. Esto evidencia que la normativa ecuatoriana implementa un enfoque más conservador en lo que respecta al refuerzo transversal, lo que incrementa la capacidad de resistencia ante esfuerzos cortantes y ofrece un nivel superior de seguridad estructural, aunque con un mayor consumo de acero. Por otro lado, el ACI optimiza la cantidad de refuerzo transversal, asegurando el cumplimiento de los requisitos normativos en cuanto a resistencia y ductilidad.

3.6.3 Diseño de muros

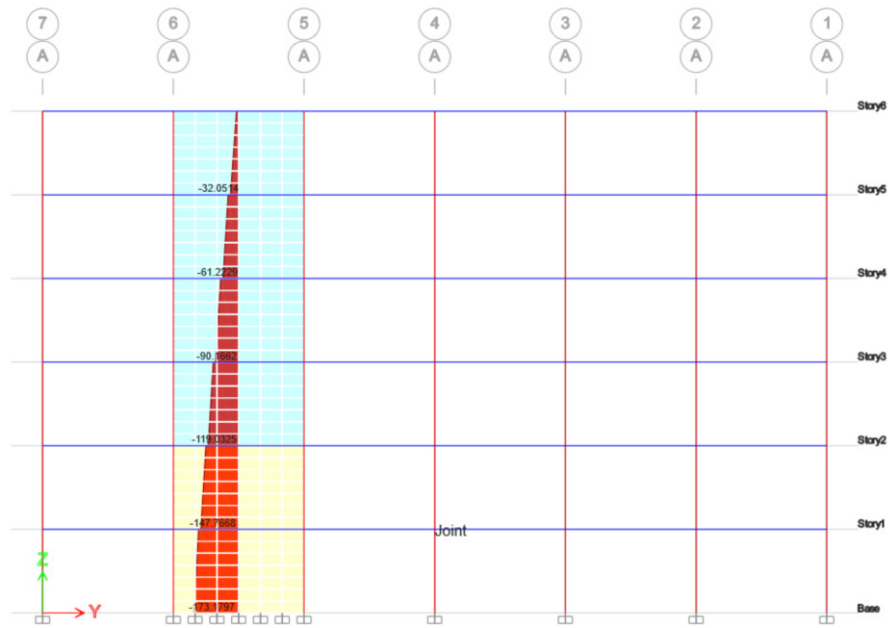


Figura 57. Diagrama de fuerza axial del muro en ETABS v21

Fuente: Obtenido del ETBAS v21

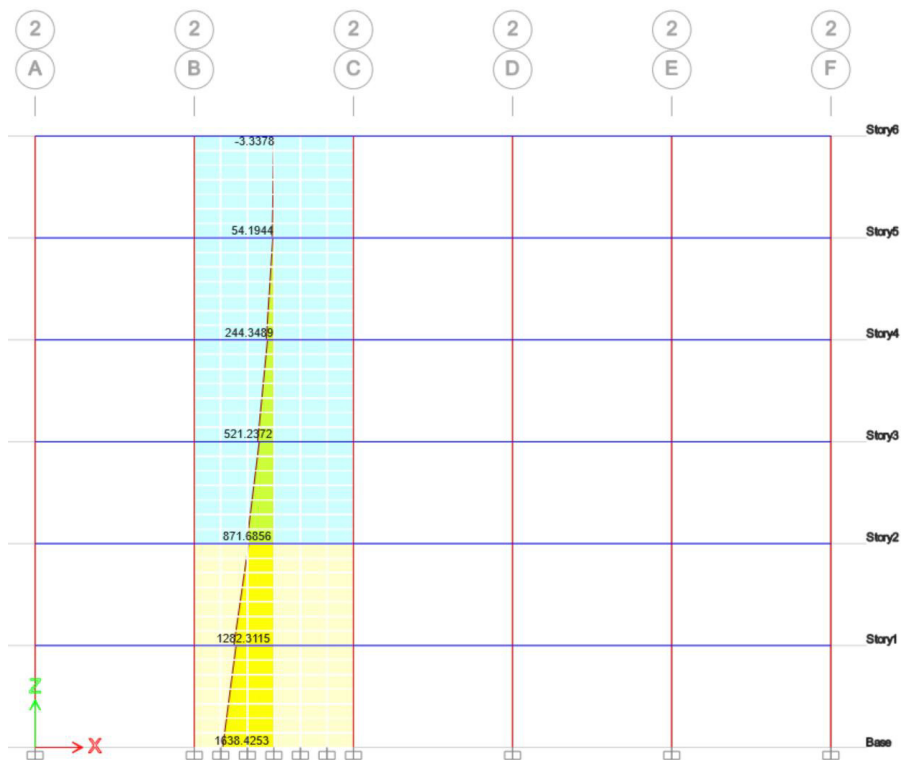


Figura 58. Diagrama de momentos del muro en ETABS v21

Fuente: Obtenido del ETBAS v21

Tabla 31. Comparación del diseño de muros entre NEC SE-DS y ACI 318-25

Elemento	NEC SE-HM	ACI 318-25
Longitud del muro	560 cm	560 cm
L_w		
Espesor del alma t_w	45cm	45 cm
Cabezales	60x60 cm	60x60 cm
Ag total	27000 cm ²	27000 cm ²
Refuerzos Cabezal	#12 Ø22	#12 Ø22
Refuerzos en alma	#34 Ø14 cm	#26 Ø16
Refuerzo horizontal	#4 Ø10 @25	#4 Ø10 @30
Longitud del alma	440 cm	440 cm
As total	143.57 cm ²	143.51 cm ²

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Diagrama de Interacción - Muros

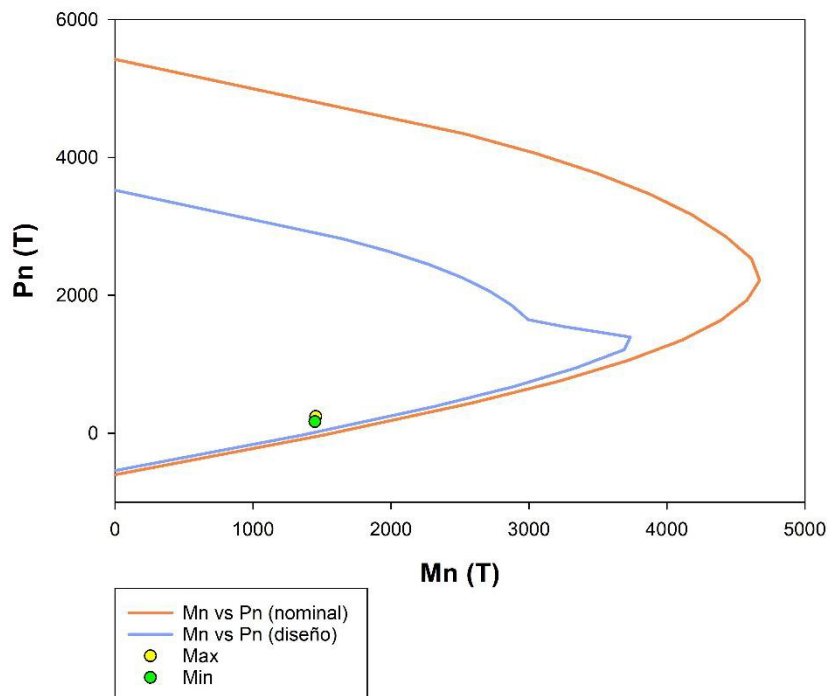


Figura 59. Diagrama de interacción de Muros estructurales

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

MURO ESTRUCTURAL TIPO SEGÚN NEC

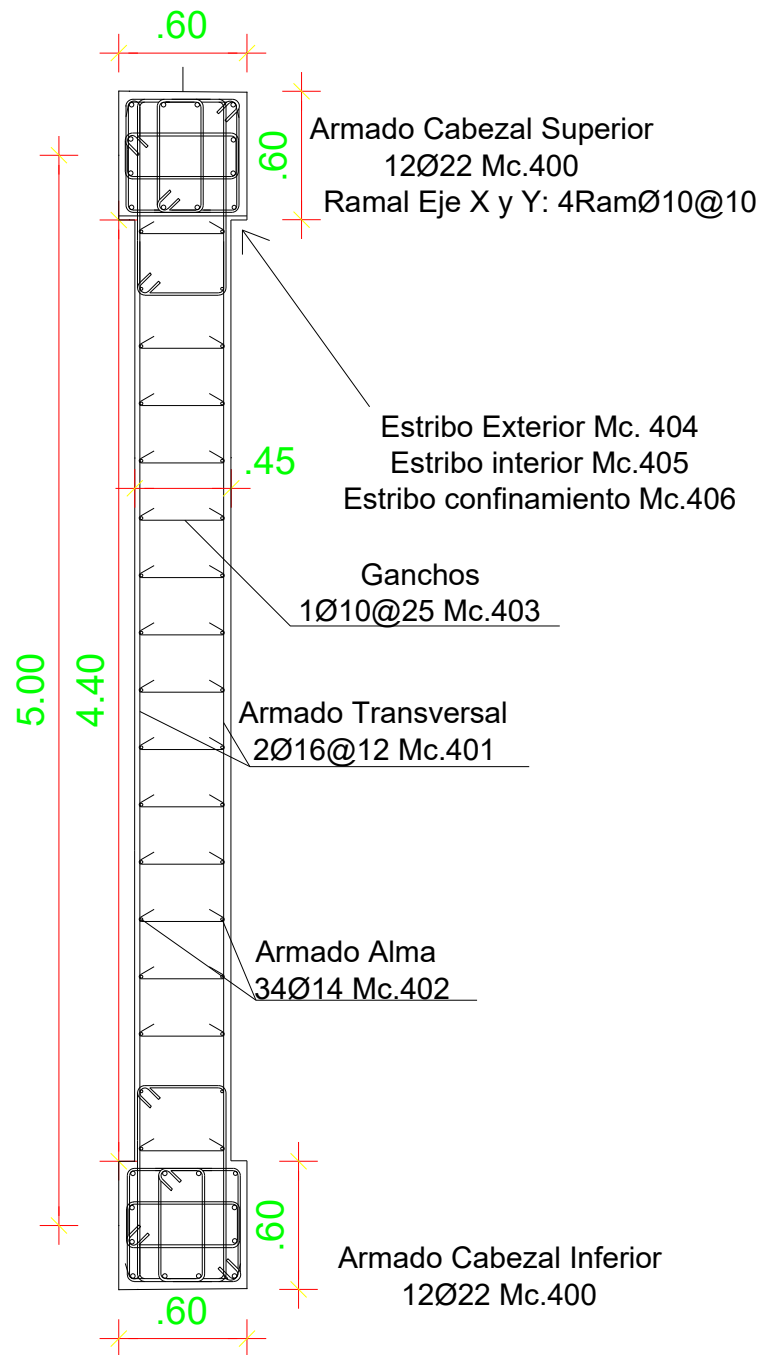


Figura 60. Detalle del armado de muro estructural NEC SE-HM

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

MURO ESTRUCTURAL TIPO SEGÚN ACI

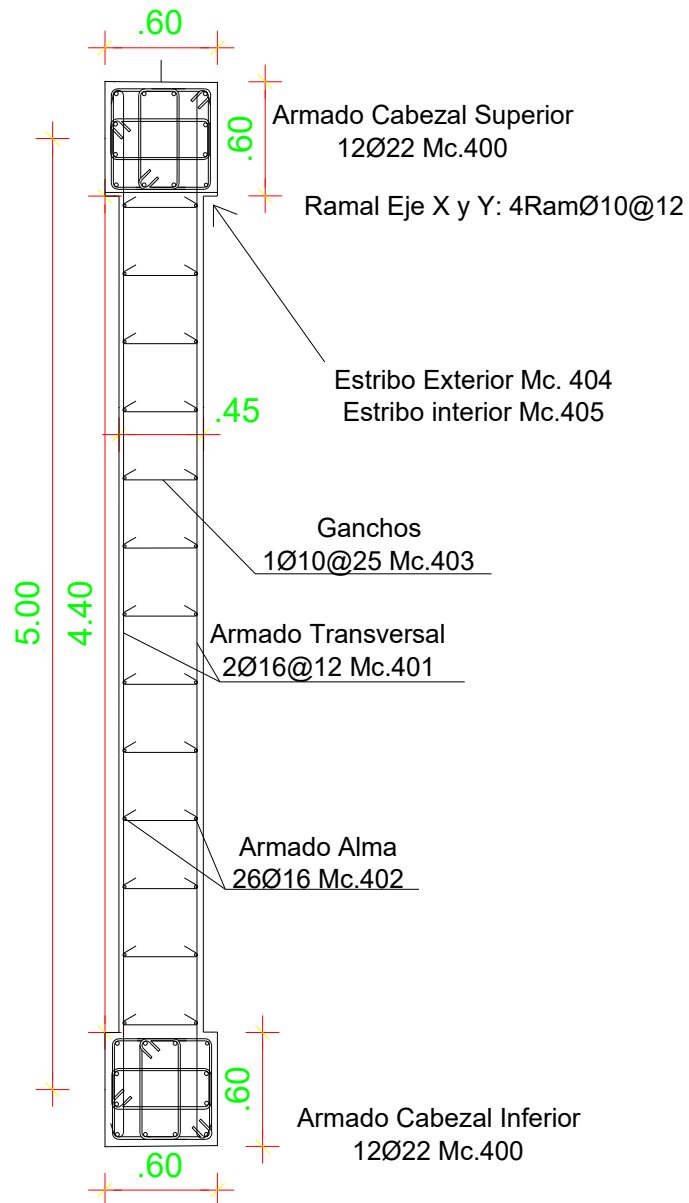


Figura 61. Detalle del muro estructural ACI 318-25

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

3.6.3.1 Parámetros geométricos del muro

La geometría de los muros estructurales representa uno de los parámetros de diseño más relevantes, conforme a lo establecido por la NEC SE-HM y el ACI 318-25, debido a su influencia directa en la rigidez lateral, la resistencia sísmica y la capacidad de disipación de energía de la estructura.

Los resultados obtenidos indican que ambas normativas concordaron en una solución geométrica comparable, estableciendo una longitud total del muro de 560 cm, un espesor del alma de 45 cm y elementos de borde o cabezales de 60 x 60 cm. En consecuencia, el área bruta total de la sección transversal fue de 27,000 cm² para ambos diseños.

Esta coincidencia geométrica sugiere que las variaciones entre las normativas no se evidencian en las dimensiones generales del muro, sino que se centran en los criterios de distribución y cuantificación del refuerzo requerido para cumplir con los estándares de resistencia, ductilidad y rendimiento sísmico.

3.6.3.2 Elementos de borde y refuerzo longitudinal

Tanto la NEC SE-HM como la ACI 318-25 han adoptado elementos de borde con dimensiones de 60 x 60 cm, los cuales están reforzados con 12 barras longitudinales de un diámetro de 22 mm. Esto evidencia una respuesta comparable en relación con la necesidad de resistencia y confinamiento en las zonas extremas del muro.

La igualdad en la geometría y en el refuerzo longitudinal de los cabezales indica que ambas normativas reconocen la importancia de proporcionar una capacidad resistente adecuada en los extremos del muro, lo que garantiza la formación de mecanismos dúctiles y una transferencia de esfuerzos apropiada entre el alma y los elementos de borde.

3.6.3.3 Cuantía y distribución del refuerzo del alma

Según el diseño de la NEC SE-HM establece la utilización de 34 barras con un diámetro de 14 mm distribuidas en el alma del muro, mientras que el ACI 318-25 opta por 26 barras con un diámetro de 16 mm. Aunque ambas configuraciones ofrecen una cantidad total de acero longitudinal prácticamente equivalente, la distinción se encuentra en la estrategia de distribución del refuerzo. La NEC prefiere un mayor número de barras de menor diámetro, mientras que el ACI utiliza una menor cantidad de barras de mayor diámetro.

En lo que respecta al refuerzo horizontal, ambas normativas emplearon barras de un diámetro de 10 mm, manteniendo criterios similares para el control de fisuración y la resistencia a esfuerzos cortantes. Como resultado, el área total de acero longitudinal obtenida fue de 143.57 cm² para la norma NEC SE-HM y de 143.51 cm² para la norma ACI 318-25, lo que representa una diferencia inferior al 0.05 %. Esto evidencia una capacidad resistente prácticamente equivalente.

3.6.3.4 Resistencia y comportamiento sísmico del muro

Desde una perspectiva estructural, ambas normativas dieron lugar a diseños que presentan características geométricas y cantidades de acero muy semejantes, lo cual indica una convergencia en los requisitos mínimos indispensables para asegurar la resistencia y estabilidad del muro estructural.

Sin embargo, las diferencias son evidentes en la filosofía de diseño adoptada por cada reglamento. La NEC SE-HM distribuye el refuerzo a través de un mayor número de barras de menor diámetro, lo que favorece una distribución más uniforme de las tensiones en el alma. El ACI 318-25, por su parte, se enfoca en concentrar el refuerzo en un número reducido de barras de mayor diámetro, basándose en criterios que consideran el comportamiento inelástico, el confinamiento y la disipación de energía durante eventos sísmicos de gran magnitud.

En consecuencia, aunque ambos diseños exhiben una capacidad resistente comparable y satisfacen adecuadamente los requisitos de seguridad estructural, el ACI 318-25 adopta un enfoque más centrado en el desempeño sísmico y en el desarrollo de mecanismos dúctiles. Por otro lado, la NEC SE-HM otorga prioridad a una distribución más equitativa del refuerzo dentro del sistema resistente.

3.7 Comparaciones entre normativas

3.7.1 Cortante basal

Tabla 32. Comparación del cortante basal NEC SE-DS frente a ASCE 7-22

NORMATIVAS	NEC SE-DS	ASCE 7-22
CORTANTE BASAL TEÓRICO	442.68 Ton	624.75 Ton
SISMO ESTÁTICO EN EL EJE “X”	677.74 Ton	799.43 Ton
SISMO ESTÁTICO EN EL EJE “Y”	677.74 Ton	767.12 Ton
SISMO DINÁMICO EN EL EJE “X”	552.62 Ton	703.66 Ton
SISMO DINÁMICO EN EL EJE “Y”	553.04Ton	687.59 Ton

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

De acuerdo con los resultados obtenidos, la ASCE 7-22 presenta un cortante basal teórico mayor que la NEC-SE-DS, con 624.75 Ton frente a 442.68 Ton. Esto nos indica que la ASCE genera una demanda sísmica más exigente para el modelo estructural analizado.

En el sismo estático, la diferencia también se mantiene. Para ambos ejes, la NEC-SE-DS presenta 677.74 Ton, mientras que la ASCE 7-22 alcanza 799.43 Ton. Lo cual

puede deberse a diferencias en el espectro de diseño, factores de reducción, importancia sísmica y parámetros de sitio.

En el análisis dinámico modal espectral, los valores son menores que los estáticos en ambas normativas. Para la NEC-SE-DS se obtiene 552.62 Ton en X y 553.04 Ton en Y, mientras que para ASCE 7-22 se obtiene 703.66 Ton en X y 687.59 Ton en Y. Esto es técnicamente posible, ya que el análisis dinámico distribuye la respuesta según los modos de vibración de la estructura y no aplica una fuerza lateral equivalente única como el método estático. La NEC permite el uso de procedimientos estáticos o dinámicos para determinar fuerzas sísmicas laterales según la regularidad estructural y configuración del edificio.

En términos generales, los resultados muestran que la ASCE 7-22 conduce a un diseño estructural más conservador, generando mayores fuerzas sísmicas de diseño y, por consiguiente, mayores demandas internas en los elementos estructurales. Esto podría traducirse en un incremento de secciones estructurales y cuantías de acero respecto al diseño obtenido mediante NEC SE-DS.

3.7.2 Periodos de vibración

Tabla 33. Comparación del Periodo de vibración NEC SE-DS frente a ASCE 7-22

NORMATIVAS	NEC SE-DS	ASCE 7-22
PERIODO TEÓRICO	0.504 s	$T < 1.12$ s
PERIODO REAL	0.58 s	0.61 s

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

En la comparación de períodos se observa que el período real obtenido del modelo en ETABS es mayor que el período teórico calculado con la NEC-SE-S. La NEC presenta un período teórico de 0.504 s, mientras que el modelo alcanza 0.58 s, lo cual está dentro del rango permitido por la normativa.

Para la ASCE 7-22, el período real obtenido es de 0.61 s, y se encuentra dentro del límite establecido, ya que cumple con la condición $T < 1.12$ s. Por tanto, el período usado para el análisis está dentro del rango permitido por la normativa.

La diferencia entre el período real de la NEC-SE-DS (0.63 s) y el de la ASCE 7-22 (0.657 s) es pequeña. Esto es coherente, porque ambos modelos representan la misma edificación; por lo tanto, la masa, rigidez y geometría global son similares. La variación puede deberse a diferencias en los parámetros de modelación, combinaciones sísmicas o criterios propios de cada normativa.

En conclusión, los períodos obtenidos son técnicamente coherentes. La estructura presenta un comportamiento dinámico similar bajo ambas normativas, aunque el modelo ASCE 7-22 muestra un período ligeramente mayor, lo que indica una respuesta un poco más flexible en comparación con el modelo NEC-SE-DS.

3.7.3 Derivas máximas de piso

Tabla 34. Comparación de las derivas máximas de piso NEC SE-DS frente a ASCE 7-22

NORMATIVAS	NEC SE-DS	ASCE 7-22
Sismo Estático en “x”	0.0015672	0.002006
Sismo Estático en “y”	0.00155	0.00141
Sismo Dinámico en “x”	0.001498	0.001414
Sismo Dinámico en “y”	0.001427	0.0009494

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

Se observa que la normativa ASCE 7-22 genera derivas de piso mayores en comparación con la NEC SE-DS en todos los casos analizados. Este comportamiento está directamente relacionado con las mayores aceleraciones espectrales de diseño adoptadas en el modelo ASCE 7-22, lo que produce mayores desplazamientos laterales en la estructura, mientras que el análisis estático en el eje X, la NEC SE-DS presenta una deriva máxima de 0.0015672, mientras que la ASCE 7-22 alcanza un valor de 0.002006. Esto representa un incremento bajo la normativa estadounidense. De manera similar, en el eje Y, la deriva obtenida con ASCE 7-22 es de 0.00155 frente a 0.00141 de la NEC SE-DS, reflejando nuevamente una mayor exigencia sísmica.

En cuanto al análisis dinámico modal espectral, los valores de deriva disminuyen respecto al análisis estático, lo cual es coherente con la distribución modal de la respuesta sísmica. En el eje X, la NEC SE-DS obtiene una deriva de 0.001498, mientras que la ASCE 7-22 alcanza 0.001414. En el eje Y, los valores corresponden a 0.001427 y 0.0009494 respectivamente.

A pesar de las diferencias observadas entre ambas normativas, todas las derivas calculadas cumplen con los límites máximos permisibles establecidos por la ASCE 7-22 y la NEC-15.

3.7.4 Desplazamientos

Tabla 35. Comparación de los desplazamientos NEC SE-DS frente a ASCE 7-22

NORMATIVAS	NEC SE-DS (mm)	ASCE 7-22 (mm)
1	23.838	30.266
2	18.931	23.937
3	13.916	17.516
4	9.084	11.374
5	4.813	5.986
6	1.573	1.1934

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

En ambos modelos, el mayor desplazamiento se produce en el último nivel de la estructura, debido a la acumulación progresiva de deformaciones a lo largo de la altura del edificio. Sin embargo, la ASCE 7-22 presenta desplazamientos superiores respecto a la NEC SE-DS en todos los pisos analizados, en el primer nivel, la NEC SE-DS genera un desplazamiento de 1.573 mm, mientras que la ASCE 7-22 alcanza 1.1934 mm. Esta diferencia se incrementa gradualmente con la altura, alcanzando en el sexto piso desplazamientos de 23.838 mm para la NEC SE-DS y 30.266 mm para la ASCE 7-22.

El incremento observado en la normativa ASCE 7-22 se relaciona directamente con las mayores demandas sísmicas establecidas por los parámetros espectrales utilizados en el modelo, particularmente los valores elevados de S_{DS} y S_{D1} . Como consecuencia, el modelo estructural sometido a la ASCE desarrolla mayores fuerzas laterales y, por ende, mayores deformaciones globales.

En términos comparativos, la ASCE 7-22 conduce a una estructura más demandada y ligeramente más flexible respecto al modelo diseñado con NEC SE-DS. Esto podría influir directamente en el diseño de elementos estructurales, aumentando requerimientos de rigidez, dimensiones o cuantías de refuerzo para controlar desplazamientos y derivas dentro de los límites normativos permitidos.

3.7.5 Peso del acero de los elementos

Tabla 36. Comparación del peso calculado con el diseño de ambas normativas

Elementos	# elementos	NEC Ag	cm ³	Volumen t	ACI Ag	cm ³	Volumen t
Losa	205	250000	6250000	1281250000	250000	6250000	1281250000
Viga	420	1200	600000	252000000	1200	600000	252000000
Columnas	42	3600	6912000	290304000	3600	6912000	290304000
Muros	4	27000	51840000	207360000	27000	51840000	207360000
Total		281800	65602000	2030914000	281800	65602000	2030914000

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

3.7.6 Volumen de hormigón de los elementos

Tabla 37. Comparación del volumen de hormigón calculado con el diseño de ambas normativas

Elementos	# elementos	NEC As	Kg	Kg total	ACI As	Kg	Kg total
Viga	420	21.29	83.56	35096.57	15.12	59.35	24925.32
Columnas	42	42.96	647.50	27195.00	40.71	613.58	25770.36
Muros	4	143.57	2163.89	8655.55	143.51	2162.98	8651.93
Total		207.82	2894.95	70947.11	199.34	2835.91	59347.61

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

3.7.7 Costos estructurales

Tabla 38. Comparación del costo estructural calculado con el diseño de la NEC SE-HM Y ACI 318-25

Presupuesto NEC				
	u	Cantidad	P. unit	P final
Hormigón	m3	2030.91	134.04	272223.71
Acero	kg	70947.11	1.26	89393.36
			Total USD	361617.08
Presupuesto ACI				
	u	Cantidad	P. unit	P final
Hormigón	m3	2030.91	134.04	272223.71
Acero	kg	59347.61	1.26	74777.99
			Total USD	347001.70

Fuente: Esmeraldas & Valdivieso, 2026

CONCLUSIONES

Se llevó a cabo un análisis de los parámetros y limitaciones establecidos en las normativas NEC SE-DS y ASCE 7-22, así como en la NEC SE-HM y el ACI 318-25. En este proceso, se identificaron diferencias en los criterios utilizados para la determinación de la demanda sísmica y el diseño de elementos de hormigón armado. La NEC SE-DS establece la acción sísmica basándose en parámetros tales como la zona sísmica ($Z = 0.40$), los factores de amplificación del suelo ($F_a = 1.20$, $F_d = 1.19$ y $F_s = 1.28$), un perfil de suelo tipo D y un factor de reducción de respuesta $R = 8$, aplicable a pórticos especiales de hormigón armado. La norma ASCE 7-22 utiliza parámetros espectrales probabilísticos, tales como $S_s = 2.25$ g, $S_1 = 0.72$ g, $SDS = 1.52$ g y $SD1 = 1.11$ g y un factor R de 7 por lo cual influye en el cortante basal dinámico causando una reducción menor en el caso del ASCE 7-22. Se ha comprobado que estas diferencias influyen de manera directa en el cortante basal y en las fuerzas sísmicas de diseño, para la NEC SE-DS se determinó un coeficiente sísmico de 0.1488 con un cortante basal teórico de 442.68 toneladas mientras la normativa ASCE 7-22 evidenció un cortante basal teórico de 624.75 toneladas, lo que representa un incremento de 41.13%, así mismo el cortante basal estático alcanzó valores de 799.43 toneladas y 767.12 toneladas en la ASCE 7-22 para las direcciones “x” y “y” respectivamente. Por otro lado, en la NEC SE-DS se registraron 677.74 toneladas en ambas direcciones, esta diferencia se debe principalmente al menor factor de reducción de respuesta “R” establecido por la ASCE 7-22. Asimismo, se constató que las variaciones en la demanda sísmica se manifiestan en la respuesta estructural del edificio. La máxima deriva obtenida a través del análisis estático en la dirección X fue de 0.002006 conforme a la ASCE 7-22 y de 0.001567 de acuerdo con la NEC SE-DS, lo que evidencia una mayor exigencia sísmica en la normativa estadounidense. No obstante, en el análisis dinámico, las derivas mostraron valores comparables y, en todos los casos, inferiores al límite normativo establecido, lo que evidencia que ambas metodologías aseguran un desempeño estructural adecuado. Se ha establecido que tanto la NEC SE-HM como el ACI 318-25 comparten los principios fundamentales del diseño por resistencia.

Se desarrolló el modelado estructural de una edificación de hormigón armado de seis pisos ubicada en la ciudad de Quito mediante el software ETABS, considerando una planta estructural regular de aproximadamente 30 m × 25 m, una altura de entrepiso de 3.20 m y un sistema resistente conformado por pórticos especiales de hormigón armado. El modelo fue elaborado utilizando propiedades mecánicas de los materiales correspondientes a un hormigón de $f'_c = 210$ kg/cm² y acero de refuerzo con $f_y = 4200$ kg/cm², además de las cargas gravitacionales y sísmicas establecidas por las normativas

NEC SE-DS, NEC SE-HM, ASCE 7-22 y ACI 318-25. Asimismo, se consideró un perfil de suelo tipo D y se aplicó un análisis modal espectral de ambas normativas lo que permitió representar adecuadamente el comportamiento dinámico de la estructura frente a eventos sísmicos. La utilización de una misma geometría, condiciones de carga, materiales y configuración estructural para ambas alternativas normativas garantizó que las diferencias observadas posteriormente en la respuesta estructural y en el diseño de los elementos fueran consecuencia exclusiva de los criterios establecidos por cada normativa, permitiendo realizar una comparación técnica objetiva y consistente.

La comparación de los resultados obtenidos a través de la aplicación de las normativas NEC SE-DS y ASCE 7-22 permitió identificar variaciones en la demanda sísmica y en la respuesta estructural de la edificación analizada. La norma ASCE 7-22 presentó un cortante basal teórico de 624.75 toneladas, cifra que supera el valor de 442.68 toneladas obtenido mediante la NEC SE-DS. Esto indica una mayor exigencia inicial en la estimación de las fuerzas sísmicas. No obstante, en el análisis dinámico espectral, ambas normativas presentaron resultados comparables, registrándose cortantes basales de 552.62 y 553.04 toneladas para la NEC SE-DS, en contraste con 529.07 y 516.98 toneladas para la ASCE 7-22 en los ejes X e Y, respectivamente. Los períodos de vibración reales obtenidos fueron de 0.58 segundos para la NEC SE-DS y de 0.61 segundos para la ASCE 7-22, lo que demuestra una respuesta dinámica similar entre ambas metodologías. En lo que respecta al control de desplazamientos laterales, las derivas máximas del piso se mantuvieron dentro de los límites establecidos por las normativas correspondientes, alcanzando valores máximos de 0.00157 para la NEC SE-DS y 0.00201 para la ASCE 7-22. Esto confirma que la estructura exhibe un comportamiento adecuado ante las acciones sísmicas consideradas. En consecuencia, se concluye que, a pesar de que ambas normativas presentan diferencias en la estimación inicial de la demanda sísmica, los resultados finales obtenidos en el modelo estructural demuestran niveles de desempeño similares y satisfacen adecuadamente los requisitos de seguridad y servicio para la edificación analizada.

Se determinó la opción de diseño más económica para la ciudad de Quito a través de la comparación de las cantidades de materiales y los costos estructurales, utilizando como referencia la normativa NEC SE-HM y el ACI 318-25. Los resultados indicaron que ambos diseños requirieron un volumen de hormigón de 2030.91 m³, lo que implica que no se observaron diferencias en el consumo de este material. No obstante, el consumo total de acero experimentó una disminución de 70,947.11 kg a 59,347.61 kg, lo que implica una

reducción de 11,599.50 kg, equivalente al 16.35 %. Esto demuestra una optimización considerable en la utilización del refuerzo estructural. En el ámbito económico, la opción desarrollada con la NEC SE-HM presentó un costo total de 361,617.08 dólares estadounidenses, mientras que el diseño elaborado de acuerdo con el ACI 318-25 alcanzó un monto de 347,001.70 dólares estadounidenses. Esto resultó en un ahorro de 14,615.38 dólares estadounidenses, lo que equivale al 4.04%. Esta diferencia se debe principalmente a la disminución en el consumo de acero, dado que tanto el volumen como el costo del hormigón se mantuvieron constantes en ambas alternativas. En consecuencia, se concluye que el diseño estructural desarrollado de acuerdo con los criterios del ACI 318-25 constituye la alternativa más económica para la edificación en cuestión. Este enfoque facilitó la optimización del consumo de acero y la reducción del costo total de la estructura, al tiempo que se mantuvieron los niveles de resistencia, ductilidad y seguridad sísmica exigidos para una edificación de hormigón armado situada en la ciudad de Quito.

RECOMENDACIONES

Se sugiere llevar a cabo un análisis exhaustivo de los parámetros y criterios de diseño establecidos en normativas internacionales, tales como la ASCE 7-22 y el ACI 318-25, con el objetivo de integrar metodologías más contemporáneas para la evaluación de la amenaza sísmica y el diseño de estructuras de hormigón armado en el contexto ecuatoriano.

Se sugiere la utilización de modelos estructurales tridimensionales que representen de manera adecuada las condiciones geométricas, mecánicas y de carga de la estructura, asegurando que los resultados obtenidos reflejen de forma confiable el comportamiento real de la edificación ante acciones sísmicas.

Se sugiere la ampliación de investigaciones futuras mediante la comparación de otros parámetros de desempeño estructural, tales como la participación modal, la distribución de fuerzas internas, la rigidez lateral y el comportamiento no lineal, con el objetivo de lograr una evaluación más exhaustiva de las diferencias entre las normativas.

Se sugiere que la elección de la normativa de diseño no se fundamente únicamente en criterios económicos, sino que también considere aspectos vinculados a la seguridad, ductilidad, rendimiento sísmico y facilidad de construcción. Esto permitirá una toma de decisiones más equilibrada para proyectos estructurales situados en áreas de alta amenaza sísmica.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Concrete Institute. (2025). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-25) and Commentary. American Concrete Institute.
- American Society of Civil Engineers. (2022). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-22). American Society of Civil Engineers.
- Anil K. Chopra. (2020). Dynamics of Structures (5.a ed.). Pearson.
<https://www.pearson.com/en-us/subject-catalog/p/dynamics-of-structures/P200000003027>
- Baker, J. W., Haselton, C. B., Almeter, E., & Cook, D. (s. f.). FEMA P-58 RESILIENCE ANALYSIS OF BUILDING PORTFOLIOS CONSIDERING GROUND MOTION CORRELATIONS.
- Computers and Structures, Inc. (2023). CSI Analysis Reference Manual (for ETABS, SAP2000, SAFE and CSiBridge). Computers and Structures, Inc.
<https://docs.csiamerica.com/manuals/etabs/Analysis%20Reference.pdf>
- Haselton, C. B., Liel, A. B., Dean, B. S., Chou, J. H., & Deierlein, G. G. (2012). Seismic Collapse Safety and Behavior of Modern Reinforced Concrete Moment Frame Buildings. 1-14. [https://doi.org/10.1061/40944\(249\)22](https://doi.org/10.1061/40944(249)22)
- Haselton, Charles B. & Deierlein, Gregory G. (2007). Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete frame buildings. 133(4), 533-545.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2007\)133:4\(533\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:4(533))
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15: Diseño sismorresistente (SE-DS). MIDUVI. https://www.mit.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/04/MTOP_NEC-SE-DS.pdf
- Insucons. (2026). Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ [Base de datos de precios de construcción]. <https://www.insucons.com/ec/analisis-precio-unitario>

ANEXOS

ANEXO A: COSTO DEL ACERO OBTENIDO DE INSUCONS




[\(Cambiar país\)](#) | Moneda: Dólares

[Iniciar sesión](#)

[Inicio](#)
[Insumos](#)
[Análisis de Precios Unitarios](#)
[Presupuesto](#)
[Proveedores](#)
[AYUDA](#)
[Cor](#)

Cree su presupuesto fácil y gratuitamente! Edición de ítems, edición de costos indirectos, impresión de reportes, etc. [¡Regístrese!](#)

ACERO DE REFUERZO

Actividades

Pichincha

Descripción	Unidad	P. unit.
Acero de refuerzo	kg	1.30
Acero de refuerzo en barras	kg	1.28
Acero de refuerzo fy=4200 kg-cm2 (figurado y colocado)	kg	1.19
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	1.26
Acero de refuerzo fy=4200kg/cm2, 8-12mm (con alambre galv. No.18)	kg	1.35
Acero refuerzo en tunel fy=4200 kg/cm2	kg	1.56
Malla electrosoldada 10-15	m2	12.54
Malla electrosoldada 3.5-15	m2	1.93
Malla electrosoldada 4-10	m2	3.30
Malla electrosoldada 4-15	m2	2.35

Buscar

1

de 2

10

1 - 10 de 20

APU (Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2):

[Ver especificaciones](#)

1. Materiales				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. unitario	Sub Total
Alambre de amarre #18	kg	0.05	0.80	0.04
Acero de refuerzo fc=4200kg/cm2	kg	1.05	0.81	0.85
Total materiales				0.89
2. Mano de obra				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. unitario	Sub Total
Peón	Hora	0.05	3.60	0.18
Albañil	Hora	0.05	3.45	0.17
Total mano de obra				0.35
3. Equipo y maquinaria				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. unitario	Sub Total
Herramientas menores %			5.00%	0.02
Total equipo, maquinaria y herramientas				0.02
4. Gastos generales y administrativos				
5. Utilidad				
6. Impuestos				
Total precio unitario				1.26

ANEXO A: COSTO DEL HORMIGÓN OBTENIDO DE INSUCONS




 (Cambiar país) | Moneda: Dólares

[Iniciar sesión](#)

[Inicio](#)
[Insumos](#)
[Análisis de Precios Unitarios](#)
[Presupuesto](#)
[Proveedores](#)
[AYUDA](#)

Cree su presupuesto fácil y gratuitamente! Edición de ítems, edición de costos Indirectos, Impresión de reportes, etc. [¡Regístrese!](#)

HORMIGONES Y MORTEROS

Actividades
Pichincha

Descripcion	Unidad	P. unit.
Hormigon simple fc=180kg/cm2	m3	129.83
Hormigon simple fc=210kg/cm2	m3	134.04
Hormigon simple fc=240kg/cm2	m3	138.87
Hormigon simple fc=250kg/cm2	m3	141.76
Hormigon simple fc=280kg/cm2	m3	142.58
Hormigon simple fc=350kg/cm2	m3	157.02
Hormigon simple fc=380kg/cm2	m3	174.05
Hormigon simple fc=90kg/cm2	m3	112.39
Mortero cemento : arena 1:1	m3	168.54
Mortero cemento : arena 1:2	m3	141.13

Pág. 2 de 4
10
11 - 20 de 33

APU (Hormigon simple fc=210kg/cm2):

[Ver especificaciones](#)

1. Materiales				
Descripcion	Unidad	Cantidad	P. unitario	SubTotal
Cemento Fuerte Tipo GU Saco 50 Kg - Holcim DISENSA	saco	7.21	8.25	59.48
Arena	m3	0.65	11.00	7.15
Ripio	m3	0.95	18.00	17.10
Agua	m3	0.24	0.66	0.16
Total materiales				83.89
2. Mano de obra				
Descripcion	Unidad	Cantidad	P. unitario	SubTotal
Peón	Hora	10.00	3.60	36.00
Albañil	Hora	2.00	3.45	6.90
Maestro de Obra	Hora	0.50	3.82	1.91
Total mano de obra				44.81
3. Equipo y maquinaria				
Descripcion	Unidad	Cantidad	P. unitario	SubTotal
Concretera 1 saco	Hora	1.00	2.10	2.10
Vibrador de manguera	Hora	1.00	1.00	1.00
Herramientas menores %			5.00%	2.24
Total equipo, maquinaria y herramientas				5.34
4. Gastos generales y administrativos				
5. Utilidad				
6. Impuestos				
Total precio unitario				134.04

Matrices de análisis de precios unitarios APU e ítems de construcción en Ecuador