UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA

FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA

CARRERA INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO Y ESTRUCTURA DE ACERO APLICANDO AISC 358-22 EN EDIFICIO ADMINISTRATIVO UPSE"

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTORAS:

ASENCIO CÓRDOVA NICOLE MARISLEXIS

SORIANO SILVESTRE MARÍA MARGARITA

TUTOR:

ING. RAÚL ANDRÉS VILLAO VERA, MSc.

LA LIBERTAD, ECUADOR

2026

DEDICATORIA

A Dios, por ser mi guía constante, por darme la fuerza, la sabiduría y la perseverancia necesarias para superar cada obstáculo y alcanzar este gran logro.

Mi familia, mis padres Javier Asencio y Mariela Córdova, a mis hermanitos Ronny, Lindsay y Alejandro por sus consejos, apoyo incondicional en cada etapa de este hermoso camino, siempre serán mi mayor inspiración. Este logro no sólo es mío también es de ustedes.

Mis tíos Sujey Asencio, Helen Asencio, Beatriz, Elsa, Franklin Córdova y Pedro Yagual por apoyarme en cada paso de mi vida estudiantil, los quiero mucho gracias por su cariño hacia mí.

Mi enamorado, Bryan Panchana por darme ánimos siempre para seguir con mis objetivos, Te agradezco siempre por ser como eres, por tu amor, cariño y por recordarme que soy fuerte.

A mi mejor amiga, Emily Moreira gracias de todo corazón por decirme que todo iba a mejorar, gracias por creer en mí y estar cuando más lo necesito.

A mis abuelitos Plácido Asencio (Papi Alejo) y Elia Rodríguez (Mamiela), ellos ya no están aquí conmigo, pero su amor y su legado está siempre en mí corazón.

Asencio Córdova Nicole Marislexis.

DEDICATORIA

Con la certeza de que has guiado cada paso de mi vida y de mi formación profesional, te dedico este trabajo. Gracias por poner en mi camino a las personas necesarias para cumplir este anhelo. Aunque a veces no comprendía tu voluntad, una vez más me enseñaste a confiar en Ti. Hoy puedo decirte, Señor: ¡lo logramos!

A mi familia, en especial a mis padres Manuel y Daisy, por su paciencia inagotable, ayuda silenciosa y sabios consejos. Siempre serán mi mayor inspiración. A mis padres de corazón, María García y Cristóbal Silvestre, por sus oraciones constantes y por ser mi mayor ejemplo de trabajo e inspiración para seguir en esta hermosa carrera.

A mi colega de tesis, Nicole Asencio, y a su familia, por su apoyo incondicional y aliento de esperanza durante todo este proceso.

A las personas especiales: Mechi, por tu compañía y por impulsarme a concluir este proyecto; a Christian Javier, por tu apoyo, comprensión y por sacarme una sonrisa en los momentos difíciles; y al seminarista Andy, por recordarme que la fe y el tiempo de Dios son perfectos.

Finalmente, a todas mis amistades, que no dejaron de confiar. De una u otra manera, cada uno formó parte de este recorrido. Este logro también es de ustedes.

Soriano Silvestre María Margarita.

AGRADECIMIENTOS

Queremos expresar nuestra más profunda gratitud a Dios por su guía constante, por su fortaleza y por permitirnos culminar con éxito esta importante etapa académica de nuestras vidas.

De manera muy sincera, agradecemos a nuestros padres y familias por su amor incondicional, su paciencia infinita en los momentos más difíciles y por ser el motor principal que nos impulsó a seguir adelante.

Un reconocimiento muy especial al Ing. Richard Suárez Merejildo, cuya valiosa orientación, paciencia y acertados aportes fueron fundamentales para guiarnos en el desarrollo de este trabajo investigativo y para cimentar las bases técnicas que nos permitieron afrontar este proyecto con rigor profesional.

A los estimados docentes de la carrera, en especial a nuestro tutor Ing. Raúl Villao Vera, cuya valiosa orientación, paciencia y acertados aportes metodológicos fueron fundamentales para guiar y materializar el desarrollo de este trabajo de investigación.

Finalmente, de forma muy especial, nos agradecemos mutuamente por el compromiso compartido, la resiliencia, el trabajo en equipo y la dedicación constante que dejamos plasmados en cada etapa de esta investigación

.

Asencio Córdova Nicole Marislexis.

Soriano Silvestre María Margarita

CERTIFICADO DEL TUTOR

En mi calidad de Tutor del Trabajo de Titulación, modalidad Trabajo de Integración Curricular denominado **"Análisis comparativo de pórticos de hormigón armado y estructura de acero aplicando AISC 358-22 en edificio administrativo UPSE"** elaborado por las Srtas. ASENCO CÓRDOVA NICOLE MARISLEXIS Y SORIANO SILVESTRE MARÍA MARGARITA, egresadas de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingenieras Civiles, me permito declarar que luego de haberla dirigido, estudiado y revisado, la apruebo en su totalidad.

TUTOR (A)

Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc.

La Libertad, 29 del mes de Julio del año 2026

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Nosotras, **Asencio Córdova Nicole Marislexis y Soriano Silvestre María Margarita.**

DECLARAMOS QUE:

El Trabajo de Titulación **"ANÁLISIS COMPARATIVO DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO Y ESTRUCTURA DE ACERO APLICANDO AISC 358-22 EN EDIFICIO ADMINISTRATIVO UPSE"** previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil,** ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme a las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de mi/nuestra total autoría.

En virtud de esta declaración, menos responsabilizamos del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

La Libertad, a los 27 del mes de Julio del año 2026

ASENCIO CÓRDOVA NICOLE MARISLEXIS

Asencio Córdova Nicole Marislexis

SORIANO SILVESTRE MARÍA MARGARITA

Soriano Silvestre María Margarita

AUTORIZACIÓN

Nosotras, **Asencio Córdova Nicole Marislexis y Soriano Silvestre María Margarita.**

Autorizo/Autorizamos a la Universidad Península de Santa Elena la **publicación** en la biblioteca de la Institución del Trabajo de Titulación denominado **"ANÁLISIS COMPARATIVO DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO Y ESTRUCTURA DE ACERO APLICANDO AISC 358-22 EN EDIFICIO ADMINISTRATIVO UPSE"**, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra exclusiva responsabilidad y total autoría.

La Libertad, a los 27 del mes de Julio del año 2026

ASENCIO CÓRDOVA NICOLE MARISLEXIS

Asencio Córdova Nicole Marislexis

SORIANO SILVESTRE MARÍA MARGARITA

Soriano Silvestre María Margarita

CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

En calidad de tutor del trabajo de titulación denominado "ANÁLISIS COMPARATIVO DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO Y ESTRUCTURA DE ACERO APLICANDO AISC 358-22 EN EDIFICIO ADMINISTRATIVO UPSE", elaborado por las estudiantes ASENCO CÓRDOVA NICOLE MARISLEXIS Y SORIANO SILVESTRE MARÍA MARGARITA, egresadas de la carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingeniero/a Civil, me permito declarar que una vez analizado en el sistema antiplagio, luego de haber cumplido con los requerimientos de valoración, el presente trabajo de titulación, se encuentra con un 7% de la valoración permitida, por consiguiente se procede a emitir el siguiente certificado.

Adjunto del reporte de análisis.

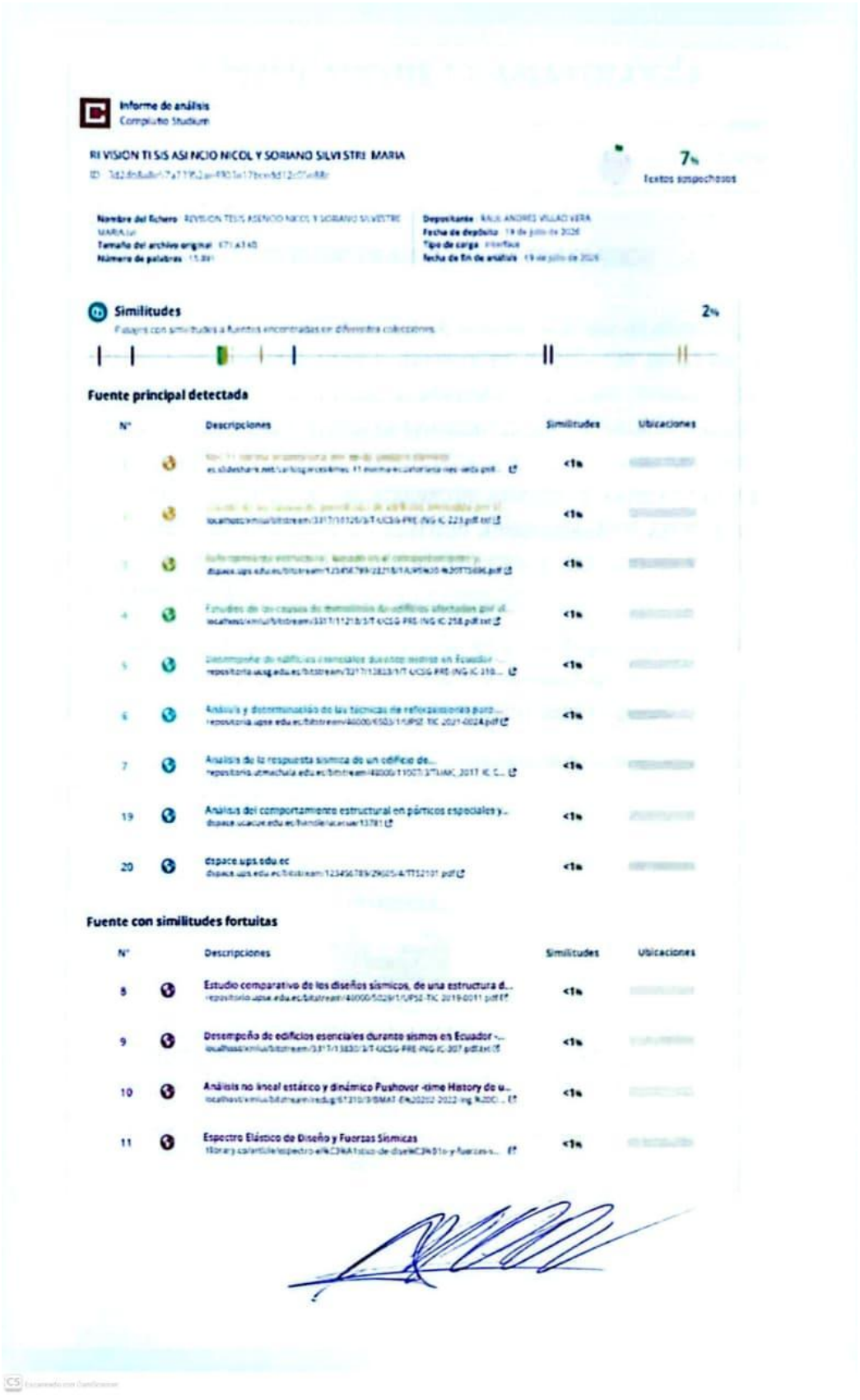
Atentamente,

Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc.

DOCENTE TUTOR

C.I.: 0924204290

La Libertad, a los 27 del mes de Julio del año 2026



Informe de análisis
Compilatio Studium

REVISION TESIS ASENCIO NICOL Y SORIANO SILVESTRE MARIA

ID: [illegible]

7%
Textos sospechosos

Nombre del fichero REVISION TESIS ASENCIO NICOL Y SORIANO SILVESTRE MARIA.rar
Tamaño del archivo original 671.63 kB
Número de palabras 15.8k
Depositante RAUL ANDRES VILLAO VERA
Fecha de depósito 19 de julio de 2026
Tipo de carga interface
fecha de fin de análisis 19 de julio de 2026

Similitudes 2%
Fragmentos con similitudes a fuentes encontradas en diferentes colecciones

Fuente principal detectada

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones
1	es.slideshare.net/carlosgarcia4mec/11-normas-ecuatorianas-nec-vers-pdf...	<1%	
2	localhost:xmlui/bitstream/3317/10126/3/T-UCSG-PRE-ING-IC-223.pdf.txt	<1%	
3	dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/22218/1/UPS035-M20TT5696.pdf	<1%	
4	localhost:xmlui/bitstream/3317/11218/3/T-UCSG-PRE-ING-IC-258.pdf.txt	<1%	
5	repositorio.ucsg.edu.ec/bitstream/3317/13823/1/T-UCSG-PRE-ING-IC-310...	<1%	
6	repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/6503/1/UPSE-TIC-2021-0024.pdf	<1%	
7	repositorio.utmachala.edu.ec/bitstream/48000/11007/1/TUAIC_2017_IC_C...	<1%	
19	dspace.ucacue.edu.ec/handle/ucacue/13781	<1%	
20	dspace.ups.edu.ec dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/25605/4/TT02101.pdf	<1%	

Fuente con similitudes fortuitas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones
8	Estudio comparativo de los diseños sísmicos, de una estructura d... repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/5029/1/UPSE-TIC-2019-0011.pdf	<1%	
9	Desempeño de edificios esenciales durante sismos en Ecuador -... localhost:xmlui/bitstream/3317/13830/3/T-UCSG-PRE-ING-IC-307.pdf.txt	<1%	
10	Análisis no lineal estático y dinámico Pushover -time History de u... localhost:xmlui/bitstream/redug/61210/3/BMAT-EN-20202-2022-ing-%20C...	<1%	
11	Espectro Elástico de Diseño y Fuerzas Sísmicas library.co/article/espectro-el%C3%A1stico-de-dise%C3%B1o-y-fuerzas-s...	<1%	

CERTIFICADO DE GRAMATOLOGÍA

PhD. Sujey Azucena Asencio Chilán

Celular: 0999787070

Correo: sujey.asencio@docentes.educacion.edu.ec

CERTIFICADO GRAMATICAL Y ORTOGRÁFICO

Yo, ***SUJEY AZUCENA ASENCIO CHILÁN***, en mi calidad de ***PhD EN EDUCACIÓN CON ÁMBITO DE INVESTIGACIÓN Y GESTIÓN EN EDUCACIÓN SUPERIOR Y LICENCIADA EN CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN ESPECIALIZACIÓN INFORMÁTICA***, por medio de la presente tengo a bien indicar que he revisado y corregido el Trabajo de Integración Curricular previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, denominado "***ANÁLISIS COMPARATIVO DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO Y ESTRUCTURA DE ACERO APLICANDO AISC 358-22 EN EDIFICIO ADMINISTRATIVO UPSE***" de las estudiantes **ASENCIO CÓRDOVA NICOLE MARISLEXIS Y SORIANO SILVESTRE MARÍA MARGARITA.**

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

Certificación que otorgo para fines académicos pertinentes en la ciudad de Santa Elena a los 13 días del mes de julio de 2026.

Guayaquil, 13 de julio de 2026

Atentamente,



PDH. Sujey Azucena Asencio Chilán
PHD EN EDUCACIÓN CON ÁMBITO DE INVESTIGACIÓN Y GESTIÓN EN EDUCACIÓN SUPERIOR Y LICENCIADA EN CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN ESPECIALIZACIÓN INFORMÁTICA
Número de cédula: 0917377400
Número de registro del SENESCYT: 1006-03-444180- 6043172182-6043242715

CERTIFICADO DE GRAMATOLOGÍA

PhD. Mariela Rodríguez Morales

Celular: +51936847595

Correo: interludiodecarmen10@hotmail.com

CERTIFICADO GRAMATICAL Y ORTOGRÁFICO

Yo, ***Mariela Rodríguez Morales***, en mi calidad de ***PhD EN EDUCACIÓN CON ÁMBITO DE INVESTIGACIÓN Y GESTIÓN EN EDUCACIÓN SUPERIOR Y LICENCIADA*** EN EDUCACION ESPECIALIDAD LENGUA Y LITERATURA, por medio de la presente tengo a bien indicar que he revisado y corregido el Trabajo de Integración Curricular previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, denominado "***ANÁLISIS COMPARATIVO DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO Y ESTRUCTURA DE ACERO APLICANDO AISC 358-22 EN EDIFICIO ADMINISTRATIVO UPSE***" de las estudiantes **ASENCIO CÓRDOVA NICOLE MARISLEXIS Y SORIANO SILVESTRE MARÍA MARGARITA.**

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

Certificación que otorgo para fines académicos pertinentes en la ciudad de Santa Elena a los 13 días del mes de julio de 2026.

Guayaquil, 13 de julio de 2026

Atentamente,

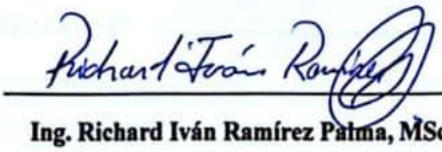


PDH. Mariela Rodríguez Morales
PHD EN EDUCACIÓN CON ÁMBITO DE INVESTIGACIÓN Y GESTIÓN EN EDUCACIÓN SUPERIOR Y LICENCIADA EN EDUCACIÓN ESPECIALIDAD LENGUA Y LITERATURA
Número de Documento Nacional de Identidad del Perú **02896535**
Registro Superintendencia Nacional de Educación Superior Universitaria (SUNEDU) con fecha 26.01.2024

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN



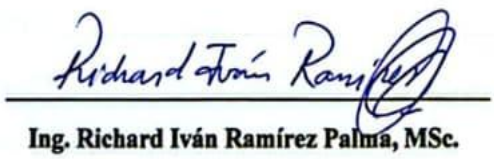
Ing. Lucrecia Moreno Alcívar, Ph.D.
DIRECTORA DE CARRERA



Ing. Richard Iván Ramírez Palma, MSc.
DOCENTE ESPECIALISTA



Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc.
DOCENTE TUTOR



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

CONTENIDO

CERTIFICADO DE TUTOR viii
DECLARACIÒN DE AUTORÌA viii
AUTORIZACIÒN ix
CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO viii
CERTIFICADO DE GRAMATOLOGÍA x
CERTIFICADO DE GRAMATOLOGÍA xi
TRIBUNAL DE SUSTENTACION xii
CONTENIDO xiii
LISTA DE TABLAS xviii
LISTA DE ILUSTRACIONES xx
RESUMEN xxiii
ABSTRACT xxiv
1. CAPÍTULO I. 25
INTRODUCCIÓN 25
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 26
1.2. ANTECEDENTES 27
1.3. HIPÓTESIS 29
1.3.1. Hipótesis General. 29
1.3.2. Hipótesis Específica. 29
1.4. OBJETIVOS 30
1.4.1. Objetivo General 30
1.4.2. Objetivo Específico 30
1.5. ALCANCE 31
1.6. VARIABLES 32
1.6.1. Variable Dependiente 32
1.6.2. Variable Independiente 32
2. CAPÍTULO II. 33
MARCO TEÓRICO 33
2.1. BASES TEÓRICAS Y FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA 33

2.2. CARGAS Y COMBINACIONES DE DISEÑO 33
2.2.1. Sobrecarga de uso (cargas vivas). 33
2.2.2. Cargas permanentes (cargas muertas). 34
2.3. Combinaciones de cargas 34
2.4. AMENAZAS SÍSMICAS Y PELIGRO SISMOLÓGICO EN LA PROVINCIA DE SANTA ELENA. 35
2.4.1. Zona Sísmica. 35
2.4.2. Factor de zona Z 35
2.4.3. Geología local. 36
2.4.4. Espectro de diseño elástico e inelástico. 39
2.4.5. Ecuaciones del espectro de respuesta elástica. 41
2.5. PRINCIPIOS DE DISEÑO SISMORRESIENTE 42
2.5.1. Categorización de edificaciones y coeficientes de importancia (i). 42
2.5.2. Criterios de la regularidad e irregularidad en la NEC-SE-DS. 43
2.6. SISTEMAS DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO 45
2.6.1. Generalidades. 45
2.6.2. Característica de los pórticos. 45
2.6.3. Materiales 46
2.6.4. Comportamiento bajo cargas cíclicas ACI 318-19. 47
2.6.5. Pórticos especiales sismorresistentes de hormigón según la nec-se-hm y aci 318-19 47
2.6.6. Criterios columna fuerte viga débil 48
2.6.7. Detalle de refuerzo de nodos viga-columna 49
2.6.8. Mecanismos de falla: cortante vs flexión. 49
2.7. SISTEMAS DE PÓRTICOS DE ACERO Y CONEXIONES PRECALIFICADAS. 50
2.7.1. Fundamentos del código AISC 358-22: concepto de precalificación de conexiones. 51

2.7.2. Tipología precalificada: 51
2.7.3. Zona de panel y demandas plásticas en conexiones. 52
2.7.4. Requisitos de fabricación y control de calidad. 52
2.8. PARÁMETROS DE EVALUACIÓN COMPARATIVA. 53
2.8.1. Respuesta dinámica: periodo fundamental, modos de vibración. 53
2.8.2. Derivas de entrepiso (Límites NEC-SE-DS: 0.02 para SMF y hormigón armado). 54
2.8.3. Cortante basal y distribución de fuerzas laterales. 54
2.8.4. Efectos de segundo orden (p-δ) y su estabilidad global. 55
2.8.5. Peso propio y su impacto en la masa sísmica. 55
2.9. EFICIENCIA CONSTRUCTIVA Y SOSTENIBILIDAD. 55
2.9.1. Tiempo de montaje: prefabricación vs obra in situ. 56
2.10. INGENIERÍA DE COSTOS APLICADA A ESTRUCTURAS. 56
2.10.1. Análisis DE PRECIOS UNITARIOS (APU): COMPONENTES. 57
2.10.2. Costos indirectos. 58
3. CAPÍTULO III. 59
METODOLOGÍA 59
3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN 59
3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN 59
3.3. EL NIVEL DE INVESTIGACIÓN. 59
3.4. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN 60
3.5. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO 60
3.5.1. Población. 60
3.5.2. Muestra. 60
3.5.3. Muestreo. 61
3.6. CONSIDERACIONES PRELIMINARES 61
3.6.1. Ubicación y sector de estudio. 61
3.6.2. Diseño y planos arquitectónicos. 61

3.7. METODOLOGÍA O.E.1. DISEÑAR LOS SISTEMAS DE PÓRTICOS DE ACERO INTEGRANDO CONEXIONES PRECALIFICADAS, APLICANDO LOS CÓDIGOS DEL AISC 360-22, 341-22 Y 358-22, Y PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO APLICANDO LA NEC-SE-DS, PARA EL EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE 3 PLANTAS 63

3.8. METODOLOGÍA DEL O.E.2. DETERMINAR EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES VERIFICANDO EL CUMPLIMIENTO DE LOS ESTADOS LÍMITE DE DISEÑO SEGÚN NEC-SE.DS MEDIANTE EL PROGRAMA DE ETABS. 64

3.9. METODOLOGÍA DEL O.E.3. COMPARAR EL ANÁLISIS DE PRESUPUESTO DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO Y ACERO PRESENTADOS A TRAVÉS DEL ESTUDIO DE COSTOS POR M² DETERMINANDO LA FACTIBILIDAD ECONÓMICA EFICIENTE. 65

CAPÍTULO IV. 67

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS 67

3.10. RESULTADOS DEL O.E.1. DISEÑAR sístemas de PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO APLICANDO LA NEC-SE-DS, Y SISTEMAS DE PÓRTICOS DE ACERO INTEGRANDO CONEXIONES PRECALIFICADAS, APLICANDO LOS CÓDIGOS DEL AISC 360-22, 341-22 Y 358-22, PARA EL EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE 3 PLANTAS 67

3.10.1. Diseño de pórticos de hormigón armado NEC-SE-HM/ACI 318-19.... 67

3.10.2. Análisis de criterio de columnas Fuerte – Viga débil..... 76

3.10.3. Diseño de columnas (Datos)..... 77

3.10.4. Diseño de pórticos de acero con conexiones precalificadas (AISC 358-22/NE-SE-AC). 79

3.11. METODOLOGÍA DEL O.E.2. DETERMINAR EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES VERIFICANDO EL CUMPLIMIENTO DE LOS ESTADOS LÍMITE DE DISEÑO SEGÚN NEC-SE.DS MEDIANTE EL PROGRAMA DE ETABS. 95

3.11.1. Caracterización geotécnica del sitio 95

3.11.2. Análisis espectral..... 97

3.11.3. Definición de parámetros de diseño y cargas actuantes 99

3.12. RESULTADOS O.E.3. COMPARAR EL ANÁLISIS DE PRESUPUESTO DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO Y ACERO PRESENTADOS A TRAVÉS DEL ESTUDIO DE COSTOS POR M² DETERMINANDO LA FACTIBILIDAD ECONÓMICA EFICIENTE. 123

4. CAPÍTULO V. 125

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 125

5.1 CONCLUSIONES 125

5.2 RECOMENDACIONES 126

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 127

ANEXOS 135

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Carga viva (sobrecargas mínimas) 34
Tabla 2. Cargas muertas: peso de materiales. 34
Tabla 3. Valores del Factor Z (zona sísmica). 36
Tabla 4. Clasificación de los perfiles del suelo. 37
Tabla 5. Coeficiente de amplificación de suelo (Fa). 38
Tabla 6. Coeficiente de amplificación de suelo Fd. 38
Tabla 7. Coeficiente de amplificación de suelo Fs. 39
Tabla 8. Espectro elástico 40
Tabla 9. Ecuaciones del espectro elástico**.** 41
Tabla 10. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. 42
Tabla 11. Materiales para pórticos. 46
Tabla 12. Esquema de operación de las variables. 66
Tabla 13. Propiedades del hormigón y del acero de refuerzo 67
Tabla 14. Espesor mínimo de losas no preesforzadas en dos direcciones sin vigas interiores mm. 68
Tabla 15. Espesor de elementos de hormigón armado. 68
Tabla 16. Combinaciones de Carga 68
Tabla 17. Datos de viga 69
Tabla 18. Datos de diseño de viga 76
Tabla 19. Momento de Viga 1 "Mv1" 76
Tabla 20. Momento de Viga 1 "Mv2" 76
Tabla 21. Cálculo del Momento Nominal "Mnv1" 77
Tabla 22. Cálculo de Momento Nominal "Mnv2" 77
Tabla 23. Datos de Diseño de Columnas 77
Tabla 24. Cálculo del Momento Nominal “Mc1” 78
Tabla 25. Cálculo del Momento Nominal “Mc2” 78
Tabla 26. Datos de diseño para una columna de acero. 79
Tabla 27. Datos de perfil de columna 80
Tabla 28. Propiedades de la sección 80
Tabla 29. Datos de diseño para vigas secundarias de acero. 82

Tabla 30. Propiedades de perfil según nuestro diseño..... 83
Tabla 31. Datos de diseño para la viga principal de acero. 85
Tabla 32. Propiedades del perfil W 14 X 38 86
Tabla 33. Comprobación de inercia mínima requerida. 87
Tabla 34. Comprobación de elementos sísmicos..... 88
Tabla 35. Datos de diseño..... 88
Tabla 36. Datos del ángulo de conexión..... 89
Tabla 37. Cálculo de áreas..... 90
Tabla 38. Resistencia al bloque cortante nominal. 90
Tabla 39. Datos de diseño..... 91
Tabla 40. Propiedades de la columna. 93
Tabla 41. Datos de Viga 94
Tabla 42. Chequeos 95
Tabla 43. Datos para la definición de perfil del suelo 97
Tabla 44. Parámetros de diseño sísmico según la NEC-SE-DS. 97
Tabla 45. Coeficientes de perfil sísmico para suelo tipo D 98
Tabla 46. Propiedades del hormigón y acero de refuerzo 100
Tabla 47. Análisis y desglose de carga muerta (D) 101
Tabla 48. Ecuaciones de combinación de carga 101
Tabla 49. Fuerzas Laterales para la estructura de hormigón 102
Tabla 50. Relaciones Modales HA (ETABS)..... 103
Tabla 51. Periodos y frecuencia 104
Tabla 52. Análisis modal 104
Tabla 53. Relaciones de Masa Modal..... 105
Tabla 54. Periodos y frecuencias modales..... 106
Tabla 55. Periodos de límite de vibración. 107
Tabla 56. Parámetros globales de diseño sísmico estático. 107
Tabla 57**.** Cargas Sísmicas de la Estructura..... 108
Tabla 58. Fuerza Lateral aplicada en el piso x de la Estructura 108
Tabla 59. Periodos de límite de vibración 115
Tabla 60. Parámetros globales de diseño sísmico estático 115
Tabla 61. Cargas Sísmicas de la Estructura de acero 116
Tabla 62. Fuerza Lateral aplicada en el piso x de la Estructura 116

Tabla 63. Análisis presupuestario del sistema estructural de hormigón armado..... 123
Tabla 64. Análisis presupuestario del sistema estructural de acero 124
Tabla 65. Comparación de sistemas estructurales. 124

LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Combinación de carga. 34
Ilustración 2. Ecuador y sus zonas sísmicas. 35
Ilustración 3. Curvas de Peligro Sísmico y Mapa de zona sísmica para Santa Elena 36
Ilustración 4. Espectro elástico de diseño en aceleraciones. 40
Ilustración 5. Espectro elástico e inelástico. 41
Ilustración 6. Configuraciones estructurales no recomendadas. 43
Ilustración 7. 44
Ilustración 8. Coeficiente de irregularidad en elevaciones 45
Ilustración 9. Pórticos de hormigón y acero 46
Ilustración 10. Momentos últimos a flexión. 48
Ilustración 11. Área efectiva del nudo viga-columna. 49
Ilustración 12. Agrietamiento típico por cortante con ángulos de 45° 50
Ilustración 13. Conexiones precalificadas AISC 358-16. 51
Ilustración 14. Mecanismos de falla. 52
Ilustración 15. Fotografía de la obra. 61
Ilustración 16. Modelo arquitectónico - Planta baja 62
Ilustración 17. Modelo arquitectónico- Primer piso 62
Ilustración 18. Modelo arquitectónico-Segundo piso 63
Ilustración 19. Fachada principal 63
Ilustración 20. Diseño de viga. 70
Ilustración 21. Diseño de columnas y estribos 71
Ilustración 22. Separación de estribos 72
Ilustración 23. Plano estructural 73
Ilustración 24. Losa aligerada 74
Ilustración 25. Espesor de la losa 74

Ilustración 26. Transferencia de cargas de las vigas secundarias hacia la viga principal y dimensiones del perno. 89
Ilustración 27. Columna estratigráfica de Santa Elena 96
Ilustración 28. Espectro de respuesta elástica e inelástica para el suelo tipo D - la libertad. 99
Ilustración 29. Respuesta sísmica en hormigón armado 107
Ilustración 30. Derivas estáticas Eje (A) en X 108
Ilustración 31. Derivas estáticas Eje (K) en X 109
Ilustración 32. Derivas estáticas Eje (J) en X 109
Ilustración 33 Derivas estáticas Eje (1) en X 109
Ilustración 34. Derivas inelásticas Eje (A) en X 109
I**lustración 35**. Derivas inelásticas Eje (K) en X 109
Ilustración 36. Derivas inelásticas Eje (J) en X 110
Ilustración 37. Derivas inelásticas Eje (1) en X 110
Ilustración 38. Índice de Estabilidad con Sismo en el eje Eje (A) 110
Ilustración 39. Índice de Estabilidad con Sismo en el eje Eje (K) 110
Ilustración 40. Índice de Estabilidad con Sismo en el eje Eje (J) 110
Ilustración 41. Índice de Estabilidad con Sismo en el eje Eje (1) 111
Il**ustración 42**. Derivas inelásticas Eje (A) en Y 111
Ilustración 43. Derivas inelásticas Eje (K) en Y 111
Ilustración 44. Derivas inelásticas Eje (J) en Y 111
Ilustración 45. Derivas inelásticas Eje (1) en Y 111
Ilustración 46. Derivas dinámicas en el eje (A) en Y 112
Ilustración 47. Derivas dinámicas en el eje (K) en Y 112
Ilustración 48. Derivas dinámicas en el eje (J) en Y 112
Ilustración 49. Derivas dinámicas en el eje (1) en Y 112
Ilustración 50. Índice de Estabilidad en el Eje (A) 112
Ilustración 51. Índice de Estabilidad en el eje (J) en Y 113
Ilustración 52. Índice de Estabilidad en el eje (K) en Y 113
Ilustración 53. Índice de Estabilidad en el eje (1) en Y 113
Ilustración 54. Índice de Estabilidad en el eje (A) en Y 113
Ilustración 55. Índice de Estabilidad en el eje (K) en Y 114
Ilustración 56. Índice de Estabilidad en el eje (J) en Y 114

Ilustración 57. Índice de Estabilidad en el eje (1) en Y 114
Ilustración 58. Respuesta sísmica en acero 115
Ilustración 59. Derivas estáticas Eje (A) en X 116
Ilustración 60. Derivas estáticas Eje (K) en X 117
Ilustración 61. Derivas estáticas Eje (J) en X 117
Ilustración 62. Derivas estáticas eje (1) en X 117
Ilustración 63. Derivas inelásticas en el Eje (A) en Y 117
Ilustración 64. Derivas inelásticas en el Eje (K) en Y 118
Ilustración 65. Derivas inelásticas en el Eje (J) en Y 118
Ilustración 66. Derivas inelásticas en el Eje (1) en Y 118
Ilustración 67. Índice de Estabilidad en X (1) 118
Ilustración 68. Índice de Estabilidad en X (2) 118
Ilustración 69. Índice de Estabilidad en X (3) 119
Ilustración 70. Índice de Estabilidad en X (4) 119
Ilustración 71. Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección Y (1) 119
Ilustración 72. Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección Y (2) 119
Ilustración 73. Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección Y (3) 119
Ilustración 74. Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección Y (4) 120
Ilustración 75. Derivas Dinámicas Eje (A) en X 120
Ilustración 76. Derivas Dinámicas Eje (K) en X 120
Ilustración 77. Derivas Dinámicas Eje (J) en X 120
Ilustración 78. Derivas Dinámicas Eje (1) en X 120
Ilustración 79. Derivas dinámicas en Y (1) en X 121
Ilustración 80. Derivas dinámicas en Y (2) en X 121
Ilustración 81. Derivas dinámicas en Y (3) 121
Ilustración 82. Derivas dinámicas en Y (4) 121
Ilustración 83. Índice de estabilidad X (1) 121
Ilustración 84. Índice de estabilidad X (2). 122
Ilustración 85. Índice de Estabilidad X (3) 122
Ilustración 86. Índice de Estabilidad X (4) 122
Ilustración 87. Índice de Estabilidad Y (1) 122
Ilustración 88. Índice de Estabilidad Y (2) 122
Ilustración 89. Índice de Estabilidad Y (4) 123

"ANÁLISIS COMPATIVO DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO Y ESTRUCTURA DE ACERO APLICANDO AISC 358-22 EN EDIFICIO ADMINISTRATIVO UPSE"

Autores:
ASENCIO CORDOVA NICOLE MARISLEXIS
SORIANO SILVESTRE MARIA MARGARITA
Tutor: Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc.

RESUMEN

La presente investigación realiza un análisis comparativo técnico y económico entre pórticos de hormigón armado y acero estructural para un edificio administrativo de tres plantas en la UPSE, zona de alta sismicidad. El diseño de hormigón siguió la NEC-SE-DS y el acero aplicó el código AISC 358-22, integrando conexiones precalificadas tipo placa de extremo extendida. Ambos modelos se analizaron mediante dinámica espectral en el software ETABS.

Los resultados demuestran que ambos sistemas cumplen con los estados límite de diseño, con derivas menores al 2%. Sin embargo, el acero reduce el peso estructural en un 66% y el tiempo de ejecución en un 50%. En el análisis económico, el hormigón presentó un costo de $292.230,45, mientras que el acero alcanzó $358.578,87, lo que representa un ahorro del 22,7% a favor del hormigón. Sin embargo, el acero ofrece ventajas decisivas en ductilidad, rapidez constructiva y sostenibilidad.

***PALABRAS CLAVE**: Pórticos, conexiones precalificadas, análisis sísmico, viabilidad económica.*

"ANÁLISIS COMPARATIVO DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO Y ESTRUCTURA DE ACERO APLICANDO AISC 358-22 EN EDIFICIO ADMINISTRATIVO UPSE"

Autoras:
ASENCIO CORDOVA NICOLE MARISLEXIS
SORIANO SILVESTRE MARIA MARGARITA
Tutor: Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc.

ABSTRACT

This research presents a comparative technical and economic analysis of reinforced concrete and structural steel frames for a three-story administrative building at UPSE, located in a high-seismicity zone. The concrete design followed the NEC-SE-DS standard, while the steel design adhered to the AISC 358-22 code, incorporating prequalified extended end plate connections. Both models were analyzed using spectral dynamics in the ETABS software.

The results demonstrate that both systems meet the design limit states, with drifts of less than 2%. However, steel reduces structural weight by 66% and construction time by 50%. In the economic analysis, concrete had a cost of $292,230.45, while steel reached $358,578.87, representing a 22.7% savings in favor of concrete. However, steel offers decisive advantages in ductility, speed of construction, and sustainability.

KEYWORDS: Portals, prequalified connections, seismic analysis, economic feasibility.

CAPÍTULO I.
INTRODUCCIÓN

En el campo de la ingeniería civil, el diseño junto con el análisis estructural de edificaciones son disciplinas claves que permiten garantizar la seguridad, la estabilidad y el correcto funcionamiento en cada obra. Ecuador se caracteriza por tener alta actividad sísmica; en definitiva, la elección de sistemas estructurales no se limita a estudios de costos o al diseño, sino más bien se establecen procesos técnicos adoptados de normas o códigos vigentes.

El presente proyecto tiene como propósito desarrollar el análisis de diseño estructural del edificio administrativo de tres plantas, destinado al funcionamiento de oficinas y servicios para las autoridades universitarias. La estructura estará ubicada dentro de la Universidad Estatal Península de Santa Elena (UPSE), una zona con características sísmicas debido a su ubicación.

El hormigón armado se ha convertido en un material prominente la vida de la construcción de pequeñas a grandes edificaciones, mediante su fuerte alcance de disponibilidad y mano de obra experimentada. Sin embargo, el acero estructural ha obtenido un alta relevancia gracias a su excelente relación entre resistencia, peso y rapidez de montaje.

La presente investigación destaca un análisis comparativo estructural y económico entre los pórticos de hormigón armado y acero estructural basado en el edificio administrativo de la Universidad Estatal Península de Santa Elena (UPSE). Para el diseño de hormigón se efectuarán investigaciones de acuerdo con las Normas Ecuatorianas, mientras que para el estudio de acero se aplicarán los códigos del AISC 360-10 (Specification for Structural Steel Buildings), 341-16 (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings), y 358-22 (Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications).

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Ecuador es conocido por estar situado en una de las regiones con mayor amenaza sísmica; forma parte del cinturón de fuego del Pacífico y se divide en seis zonas, definidas por el factor de zona Z, que representa la aceleración máxima en roca, lo que permite calcular las fuerzas sísmicas que actuarán sobre una edificación. Según (MIDUVI, 2015), diseño estructural debe garantizar la resistencia ante cargas gravitacionales y dinámicas, garantizando la capacidad de mantener su integridad estructural sin colapsar.

En la Provincia de Santa Elena, predomina el uso de estructuras basadas en el sistema tradicional de pórticos de hormigón armado (vigas y columnas). Debido a la amplia disponibilidad de materiales y mano de obra, este sistema frecuentemente se emplea sin supervisión técnica, la práctica se basa en métodos que desarrollan problemas estructurales a futuro (Clavijo Franco y Suárez Reyes, 2024).

La "Norma Ecuatoriana de la Constitución" establece parámetros estructurales manteniendo como objetivo la capacidad de disipar energía sísmica, deformándose de manera controlada y evitando fallas frágiles que comprometan la seguridad de los ocupantes. En el campo de la ingeniería civil, la selección del sistema estructural de una edificación representa una decisión importante que influye directamente en aspectos como la duración, estabilidad, costo, sostenibilidad y buen funcionamiento (MIDUVI, 2015).

El hormigón armado es un sistema constructivo habitual y el más eficiente; se destaca por su buena resistencia, adaptabilidad, durabilidad y costo relativamente bajo. Considerablemente en los últimos años, las estructuras metálicas han ganado terreno como alternativa rápida frente a la comparación con su peso, rapidez constructiva y buena ductilidad permitiendo estructuras más livianas que el concreto (McCormac, Jack; Stephen, Csernak, 2012).

La problemática del asunto reside en la ausencia de información técnica precisa, lo cual puede conducir a decisiones de diseño fundamentadas en criterios empíricos, en tradiciones constructivas locales o en preferencias subjetivas de profesionales sin una evaluación técnica rigurosa que avalúe la selección del sistema estructural, más apropiado para cada caso.

Esta práctica deriva en estructuras sobredimensionadas, caras o limitaciones funcionales, que inciden negativamente en la eficiencia estructural y el uso racional del proyecto. Cada diseño exhibe rasgos técnicos distintos y debe ser confortado directamente mediante análisis técnicos que permitan determinar cuál ofrece el mejor rendimiento y eficiencia, considerando las circunstancias subjetivas del lugar, exigencias normativas y características funcionales.

Del mismo modo, el uso de códigos internacionales del AISC garantiza que los diseños de estructuras de acero cumplan con los requisitos de seguridad, resistencia y funcionamiento relevantes para situaciones sísmicas, en contraste. (Clavijo Franco & Suárez Reyes, 2024).

En la presente investigación, realizaremos dos predimensionamientos en el software de ETABS especializados con normas técnicas propias para cada material, permitiendo desarrollar respuestas dinámicas, control de desplazamientos, rigidez y fuerzas internas que se experimentarán durante su vida útil.

1.2. ANTECEDENTES

En la actualidad, existen diversas investigaciones que abordan el análisis estructural comparativo entre sistemas constructivos de hormigón armado y estructuras metálicas, lo cual es de gran relevancia en la ingeniería civil, particularmente en zonas sísmicas como la provincia de Santa Elena, dichos estudios han evaluado las ventajas con el propósito de optimizar el diseño.

En el ámbito internacional, el estudio de (Hasan Mostafaei et al., 2025), titulado "Comparative study of reinforced cement concrete and steel structures", tiene como objetivo de evaluar y constatar el desempeño estructural ante el peso sísmico de pórticos de hormigón y acero, se aplicó la metodología analítica mediante el programa ETABS para la respuesta dinámica y las propiedades mecánicas de los materiales bajo cargas laterales. Como resultado, se obtuvo que el sistema de acero reduce drásticamente el peso propio y la masa sísmica, demostrando que la estructura metálica trabaja eficientemente bajo demandas sísmicas, ofreciendo alternativas más ligeras y sismorresistente frente a un comportamiento rígido y pesado del hormigón tradicional.

De manera similar se destaca el trabajo de (Ccahuana Nieto y Coronel Aguilar, 2020), titulado "Análisis sísmico comparativo entre el edificio de placas de concreto armado y una edificación de pórticos de acero a través del diseño directo basado en desplazamientos".

Compararon el comportamiento sísmico de los edificios en Lima (concreto armado y acero) y utilizaron el diseño directo basado en el desplazamiento. La investigación buscó reducir la variabilidad del método Diseño Basado en Fuerzas (DBF), mediante la aplicación del Diseño Directo Basado en Desplazamiento (DDBD), los autores concluyeron que el DDBD brinda mayor control sobre el desplazamiento y daños que el DBF, que genera mayores fuerzas internas. Por lo tanto, el sistema de acero presenta un mejor desempeño sísmico que el sistema de hormigón armado; en general, el DDBD resulta más exigente al considerar el comportamiento inelástico.

Por otra parte, (Abril Camino et al. 2023) destaca un análisis "Comparativo técnico económico entre pórticos especiales a momento de hormigón armado de hormigón armado y acero estructural empleando las normativas ACI 318-19, AISC 341-16, 360-22, 358,22 y NEC SE DS 2015" En esta investigación se evaluaron y compararon la respuesta sísmica de pórticos al momento y arriostrados en acero para determinar su seguridad y eficiencia de acuerdo con la normativa ecuatoriana. Se enfoca en el análisis cuantitativo y comparativo mediante modelado estructural en software (ETABS).

Así mismo, (Gonzalez Chiquito, 2019) desarrolló una "Comparación estructural de una vivienda de 3 pisos de hormigón armado y acero estructural en función de su deriva". La investigación tuvo como objetivo diseñar y comparar estructuralmente una vivienda de tres pisos, con evaluación técnica y económica en Jipijapa. Donde se determinaron cargas sísmicas junto con la aplicación de normativas como la NEC-2015, ACI y AISC. Además, se consideran las propiedades de los materiales, las consideraciones del suelo y la modelación estructural en ETABS para validar el diseño.

Según, (Bautista Benalcazar e Inca Encarnación, 2023) realizó un "Análisis estructural comparativo entre sistemas de hormigón armado y estructuras metálicas para el edificio administrativo de UPSE, ubicado en la provincia de Santa Elena". Tuvo como objetivo evaluar las ventajas técnicas, económicas y el comportamiento estructural de los sistemas de hormigón armado frente a estructuras metálicas, buscando optimizar el diseño sismorresistente del edificio administrativo. Se empleó un enfoque cuantitativo con modelamiento computacional de cargas gravitacionales y sísmicas mediante normativas NEC-15 y AISC 341-16, integrando la clasificación geotécnica local.

El análisis determinó que el acero representa un costo de material más elevado, reduce las cargas en la cimentación y los tiempos de montaje gracias a su ligereza, mientras que el hormigón presenta mayor peso, desplazamiento e inercia sísmica, por lo tanto, se concluye que

el uso de estructura de acero bajo el código de AISC en Santa Elena mejora la resiliencia sísmica, optimiza costos gracias a la rapidez de ejecución y su eficiencia en suelos de baja capacidad portante (AISC., 2022)

Varias de las investigaciones realizadas en la Universidad, como en universidades internacionales, han abordado el análisis comparativo entre sistemas estructurales de hormigón armado y acero, evidenciando diferencias en su comportamiento sísmico y desempeño estructural. En contexto, el código AISC constituye el estándar estadounidense que regula el diseño de estructuras de acero estableciendo criterios rigurosos para garantizar seguridad y eficiencia en el comportamiento (INSTITUTE, 2019).

1.3. HIPÓTESIS

1.3.1. Hipótesis General.

El análisis comparativo de un sistema estructural de acero aplicando AISC 358-22 en el edificio administrativo UPSE permitirá demostrar un comportamiento estructural eficiente en términos de relación peso-resistencia ante eventos sísmicos y rapidez constructiva, en comparación con un sistema de pórticos de hormigón armado diseñado según el NEC-SE-DS.

1.3.2. Hipótesis Específica.

H.E.1.- El diseño estructural del edificio administrativo de la UPSE se aplicará pórticos de acero con conexiones precalificadas (AISC 358-22), donde se enfatizarán secciones de vigas y columnas estilizadas y ligeras en comparación con los pórticos de hormigón armado. Diseñados para la norma NEC-SE-DS, mejorando el peso propio de la estructura.

H.E.2.- La estructura de acero, diseñada con pórticos resistentes a momento y conexiones precalificadas, presentará un mejor comportamiento sísmico óptimo, para obtener una mayor ductilidad, una reducción del cortante basal transmitido a la cimentación y un control de derivas de piso al constatar con la alternativa de hormigón armado.

H.E.3.- El sistema de pórticos de acero estructural reducirá notablemente los tiempos de ejecución en obra y los costos de la cimentación debido a su menor peso, compensando el costo inicial en materiales en comparación con los sistemas tradicionales de hormigón armado.

1.4.OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo General

OG. - Analizar y comparar un pórtico de hormigón armado y estructuras de acero, aplicando AISC 358-22 en el edificio administrativo de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, para evaluar el comportamiento sísmico, la eficiencia y los costos en el diseño.

1.4.2. Objetivo Específico

O.E.1. Diseñar los sistemas de hormigón armado aplicando la NEC-SE-DS y pórticos de acero integrando conexiones precalificadas, aplicando los códigos del AISC 360-16, 341-10 y 358-22, para el edificio administrativo de 3 plantas.

O.E.2.- Determinar el comportamiento sísmico de ambos sistemas estructurales verificando el cumplimiento de los estados límite de diseño según NEC-SE.DS mediante el programa de ETABS.

O.E.3.- Comparar el análisis de presupuesto de los modelos estructurales de hormigón armado y acero presentados a través del estudio de costos por m² determinando la factibilidad económica eficiente.

1.5. ALCANCE

El alcance de este proyecto abarca el análisis comparativo de dos sistemas constructivos: pórticos de hormigón armado y estructuras metálicas de acero. El análisis incluye la cantidad de cargas gravitacionales y sísmicas, el diseño de elementos estructurales y conexiones, así como los resultados en términos de resistencia, rigidez, desplazamientos, peso estructural, eficiencia constructiva y costos estimados.

El estudio se enfoca en el contexto normativo ecuatoriano e internacional, utilizando como base la norma NEC-SE-DS para el diseño de hormigón armado y el código AISC 358-22 para el diseño en acero. El enfoque comparativo no se limita a determinar cuál de los dos sistemas cumple con los requisitos estructurales exigidos; por el contrario, se identificaran las ventajas y desventajas técnicas, constructivas y económicas de cada alternativa, considerando la cantidad de materiales necesarios, el peso propio de cada sistema, el comportamiento sísmico, la facilidad de construcción, la durabilidad en condiciones ambientales costeras, así como la flexibilidad ante futuras remodelaciones o ampliaciones.

Para respaldar una comparación objetiva, ambos modelos estructurales deben tener una geometría arquitectónica y cargas equivalentes, utilizando herramientas de modelado estructural como ETABS, para modelar con exactitud las cargas gravitacionales, de viento y sísmicas. Asimismo, se recomienda un análisis dinámico espectral para obtener una respuesta más precisa del edificio ante movimientos telúricos. En ambos sistemas de pórticos se analizarán aspectos de resistencia, rigidez y durabilidad. En el caso del sistema estructural de acero, se considerarán los criterios del código AISC 358-22, revisando el comportamiento estructural y la eficiencia del sistema frente a cargas laterales y gravitacionales.

El aspecto principal del estudio es la comparación de los desplazamientos laterales y los esfuerzos internos generados en los elementos estructurales de ambos sistemas. Se determinarán las derivas de entrepiso, el momento flector máximo, las fuerzas cortantes y deformaciones, verificando el cumplimiento de los límites establecidos en la normativa para garantizar el confort y la seguridad de los ocupantes.

Adicionalmente, se realizará una estimación del peso estructural total de cada sistema, con el objetivo de analizar su impacto en las cargas transmitidas al suelo de cimentación. Un menor peso propio en el sistema de acero podría traducirse en fundaciones más simples y económicas; por el contrario, el sistema de hormigón podría requerir fundaciones más robustas debido a su mayor masa estructural.

La investigación se limitará al análisis estructural comparativo mediante modelación de ambos sistemas aplicados a un edificio administrativo de tres niveles. No se incluirán ensayos experimentales a escala real, estudios geotécnicos detallados, análisis de impacto ambiental ni la ejecución física del proyecto constructivo.

1.6. VARIABLES

1.6.1. Variable Dependiente

- Comportamiento y desempeño sísmico.
- Costos estructurales.

1.6.2. Variable Independiente

- Pórtico de hormigón armado diseñado bajo la norma NEC-SE.
- Pórtico de acero con conexiones precalificadas según el código AISC 358-22.

CAPÍTULO II.
MARCO TEÓRICO

2.1. BASES TEÓRICAS Y FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA

Ecuador es un país caracterizado por una alta actividad sísmica debido a su ubicación estratégica en el Cinturón de Fuego del Pacífico. Según la Norma Ecuatoriana de Construcción, la península de Santa Elena se encuentra en zona de subducción, con un valor de aceleración de la roca z=0,50 g, lo que conlleva que las estructuras requieren diseñarse para resistir fuerzas considerables (MIDUVI, 2015).

El elemento clave de la ingeniería civil es garantizar que la estructura desarrolle seguridad, estabilidad y que cumpla con normativas locales e internacionales. Con el paso de los años, se realizan nuevas investigaciones que prometen que la edificación sea eficaz y perdure más que lo analizado. La comparación de sistemas estructurales de hormigón y acero. Según, (Castro Riquetti, 2026) nos dice que diversas investigaciones internacionales han evidenciado que las estructuras de acero ofrecen ventajas en trabajabilidad, ductilidad, rapidez de edificación, menor peso estructural, mientras que el hormigón armado presenta mejoras en rapidez de construcción, estabilidad de cargas permanentes y a su vez costos mucho más bajos.

De acuerdo con (Villavicencio Cedeño & González Chiquito , 2019)[i], realizó un análisis comparativo entre estos dos modelos en 3 plantas de hormigón armado y acero; se comprobó que el acero tarda menos; su tiempo de ejecución es más del 50%, aunque su costo tiende a ser un 20% más elevado que el hormigón, generando la necesidad de indagar de acuerdo con su ubicación, sistema económico y sísmico. En este marco, se analizarán los principales aspectos relacionados con el comportamiento, la eficiencia estructural, los costos de construcción y el uso de los materiales, entre otros. Concluyen que los criterios técnicos favorecen la mejor opción del sistema constructivo.

2.2. CARGAS Y COMBINACIONES DE DISEÑO

2.2.1. Sobrecarga de uso (cargas vivas).

La sobrecarga de uso o carga viva está conformada por el peso de personas, muebles, accesorios móviles o temporales, equipos y otras cargas variables. Estas cargas están directamente relacionadas con el uso previsto de la edificación (MIDUVI, 2015).

Tabla 1.

Carga viva (sobrecargas mínimas)

Uso o destino	Carga viva (kN/m²)	Carga concentrada (kN)
Salas de archivo y computación (diseñadas para la mayor carga prevista)	—	—
Áreas de recepción y corredores del primer piso	4,80	9,00
Oficinas	2,40	9,00
Corredores sobre el primer piso	4,00	9,00

Nota. *Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas (MIDUVI, 2015)*

2.2.2. Cargas permanentes (cargas muertas).

Las cargas muertas están constituidas por los pesos estructurales como paredes, muros, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, metálicas y todo tipo de mecanismos permanentes de la estructura (MIDUVI, 2015).

Tabla 2

Cargas muertas: peso de materiales.

Material	Peso Unitario (kN/m³)
Bloque hueco de hormigón	12.0
Bloque hueco de hormigón alivianado	8.5

Nota. Valores de los pesos de los materiales de uso más frecuentes (MIDUVI, 2015).

2.3. COMBINACIONES DE CARGAS

Las combinaciones de carga en el método LRFD aplican factores de mayoración para garantizar la resistencia estructural ante efectos simultáneos críticos. Según la (MIDUVI, 2015; INSTITUTE, 2019), las combinaciones básicas se muestran en la siguiente ilustración:

Ilustración 1

Combinación de carga.

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o S o R})$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ o S o R}) + (1.0L \text{ o } 0.5W)$	(5.3.1c)	L_r o S o R
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	E
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	W
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	E

Nota. Cargas mayoradas (INSTITUTE, 2019).

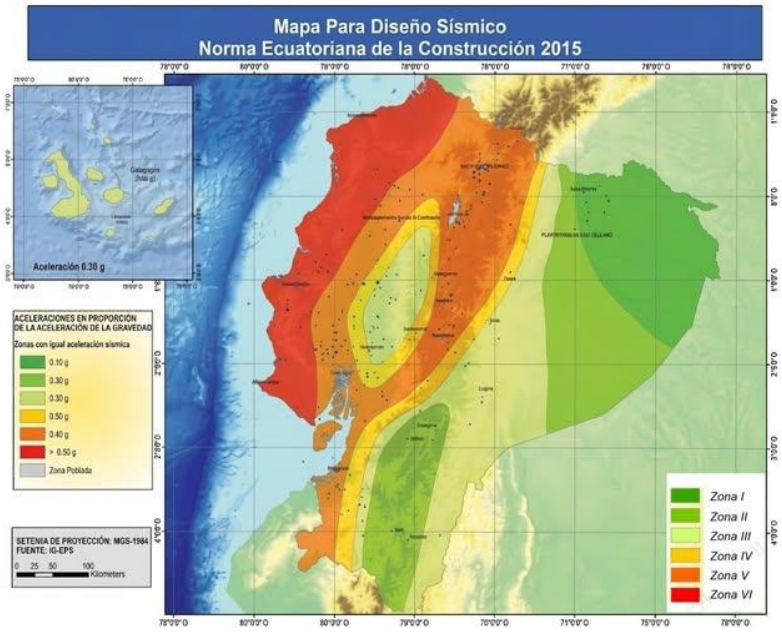
2.4. AMENAZAS SÍSMICAS Y PELIGRO SISMOLÓGICO EN LA PROVINCIA DE SANTA ELENA.

2.4.1. Zona Sísmica.

Según MIDUVI-DS (2015), el territorio ecuatoriano está definido por una alta peligrosidad sísmica, teniendo mayor vulnerabilidad en las costas, demandando consideraciones de diseño de acuerdo con su infraestructura. Cada zona se identifica por el valor de Z, que representa la aceleración máxima esperada en roca para establecer el diseño sísmico.

Ilustración 2.

Ecuador y sus zonas sísmicas.



Nota. Zonas sísmicas de Ecuador para diseño y valor del factor de una zona z para cada provincia (Geofísico, 2026).

2.4.2. Factor de zona Z

El mapa del Ecuador representa la zonificación sísmica, representando valores medios de la aceleración horizontal pico expresados para un periodo de retorno de 475 años (excedencia de 50 años), lo que determina una saturación de 0,50 g.

Tabla 3.

Valores del Factor Z (zona sísmica).

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor del factor Z	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥0,50
Característica de peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

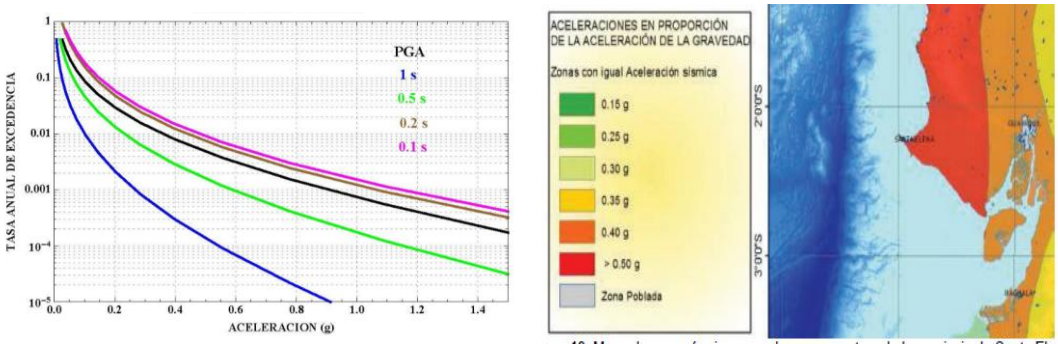
Nota. Valores del factor Z (MIDUVI, 2015).

2.4.2.1. ***Curvas de Peligro Sísmico***

Según el diseño de estructuras para diferentes ocupaciones, es necesario definir los distintos niveles de peligro sísmico. En la ilustración #3 se observan las curvas de peligro sísmico de la provincia de Santa Elena, donde las curvas más elevadas corresponden a 0,1 y 0,2, esto implica que, para una tasa de excedencia o periodo de retorno iguales, las aceleraciones espectrales son más altas en estructuras rígidas de baja altura (que suelen ser de 1 o 3 pisos).

Ilustración 3.

Curvas de Peligro Sísmico y Mapa de zona sísmica para Santa Elena



Nota. Curvas de peligro sísmico, Santa Elena (-2.23, -80.86) a diferentes periodos estructurales (Geofísico, 2026).

2.4.3. Geología local.

2.4.3.1. ***Tipos de Perfiles de Suelo en Ecuador para el desempeño sísmico.***

La clasificación de perfiles del suelo en la Península de Santa Elena presenta deformaciones geológicas que afectan directamente la respuesta sísmica local.

Según investigaciones realizadas en la zona costera entre Ancón y Anconcito, existen perfiles de suelo con velocidades de onda de corte variables, clasificando al sector en los tipos D y E según la NEC-SE-DS, lo cual se traduce en un aumento considerable de la amplitud de las ondas sísmicas. (Moreno Alcivar et al. 2019).

Tabla 4

Clasificación de los perfiles del suelo.

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

Nota. Tabla para determinación de perfiles de suelo (MIDUVI, 2015).

2.4.3.2. Coeficientes de perfil de suelo F_a, F_d, F_s

Los coeficientes de perfil de suelo (F_a,F_d,F_s), son factores utilizados en la ingeniería para desarrollar la respuesta espectral de un determinado lugar con características de suelo. Las propiedades dadas por la NEC-DE-DS permiten el resultado de la amplificación de ondas sísmicas teniendo como objetivo el diseño y desempeño sísmico del sector.

2.4.3.2.1. F_aF_a: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

Fa es el coeficiente que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástica; se aplica a las aceleraciones de terreno en periodos cortos. Su función principal es ajustar la respuesta espectral bajo la tendencia de suelos blandos y amplificar las aceleraciones sísmicas de alta frecuencia. Se determina el tipo de subsuelo del sitio.

Tabla 5.

Coeficiente de amplificación de suelo (Fa).

Tipo de perfil del subsuelo	ZONA SÍSMICA Y FACTOR Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥ 0,50
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,4	1,3	1,25	1,23	1,2	1,8
D	1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,12
E	1,8	1,4	1,25	1,1	1	0,85
F	TABLA 3: Clasificación de los perfiles del suelo					

Nota. Tipo de perfil de suelo, zona sísmica y factor Z (Coeficiente Fa) (MIDUVI, 2015).

2.4.3.2.2. F_dF_d: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseños en roca.

Fd es el coeficiente de modificación que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca; considera los efectos de sitio, amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta.

Tabla 6

Coeficiente de amplificación de suelo Fd.

Tipo de perfil del subsuelo	**ZONA SÍSMICA Y FACTOR Z**					
	I	**II**	**III**	**IV**	**V**	**VI**
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥0,50
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,36	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06
D	1,62	1,45	1,36	1,28	1,19	1,11
E	2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5
F	TABLA 3: Clasificación de los perfiles del suelo					

Nota. Tipo de perfil de suelo, zona sísmica y factor Z (Coeficiente Fd) (MIDUVI, 2015).

2.4.3.2.3. Fs: Comportamiento no lineal de los suelos.

El coeficiente Fs corresponde a un factor de amplificación espectral para periodos largos, generalmente mayores a 1 segundo; considera el comportamiento no lineal de suelos, la degradación del periodo de sitio, que, dependiendo de la intensidad y contenido de frecuencia de la onda sísmica, determina el desplazamiento del suelo, determinando los espectros de desplazamiento y aceleraciones.

Tabla 7

Coeficiente de amplificación de suelo Fs.

Tipo de perfil del subsuelo	ZONA SÍSMICA Y FACTOR Z					
	I	**II**	**III**	**IV**	**V**	**VI**
A	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥0,50
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
D	0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23
E	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,4
F	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2

TABLA 3: Clasificación de los perfiles del suelo

Nota. Tipo de perfil de suelo, zona sísmica y factor Z (Coeficiente Fs) (MIDUVI, 2015).

2.4.4. Espectro de diseño elástico e inelástico.

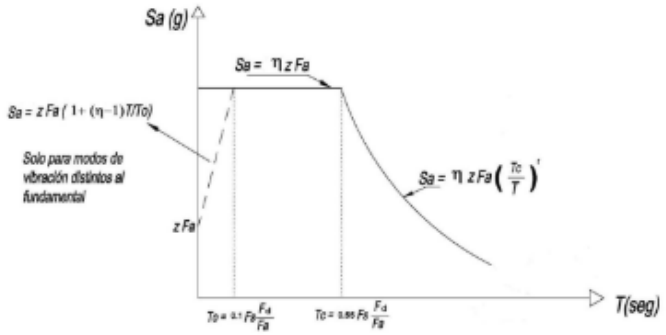
2.4.4.1. Análisis de diseño elástico

Es la herramienta fundamental en ingeniería sismorresistente para evaluar la demanda máxima de aceleración, velocidad o desplazamiento que un movimiento sísmico somete a un sistema estructural, considerando un comportamiento lineal-elástico (Hoon Oh et al. 2019).

Según la norma (MIDUVI, 2015), los cálculos establecidos en la aceleración de roca basal (Z), los coeficientes de amplificación del sitio (Fa, Fv) y el periodo de vibración permiten representar gráficamente la respuesta estructural en función de la frecuencia natural.

Ilustración 4

Espectro elástico de diseño en aceleraciones.



Nota. NEC-SE-DS Espectro sísmico elástico de aceleración que representa el sismo de diseño. (Cargas Sísmicas Sismo Resistente) (MIDUVI, 2015).

Tabla 8 Espectro elástico

Dónde:	
η	Razón entre la aceleración espectral S_a (T = 0.1 s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
F_a	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_d	Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_s	Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura
T	Período fundamental de vibración de la estructura
T_0	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
T_C	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Nota. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (MIDUVI, 2015).

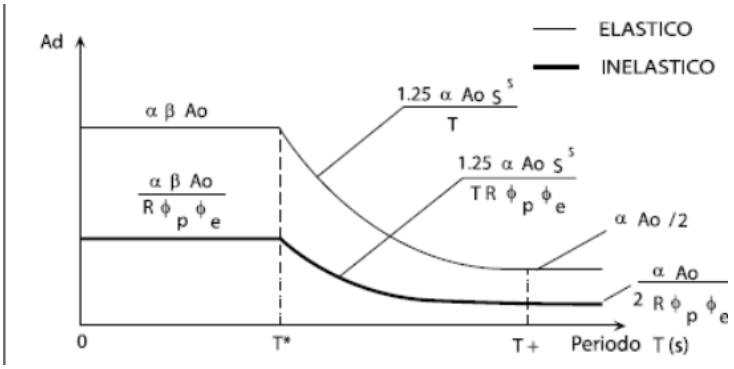
*2.4.4.2. **Análisis de diseño inelástico***

Es el comportamiento no lineal de las estructuras, que permiten las deformaciones plásticas permanentes controladas para que las estructuras puedan absorber y disipar energía durante un sismo.

Se basa en disminuir las demandas elásticas mediante el factor de modificación de respuesta o aprovechando la ductilidad de sistemas como pórticos de acero con conexiones precalificadas AISC 358-22 y pórticos de hormigón armado con detalles sísmicos (INSTITUTE, 2019).

Ilustración 5

Espectro elástico e inelástico.



Nota. Análisis del factor de reducción (Falconí y Roberto, 2008).

2.4.5. Ecuaciones del espectro de respuesta elástica.

El espectro se basa en una fracción de amortiguamiento respecto al sistema crítico de 5%, se obtendrá mediante dos ecuaciones considerando la vibración estructural T:

Tabla 9.

Ecuaciones del espectro elástico.

$S_a = \eta Z F_a$	para $0 \leq T \leq T_C$
$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_r}{T}\right)^r$	para $T > T_C$
Dónde:	
η	Razón entre la aceleración espectral S_a (T = 0.1 s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
r	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto
	r = 1 para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
	r = 1.5 para tipo de suelo E.
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura
T	Período fundamental de vibración de la estructura
T_C	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Nota. Espectro Elástico (MIDUVI, 2015).

Del mismo modo (MIDUVI, 2015), nos dice que las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad con excedencia de 50 años con periodo de retorno de 475 años, su resultado vendrá de los valores de las aceleraciones.

2.5. PRINCIPIOS DE DISEÑO SISMORRESIENTE

La sismorresistencia se fundamenta en principios que guían el diseño y la construcción de edificaciones seguras. Al respecto la (CONAFIPS, 2026), señala que es indispensable que las estructuras posean una rigidez adecuada para soportar los desplazamientos horizontales de un sismo, la cual integra componentes como vigas, columnas y muros de corte, que aportan estabilidad frente a las deformaciones.

2.5.1. Categorización de edificaciones y coeficientes de importancia (i).

La categorización de edificaciones y el coeficiente de importancia (I) son parámetros principales en el diseño sismorresistente que clasifican las estructuras según su ocupación y la consecuencia social ante un sismo (MIDUVI, 2015), el coeficiente I amplifica el espectro sísmico en estructuras esenciales, donde una falla generaría graves consecuencias sociales y económicas.

Según la (MIDUVI, 2015), el coeficiente de importancia (I) varía desde 1.0 para estructuras convencionales hasta las edificaciones esenciales, como se observa en la tabla 8. El proceso de categorización considera el tipo de ocupación, la importancia social de la edificación y los requerimientos de operación post-sismo. Este factor asegura que las edificaciones estratégicas alcancen una mayor resistencia sísmica, protegiendo la integridad humana y la continuidad de los servicios esenciales.

Tab

Tip

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

Nota. Clasificación de edificaciones y coeficientes de importancia (I) según la norma (MIDUVI, 2015).

2.5.2. Criterios de la regularidad e irregularidad en la NEC-SE-DS.

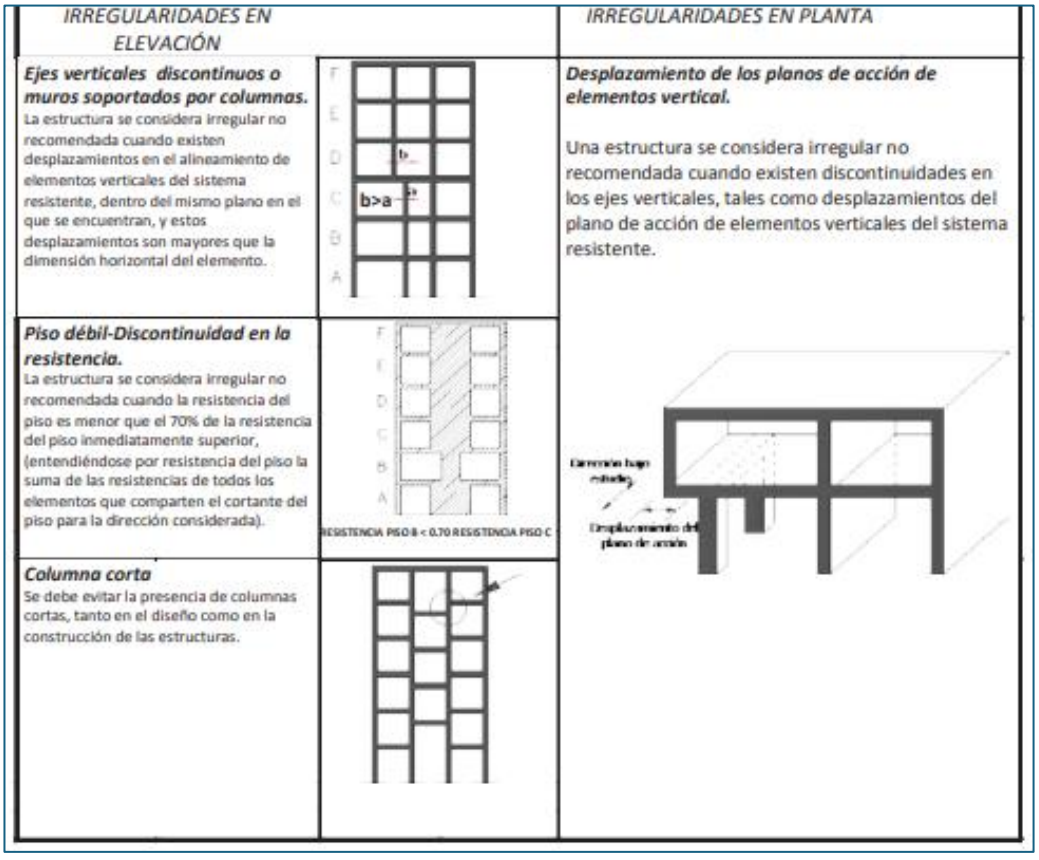
Los criterios de regularidad estructural, establecidos en la NEC-SE-DS, determinan la distribución uniforme de masa, rigidez, resistencia, geometría en planta y altura, con el fin de respaldar un comportamiento sísmico predecible para prevenir concentraciones de esfuerzo o torsión accidental.

Las irregularidades horizontales, como la torsionalidad, las esquinas entrantes y las verticales, como los pisos blandos y los cambios bruscos de masa, exigen un análisis dinámico espectral y la reducción del factor de modificación η, restringiendo el método estático equivalente (Ning, et al. 2016).
Para el edificio administrativo UPSE, se revisará la regularidad según las tablas 10, 11 y 12 de la norma NEC-SE-DS que se muestran a continuación, ya que la comparación entre pórticos de acero y de hormigón responde a las propiedades materiales.

Los criterios de regularidad estructural, establecidos en la NEC-SE-DS, determinan la distribución uniforme de masa, rigidez, resistencia, geometría en planta y altura, con el fin de respaldar un comportamiento sísmico predecible para prevenir concentraciones de esfuerzo o torsión accidental. Las irregularidades

Ilustración 6

Configuraciones estructurales no recomendadas.



horizontales, como la torsionalidad, las esquinas entrantes y las verticales, como los pisos blandos y los cambios bruscos de masa, exigen un análisis dinámico espectral y la reducción del factor de modificación η, restringiendo el método estático equivalente (Ning et al. 2016). Para el edificio administrativo UPSE, se revisará la regularidad según las tablas 10, 11 y 12 de la norma NEC-SE-DS que se muestran a continuación, ya que la comparación entre pórticos de acero y de hormigón responde a las propiedades materiales.

Nota. Irregularidad/Configuración estructural no recomendadas Tabla 10. Fuente. (MIDUVI, 2015).

Ilustración 7.

Coeficiente de irregularidad en planta

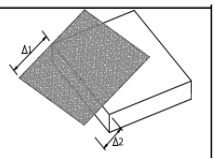
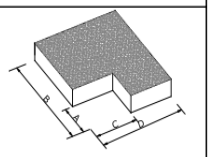
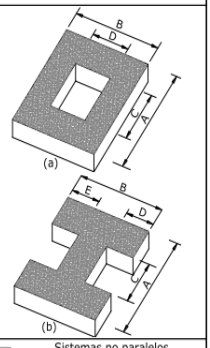
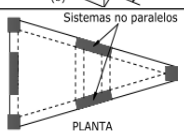
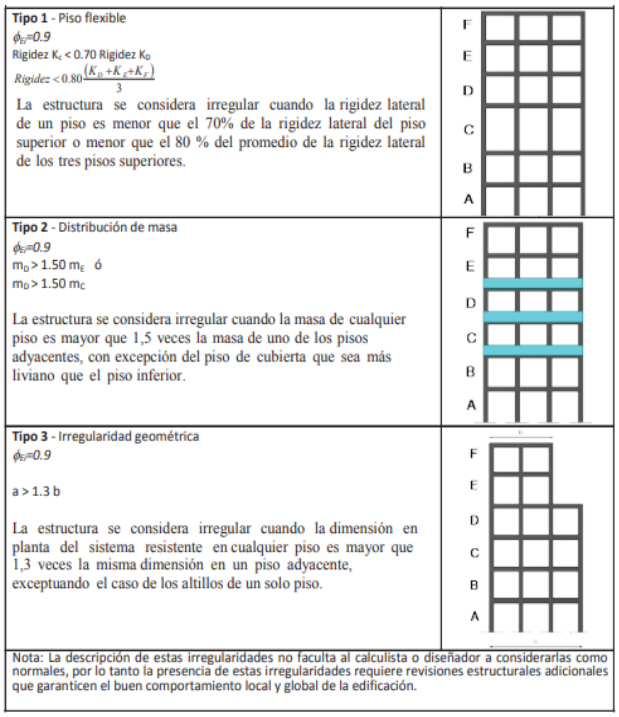
Tipo 1 - Irregularidad torsional ϕ_{Pi}=0.9 $\Delta > 1.2\frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	
Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas ϕ_{Pi}=0.9 A > 0.15B y C > 0.15D La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	
Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso ϕ_{Pi}=0.9 a) CxD > 0.5AxB b) [CxD + CxE] > 0.5AxB La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	
Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos ϕ_{Pi}=0.9 La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.	

Ilustración 8.

Coeficiente de irregularidad en elevaciones



Nota. Irregularidades y coeficientes de configuración estructural (MIDUVI, 2015).

2.6.SISTEMAS DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO

2.6.1. Generalidades.

En el ámbito de la ingeniería civil, las características de los pórticos se describen como los principios fundamentales de comportamiento, indicando cómo funciona un sistema estructural, sea de hormigón armado o acero.

2.6.2. Característica de los pórticos.

Las estructuras de pórticos son conjuntos de elementos verticales (columnas) y elementos horizontales (vigas), que están conectados entre sí mediante nudos que permiten la transmisión de cargas vivas, muertas y momentos, formando un subconjunto estructural al interior de la estructura. A pesar de que se evalúan de manera independiente, aseguran estabilidad y rigidez.

Ilustración 9.

Pórticos de hormigón y acero





Nota. Anatomía de un pórtico/Sección transversal que muestra un pórtico y sus restricciones (Diseño, 2026).

2.6.3. Materiales

Los pórticos pueden ser construidos dependiendo de la necesidad de los proyectos, de la zona sísmica y de la altura, cumpliendo con las especificaciones.

Tabla 11.

Materiales para pórticos.

HORMIGÓN	ACERO
Resistencias mecánicas acordes con el uso a recibir.	Ligereado/Moderado.
Estabilidad física y química (resistencia a agentes agresivos).	Muy rápido (elementos prefabricados y montados en sitio).
Aislamiento térmico y acústico (colabora con el ahorro de energía).	Alta ductilidad, capaz de disipar energías.
Es estable y mantiene protección en caso de incendios.	Muy baja pierde resistencia a altas temperaturas requiere protección
Combina el hormigón (piedra arena, cemento y agua); requiere acero para reforzar la estructura (varillas).	Aleación de hierro y carbono, modelada en perfiles estructurales
Es económico, estable y seguro.	Posee alta demanda en sus costos

Nota. Especificaciones de los materiales para el sistema de pórticos. (MIDUVI, 2015; MIDUVIa, 2015).

2.6.4. Comportamiento bajo cargas cíclicas ACI 318-19.

La norma ACI 318-19, en el capítulo 18, establece que las estructuras de hormigon armado sometidas a acciones sísmicas deben diseñarse para desarrollar una respuesta inelástica dúctil que soporta varios ciclos de deformación revertida sin crítica de resistencia. (MIDUVI, 2015).

Es decir, bajo cargas cíclicas, la combinación de rigidez degradada y mayor disipación de energía reduce las fuerzas de inercia laterales, lo que permite que el sistema sismorresistente mantenga su integridad estructural durante el movimiento sísmico de diseño. Estudios experimentales recientes confirman que las conexiones viga-columna detalladas conforme a estos criterios logran disipar energía histerética significativa y mantener estabilidad tras múltiples ciclos de carga inelástica (Sergio Alfonso, 2019).

Para verificar este comportamiento, el ACI 318-19 exige requisitos según la Categoría de Diseño Sísmico, donde los pórticos especiales deben incorporar confinamiento con estribos cerrados en zonas de rótulas plásticas potenciales, asegurando la capacidad de rotación y la estabilidad del núcleo de hormigón armado bajo inversiones de carga (Farhad Behnamfar y Hamed Fazili Nezhad, 2022), disposiciones buscan controlar los modos de falla frágil y promover mecanismos de colapso dúctiles, fundamentales para el desempeño esperado en estructuras ubicadas en zonas de alta peligrosidad sísmica.

2.6.5. Pórticos especiales sismorresistentes de hormigón según la nec-se-hm y aci 318-19

En los sistemas estructurales, como los pórticos resistentes a momento de hormigón armado y las estructuras de ductilidad alta (DES), de acuerdo con MIDUVI-HA (2015b), la durabilidad del hormigón está diseñada para asegurar una vida útil, disipar energía y buscar la formación de rótulas plásticas antes que, en las columnas, ante la presencia de eventos sísmicos, se asegure una vida útil del cemento hidráulico. Según (INSTITUTE, 2019), para diseñar el hormigón se debe tomar en cuenta la consideración de uso, función, ataque de agentes agresivos, efectos a fisuras. Es necesario dosificar las mezclas de hormigón para poder cumplir con los requisitos entre agua/ cemento (a/c).

En los sistemas estructurales, como los pórticos resistentes a momento de hormigón armado y las estructuras de ductilidad alta (DES), de acuerdo con (MIDUVIa, 2015), la durabilidad del hormigón está diseñada para asegurar una vida útil, disipar energía y buscar la formación de rótulas plásticas antes de que, en las columnas, ante la presencia de eventos sísmicos, se asegure una vida útil del cemento hidráulico. Según (MIDUVI, 2015), para diseñar

el hormigón se debe tomar en cuenta la consideración de uso, función, ataque de agentes agresivos, efectos a fisuras. Es necesario dosificar las mezclas de hormigón para poder cumplir con los requisitos de agua/cemento (a/c).

2.6.6. Criterios columna fuerte viga débil

Es una estrategia de diseño para analizar y diseñar estructuras bajo demandas sísmicas. Con esta metodología se encarga de proyectar niveles de respuesta que tendrá la estructura frente a un sismo de intensidad definida; por lo tanto, deben cumplir criterios de su comportamiento global de sus elementos.

Según (Mario Alberto, 2018), esta relación de resistencia se refiere a la capacidad, en momentos últimos, que influye en la flexión sobre las columnas que se ubican en un nudo y son más grandes que la suma de los momentos últimos que actúan sobre las vigas, como se observa en la figura 4. El criterio de columna fuerte-viga débil garantiza que ante un sismo las vigas absorban la deformación antes que las columnas, evitando el colapso de la estructura. Logrando que las columnas sean más resistentes y rígidas en comparación con las vigas, evitando la falla prematura de las columnas y garantizando un comportamiento más dúctil.

Tanto el ACI 318-19 como la NEC exigen que la resistencia a flexión de las columnas sea mayor a la de las vigas en el nudo; la ecuación normativa a evaluar es:

$$\Sigma \mathrm{M}_{nc} \geq 1.2\, \Sigma \mathrm{M}_{nb}$$

Dónde:

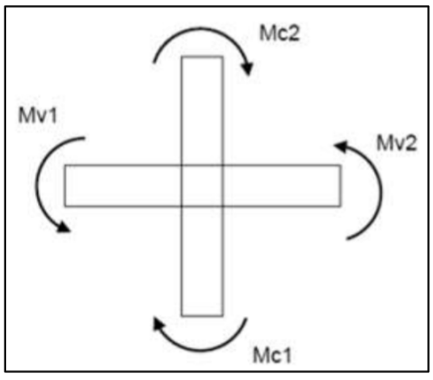
ΣM_{nc}: Es la suma de los momentos nominales de las columnas superiores e inferiores.

ΣM_{nb}: Es la suma de los momentos nominales de las vigas que convergen en el nudo.

1.2: Factor de seguridad.

Ilustración *10*.

Momentos últimos a flexión.



Nota. Diseño de columna fuerte-viga débil. Momentos últimos de flexión en torno a un nudo de una estructura porticada de hormigón armado (MIDUVI, 2015).

2.6.7. Detalle de refuerzo de nodos viga-columna

El detalle de refuerzo de nodos viga-columna de pórticos especiales debe garantizar eficientes fuerzas cortantes y momentos bajo solicitaciones sísmicas reversibles, evitando fallas frágiles por corte en el panel del nodo (INSTITUTE, 2019). Investigaciones recientes han demostrado que el uso de materiales avanzados como ECC (Compuestos Cementicos de ingeniería) junto a una disposición mejorada de los estribos reduce la acumulación de refuerzos mientras mejora la capacidad de cargas hasta en un 29.5% y promueve la formulación de rótulas plásticas en viga en lugar del nodo

Por otra parte, el modelado numérico mediante el método de elementos finitos facilita validar que los requisitos de confinamiento con estribos cerrados y espaciamiento reducido en la zona del nodo, de acuerdo con la norma ACI 318-19 y la NSR-10, garantizan un comportamiento dúctil con fluencia del acero antes de que ocurra el aplastamiento del hormigón armado. (Rojas y Caicedo, 2025). Diferentes estudios experimentales como numéricos afirman que el anclaje de barras longitudinales y el refuerzo transversal en nodos son importantes para

Ilustración 11.

Área efectiva del nudo viga-columna.



mantener la integridad estructural y la disipación de energía histerética bajo múltiples ciclos de carga inelástica (Hasan Mostafaei el al. 2025).

Nota. El área efectiva del nudo para las fuerzas en cada dirección del pórtico se considera por separado. (INSTITUTE, 2019).

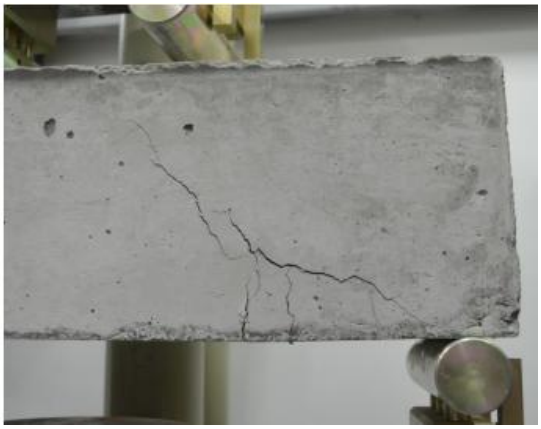
2.6.8. Mecanismos de falla: cortante vs flexión.

Los elementos de hormigón armado pueden fallar de distintas maneras, entre las fallas por flexión y por cortante, la diferencia entre ambos mecanismos es clave para el diseño sismorresistente y la evaluación estructural, clasificándose en dos tipologías de comportamiento mecánico:

Falla por flexión: Es un mecanismo dúctil que ocurre gradualmente cuando el acero de refuerzo cede antes de que el hormigón armado en compresión alcance su capacidad última, proporcionando señales de advertencia visibles como fisuras verticales y grandes deformaciones (Tian et al. 2025). Falla por cortante: Es un mecanismo frágil y súbito que se desarrolla a lo largo de superficies diagonales débiles cuando los esfuerzos cortantes exceden la resistencia del hormigón armado, caracterizándose por fisuras diagonales de 45° y colapso sin aviso previo.

Ilustración 12

Agrietamiento típico por cortante con ángulos de 45°



Nota. Ensayo a Flexión (Ruiz Arroyave, 2019).

En el diseño sismorresistente, se pretende promover fallas dúctiles por flexión en lugar de fallas frágiles por cortante, ya que la falla por flexión permite una mejor disipación de energía histerética, evitando así que los elementos estructurales fallen de manera catastrófica. (Guerrero et al. 2019; ACI, 2019).

2.7.SISTEMAS DE PÓRTICOS DE ACERO Y CONEXIONES PRECALIFICADAS.

De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción basada en Estructuras de Acero (NEC-SE-AC) nos señala que las estructuras diseñadas en acero tienen como objetivo principal asegurar que las uniones de columnas y vigas disipen energía sin llegar a una falla frágil. Tal como expone (Castro Riquetti, 2026), el uso de estructuras de acero son elementos fundamentales que permiten desarrollar la industria de la construcción brindando seguridad, resistencia y ahorro de tiempo de ejecución

- Pórticos Especiales a Momento (SMF- Special Moment Frames): Son diseñados para desarrollar alta ductilidad. Son sistemas que actúan con resistencia frente a cargas

laterales (viento y sismos). Durante un movimiento sísmico se busca que se generen la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas.

- Pórticos Intermedios a Momento (IMF- Intermediate Moment Frames): Están diseñados por una ductilidad moderada. Se utiliza en zonas de altas demandas sísmicas y en limitaciones de altura

2.7.1. Fundamentos del código AISC 358-22: concepto de precalificación de conexiones.

Los ingenieros estructuristas consideraban que las conexiones de viga-columna en pórticos a momento eran intrínsecamente dúctiles como consecuencia de los terremotos de Northridge (1994) en EE. UU. y el terremoto de Kobe (1995) en Japón dieron como resultado fallas frágiles prematuras en las soldaduras de las alas de las vigas; estas fracturas impidieron que las articulaciones plásticas dúctiles tuvieran posibilidad de plastificarse y disipar energía de forma segura. Por. Mediante este problema la comunidad científica e ingenieril determinó que el comportamiento cíclico de las uniones es extremadamente complejo y susceptible a factores geométricos y constructivos.

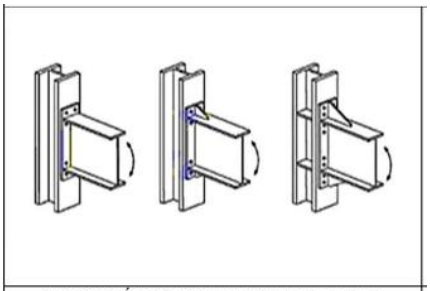
Por lo tanto, se originó el concepto de precalificación y se escribió el código AISC 358-22. De acuerdo, Castro (2026) nos dice que, siguiendo las recomendaciones de las disposiciones sísmicas (SAC), se requiere que se demuestre mediante ensayos que las conexiones a momentos para pórticos sean capaces de poseer una ductilidad apropiada. (Cardoso Machado y Quishpe Sacancela, 2013).

2.7.2. Tipología precalificada:

- **Conexión de placa extrema extendida empernada rigidizada y no rigidizada:** Utiliza pernos de alta resistencia (A325/A490) para conectar vigas a columnas y facilita el montaje rápido sin soldadura en campo. (Satán Maji, 2023)

Ilustración 13

Conexiones precalificadas AISC 358-16.



CONEXIÓN DE PLANCHA EXTREMA EXTENDIDA EMPERNADA RIGIDIZADA Y NO RIGIDIZADA

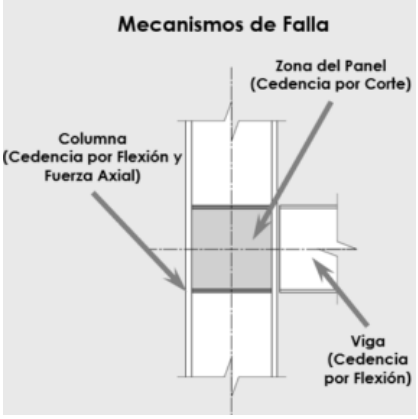
Nota. Conexiones precalificadas para unión viga-columna más comunes (INSTITUTE, 2019).

2.7.3. Zona de panel y demandas plásticas en conexiones.

La zona de panel constituye la región de alma de la columna comprendida entre las vigas y columnas, especialmente en los marcos de acero y hormigon armado, donde convergen las demandas de momento, corte y axial. Mientras que las demandas plásticas en conexiones indica que la conexión está recibiendo esfuerzos para. El pórtico experimenta su comportamiento mediante cargas laterales debido a un sismo; los momentos flectores con signo opuesto en las vigas introducen fuerzas de tracción (Sandra, 2020).

Ilustración 14

Mecanismos de falla.



*Nota***.** Los mecanismos de falla que se dan luego de movimientos sísmicos (ZIGURAT, 2025).

2.7.4. Requisitos de fabricación y control de calidad.

La fabricación de conexiones precalificadas en pórticos de acero sismorresistentes debe cumplir con los requisitos establecidos en la NEC-SE-AC, ya que contiene información de los códigos AISC 358-10 y FEMA 350 para conexiones precalificadas en marcos de momento especiales e intermedios . En el capítulo 10 de la norma ecuatoriana se establecen los planes de control y garantía de calidad, mientras que en el capítulo 11 se detallan las especificaciones de soldadura, incluyendo requisitos especiales para soldaduras de demanda crítica con metal de aporte de alta tenacidad. (Satán Maji, 2023).

En conexiones precalificadas, su control de calidad varía según el tipo de conexión: la conexión RBS (viga de sección reducida) requiere mayor inspección debido a su complejidad constructiva, por otra parte, la conexión WUF-W (ala soldada sin refuerzo – alma soldada) requiere un control de alta precisión que incluya el uso de metal de aporte de alta tenacidad, detalles de agujeros de acceso para soldadura y remoción de placas de respaldo (Guamán Cevallos y Jaramillo Castillo, 2026)

Las categorías de calidad de soldadura QC/QA (como BM/L, AH/T, BH/T) definen los niveles de inspección visual y ensayos, mientras que la soldadura de demanda crítica debe cumplir con requisitos especiales de tenacidad CVN según el suplemento sísmico AWS D1.8 (Cardoso, 2013; Guerrero y Angarita, 2019). Las fichas técnicas que tiene cada fase de fabricación y montaje junto con el personal especializado en inspección y soldadura son indispensables para asegurar la calidad y el cumplimiento de las normativas en proyectos de estructuras metálicas diseñadas para resistir sismos. (Lavanda & Calle Siguencia, 2025).

Las categorías de calidad de soldadura QC/QA (como BM/L, AH/T, BH/T) definen los niveles de inspección visual y ensayos, mientras que la soldadura de demanda crítica debe cumplir con requisitos especiales de tenacidad CVN según el suplemento sísmico AWS D1.8 Haga clic o pulse aquí para escribir texto. Las fichas técnicas que tiene cada fase de fabricación y montaje junto con el personal especializado en inspección y soldadura son indispensables para asegurar la calidad y el cumplimiento de las normativas en proyectos de estructuras metálicas diseñadas para resistir sismos.

2.8. PARÁMETROS DE EVALUACIÓN COMPARATIVA.

2.8.1. Respuesta dinámica: periodo fundamental, modos de vibración.

La respuesta dinámica de una estructura ante un sismo se define como el conjunto de desplazamiento, velocidad y aceleración que experimenta el sistema a lo largo del tiempo debido a la excitación sísmica en su base (Cifuentes Guzmán, 2024; Lavanda, 2025). El análisis dinámico considera la inercia de la masa, la disipación de energía por amortiguamiento y la rigidez de los elementos, lo que permite modelar con mayor precisión el comportamiento real de la edificación (Chopra, 2007). La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS 2015 exige el uso de análisis dinámico espectral para estructuras irregulares o de gran altura, ya que este método captura los efectos de los modos superiores de vibración que el método estático equivalente (Villaverde, 2002; MIDUVI, 2015).

- **Periodo fundamental:** define la demanda estructural con su fórmula:

$$\mathrm{T} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$$

En las estructuras de acero al ser más livianas que el hormigón generan periodos mayores que disminuyen la aceleración espectral, así como lo indica la norma NEC-SE-DS

- **Modo de vibración:** Al integrarse mediante el método CQC para obtener efectos de cortante y torsión en modos inferiores. Puesto que el acero reduce el cortante

basal por su menor peso, tiene un control de derivas mediante conexiones precalificadas por el código AISC 358-22 para respaldar su ductilidad.

2.8.2. Derivas de entrepiso (Límites NEC-SE-DS: 0.02 para SMF y hormigón armado).

La deriva de entrepiso, definida como el desplazamiento horizontal relativo entre niveles, es el factor principal para minimizar daños estructurales y no estructurales cuando exista un sismo (Gonzalez Chiquito, 2019).

La norma (MIDUVI, 2015), nos indica un límite de 0.015 para pórticos de hormigón armado y 0.02 para pórticos especiales de acero (SMF), considerando que el metal soporta mayor deformación plástica. En cambio, el hormigón disminuye su rigidez tras fisurarse, exigiendo sobredimensionar secciones para cumplir el límite restrictivo de 0.015; el acero mantiene su integridad mediante rótulas plásticas controladas. El código AISC 358-22 afirma que las conexiones precalificadas en las estructuras metálicas disipan energía de forma dúctil, considerando la normativa de 0.02 sin tener fallas frágiles.

2.8.3. Cortante basal y distribución de fuerzas laterales.

La determinación del corte basal y la distribución de fuerzas laterales son dos métodos fundamentales para un análisis estático sísmico de estructuras. Este método simplifica los movimientos naturales de un sismo y los transforma en fuerzas horizontales estudiando cada piso de un edificio. (MIDUVId, 2015).

- **Fuerza de Cortante Basal:**

Es aquella fuerza lateral máxima que actúa en la base (fuerza total en la base) de la estructura durante un movimiento sísmico y representa la suma de todas las fuerzas sísmicas que actúan en cada piso de la estructura. Según el método de fuerza lateral Haga clic o pulse aquí para escribir texto.el cortante basal se calcula mediante el producto del coeficiente sísmico (Cs) por el peso sísmico (W).

Su fórmula general es:

$$V = Cs \cdot W$$

V: Cortante basal total de diseño.

Cs: Coeficiente de respuesta dinámica sísmica.

W: Carga sísmica reactiva.

El peso sísmico concluye con el peso propio de la estructura y un porcentaje de las cargas vivas y las cargas muertas adicionales. Por consiguiente, la diferencia entre ambos sistemas estructurales radica que el precio propio del acero corresponde a un 60% menor al

peso propio del hormigón. Esto se refiere a que el acero tiene una relación-peso superior lo que permite utilizar secciones livianas y delgadas para resistir las mismas cargas gravitacionales AISC-358 (2022). Por consiguiente, una estructura de acero tiene un peso sísmico menor que una estructura de hormigón armado, lo que significa que alcanza el 40% en edificios de estructura.

2.8.4. Efectos de segundo orden (p-δ) y su estabilidad global.

Los efectos de segundo orden (P-Δ) se generan cuando las cargas gravitacionales se desplazan sobre una estructura, lo que incrementa los desplazamientos laterales y afecta la estabilidad global de la construcción como efectos de segundo orden cuando excede al 0.30 para evitar la inestabilidad estructural, tal como validan investigaciones recientes en contextos sísmicos $\theta > 0{,}10$.

Las estructuras de acero, al presentar mayor flexibilidad y derivas más amplias que el hormigón armado, son más susceptibles a los efectos P-Δ, por eso se necesita un análisis de segundo orden detallado para asegurar su estabilidad González (2009). (Bohan, Jiang, Zhang, & Zhang, 2023)

2.8.5. Peso propio y su impacto en la masa sísmica.

Según la NEC-SE-DS 2015, la masa sísmica se refiere al peso estructural propio más de un porcentaje de la carga viva, este concepto es crucial para entender cómo se generan las fuerzas de inercia durante un sismo, representadas por la ecuación ($F = m * a$), (Chopra, 2007) el incremento de masa estructural eleva linealmente la demanda sísmica, por lo que se requiere diseñar más fuertes las columnas, muros y cimentación para que soporten el cortante basal que se genera.

Las estructuras de acero tienen una ventaja crítica al disminuir el peso propio hasta un 60% frente al hormigón armado, reduciendo la masa sísmica y las cargas que son transmitidas al suelo. La menor masa de la estructura resulta ventajosa en suelos de baja capacidad portante de la zona costera de Santa Elena; de esta manera, el proyecto opta por un menor costo Bautista (2023).

2.9.EFICIENCIA CONSTRUCTIVA Y SOSTENIBILIDAD.

La eficiencia constructiva se basa en optimizar recursos, tiempos y costos durante la ejecución de la obra, donde las estructuras metálicas destacan por su alto grado de prefabricación (Bohan et al., 2023).. Con este sistema se acortan los plazos de montaje a 50% comparado con el hormigón armado in situ, reduciendo los costos indirectos y la exposición a riesgos por mal clima. (Clara, 2024).

Por otra parte, la sostenibilidad estructural se evalúa mediante el análisis de ciclo de vida (ACV), donde el hormigón registra una elevada huella de carbono por el cemento, a diferencia del acero, es 100% reciclable, produciendo residuos mínimos en demolición. En términos relevantes, el acero facilita un mejor equilibrio entre durabilidad, capacidad de reutilizar sus perfiles y la reducción del impacto ambiental, cumpliendo con los estándares actuales de la edificación sostenible y resiliente. (Jorge, 2011).

2.9.1. Tiempo de montaje: prefabricación vs obra in situ.

2.9.1.1. Prefabricación.

Los sistemas prefabricados, como las estructuras de acero con piezas fabricadas en taller, ofrecen ventajas relevantes en términos de tiempo de montaje y eficiencia durante la ejecución. Según (Clavijo Franco y Suárez Reyes, 2024), la ejecución de pórticos de acero con diagonales rigidizadores permite una ejecución rápida ya que los elementos estructurales llegan a obra con dimensiones precisas y solo requieren ensamblaje mediante conexiones empernadas o soldadas, eliminando los tiempos de fraguado y curado propios del hormigón. Es decir, minimiza la dependencia de las condiciones climáticas adversas y optimiza el uso de mano de obra especializada, verificando un proceso constructivo más predecible y controlado (Bautista e Inca, 2023).

2.9.1.2. Obra in situ.

Los sistemas constructivos tradicionales elaborados in situ, como los muros portantes de hormigón armado, demandan procesos más extensos, entre ellos la fase del encofrado, la colocación de armaduras, el vaciado del hormigón armado y los periodos de curado, que pueden extenderse entre 7 y 28 días para alcanzar la resistencia del diseño. Según la (MIDUVIa, 2015), el hormigón armado debe obtener una resistencia mínima de 280 kg/cm² a los 28 días; es lo que cada nivel de edificación necesita esperar para continuar con la construcción del siguiente piso, desarrollando una construcción lenta con retrasos por factores externos como lluvias o temperaturas extremas, medios y tiempos de espera.

2.10. INGENIERÍA DE COSTOS APLICADA A ESTRUCTURAS.

La ingeniería de costos aplicada a estructuras incluye el análisis económico con el diseño estructural usando análisis de precios unitarios que consideran costos directos, costos indirectos y ganancia del contratista, facilitando la optimización del costo-beneficio de los sistemas constructivos (Abril Camino et al. 2023). Los costos estructurales requieren primero el diseño óptimo de cada sistema como: hormigón armado, acero o mixto, siguiendo la normativa sismorresistente como la NEC 2015, para realizar el análisis de precios unitarios por

rubros medibles y cuantificables como m³ de hormigón armado y kg de acero estructural (Cepeda & Martinez, 2017). Estudios semejantes mencionan que el hormigón armado consta de costos menores en luces de 4-5 m, mientras que el acero estructural ofrece ventajas en tiempos de construcción y flexibilidad para mayores luces, es así como el proyectista evalúa ambos parámetros para seleccionar el sistema más económico. (Abril Camino, et al. 2023)

2.10.1. Análisis DE PRECIOS UNITARIOS (APU): COMPONENTES.

El autor (Sangurima, 2026), indica que el análisis de precios unitarios (APU) es un modelo matemático que detalla el costo unitario de cada rubro de la obra con sus elementos básicos:

- **Costos directos:** materiales, mano de obra, equipos y transporte
- **Costos indirectos:** gastos administrativos-técnicos, supervisión e imprevistos.
- Utilidad del contratista

Estudios estadísticos realizados en la Universidad de Cuenca demuestran lo siguiente:

- El componente de materiales es el principal factor de variabilidad en los APU.
- La variabilidad de precios entre proyectos en el 65% de los casos analizados.
- La mano de obra representa 27% de la variabilidad presupuestaria

Los materiales abarcan tanto elementos fijos como insumos, donde estos últimos representan el 71% de las variaciones de costos, teniendo en cuenta aspectos de desperdicios y reutilización según las características de la instalación Bernal (2021).

La mano de obra se divide en calificada, semi-calificada y no calificada, cuyo costo depende del rendimiento, medido en horas-hombre por unidad. La asignación incorrecta de estos rendimientos es responsable del 63% de las variaciones en este aspecto (Céspedes Barrera, 2021). Los materiales abarcan tanto elementos fijos como insumos, donde estos últimos representan el 71% de las variaciones de costos, teniendo en cuenta aspectos de desperdicios y reutilización según las características de la instalación (Bernal Andrade & Silva Bernal, 2021).

La mano de obra se divide en calificada, semi-calificada y no calificada, cuyo costo depende del rendimiento, medido en horas-hombre por unidad. La asignación incorrecta de estos rendimientos es responsable del 63% de las variaciones en este aspecto (Céspedes Barrera, 2021).

2.10.1.1. COSTOS DIRECTOS.

2.10.1.1.1. Materiales

Se define el costo acumulado de los materiales e insumos requeridos para ejecutar cada rubro, de acuerdo con lo establecido en las especificaciones técnicas (Céspedes Barrera, 2021).

*2.10.1.2. **Mano de obra***

Se refiere al conjunto de personas necesarias para realizar diferentes actividades dentro de la construcción, según su oficio o especialidad, asignando a cada trabajador un salario (Yánez, 2025)

*2.10.1.3. **Equipos y herramientas***

En la construcción son fundamentales para concluir diferentes actividades como excavaciones, acarreo y compactación del material; pueden ser propiedad de la empresa o alquiladas para una gestión más flexible.

2.10.2. Costos indirectos.

*2.10.2.1. **Gastos de administración***

Se definen como los gastos obligatorios en el área de oficina, necesarios para el correcto funcionamiento del campo administrativo (Bautista e Inca, 2023).

*2.10.2.2. **Gastos de obra***

Corresponde a los egresos producidos directamente en el área de la construcción, asegurando el correcto funcionamiento y la ejecución eficiente del proyecto.

CAPÍTULO III.
METODOLOGÍA

3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN

Esta investigación se desarrolla mediante un enfoque cuantitativo y comparativo, por medio del análisis del comportamiento estructural de dos sistemas que constituyen el de hormigón armado y acero, en el que se desarrolla la obtención, procesamiento y evaluación de datos como derivas de pisos, peso estructural, desplazamiento, periodos, peso estructural, cortante basal, solicitaciones axiales y de momento. Se considera investigación aplicada porque se usan teorías de la ingeniería estructural cumpliendo con normativas internacionales como la (Construction A. I., 2016) que generan resultados óptimos para la solución sismorresistente de un sistema estructural como el Edificio Administrativo de la UPSE.

3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN

El presente estudio se basa rigurosamente en el enfoque cuantitativo; su objetivo es comparar dos sistemas: el de pórticos de hormigón y acero estructural, diseñados bajo los lineamientos de la norma, permitiendo evaluar los parámetros estructurales, con el propósito de identificar las ventajas y limitaciones de cada diseño estructural.

A través del modelamiento estructural en ETABS y el análisis de costos, se obtienen datos de ejecución del tiempo, peso, esfuerzos, asegurando obtener resultados empleados en criterios de conocimiento.

Este tipo de investigación se efectúa bajo los lineamientos de la norma (Construction A. I., 2016), detalla características, propiedades mecánicas y comportamiento de ambos sistemas estructurales, su principal objetivo es determinar cuál de las dos alternativas ofrece mejor desempeño y eficiencia en el sistema estructural administrativo.

3.3. EL NIVEL DE INVESTIGACIÓN.

El nivel de estudio presenta un alcance descriptivo y explicativo. Esto nos permite evaluar el comportamiento estructural del edificio administrativo diseñado con dos alternativas constructivas diferentes. Desde la perspectiva descriptiva, se analizarán las características y resultados obtenidos. Mientras que el alcance explicativo permitirá comprender las proporciones de los materiales y los diferentes criterios que se usan. A través de la comparación

de los resultados obtenidos, se espera favorecer el análisis particular de cada sistema estructural permitiendo desarrollar las causas que intervienen en el desempeño de la estructura

3.4. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

En el diseño de investigación se realizará un análisis comparativo de los sistemas estructurales, con el fin de identificar las ventajas y las limitaciones de los pórticos de hormigón armado y de acero. Esta comparación permitirá generar criterios técnicos que faciliten la selección del sistema estructural más conveniente para edificaciones administrativas similares, contribuyendo al desarrollo de soluciones estructurales eficientes en la facultad de ingeniería.

Se desarrollan la elaboración y los respectivos análisis de modelos estructurales en el software ETABS, evaluando los modelos estructurales propuestos. Los resultados obtenidos nos permitirán cuantificar parámetros fundamentales del comportamiento estructural, tales como el peso propio, desplazamiento, fuerzas internas y periodos de vibración.

3.5. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO

3.5.1. Población.

La población de la presente investigación está constituida por la edificación de tres plantas de carácter administrativo diseñada en dos modelos estructurales que son proyectadas usando los sistemas estructurales de pórticos de hormigón armado y acero estructural. Este sistema de construcción es empleado por sus diferentes características de resistencia, funcionalidad y adaptabilidad a diferentes requerimientos.

3.5.2. Muestra.

La muestra permite realizar la comparación detallada entre ambos sistemas estructurales:

- Un edificio administrativo de tres plantas con un sistema de pórticos de hormigón armado modelado en el software ETABS mediante la norma (Construction A. I., 2016)dentro de una misma edificación, manteniendo las características arquitectónicas, dimensiones y condiciones de carga.
- Un edificio de tres plantas con pórticos de acero, modelado en software de simulación estructural conforme a las Normas AISC 358-22.

La selección de estos modelos permite evaluar cómo influye un análisis comparativo, ya que ambos cumplen con los requerimientos arquitectónicos y normativos, asegurando la comparación de ambos resultados.

3.5.3. Muestreo.

Debido a que la investigación se fundamenta en modelos específicos, se aplica un muestreo no probabilístico de tipo intencional o por criterio técnico. La selección corresponde a una estructura accesible que cumple con las normativas vigentes para el análisis estructural planteado. Al centrarse en el estudio exhaustivo de dos sistemas estructurales definidos por su relevancia práctica, respaldo normativo y uso típico en edificios administrativos. Los criterios de selección son de ingeniería: factibilidad constructiva, demanda sísmica del sitio y capacidad de modelación en ETABS

3.6. CONSIDERACIONES PRELIMINARES

3.6.1. Ubicación y sector de estudio.

El presente estudio se encuentra ubicado en Ecuador, provincia de Santa Elena, cantón La Libertad, específicamente dentro de los predios de la Universidad Estatal Península de Santa Elena (UPSE). El proyecto consiste en el diseño de un edificio administrativo de tres plantas, el mismo funcionará como modelo de partida para comparar los dos sistemas estructurales planteados: hormigón armado y acero.

Con un análisis técnico, la ubicación en la Península de Santa Elena resulta una zona de alta amenaza sísmica, Zona 4, z = 0,50 g. Según la (MIDUVI, 2015), caracterizadas por perfiles de suelo como tipo D y E, lo que obliga a un análisis comparativo entre hormigón armado y acero bajo condiciones sísmicas severas garantizando resultados eficientes para que sean aplicables en la región costera ecuatoriana.

Ilustración 15.

Fotografía de la obra.



Nota. Edificio en construcción foto de 12/05/2026

3.6.2. Diseño y planos arquitectónicos.

El diseño arquitectónico corresponde a una estructura educativa de tres niveles con un área total de 1329,40 m², distribuida de forma equitativa en cada planta. Consta con una altura total de 11,40 m. El planteamiento arquitectónico busca el uso eficiente del área disponible,

priorizando la seguridad estructural y el confort de los usuarios. Se concibió un espacio funcional que promueva el aprendizaje y asegure el bienestar integral de la comunidad educativa.

Ilustración 16

Modelo arquitectónico - Planta baja

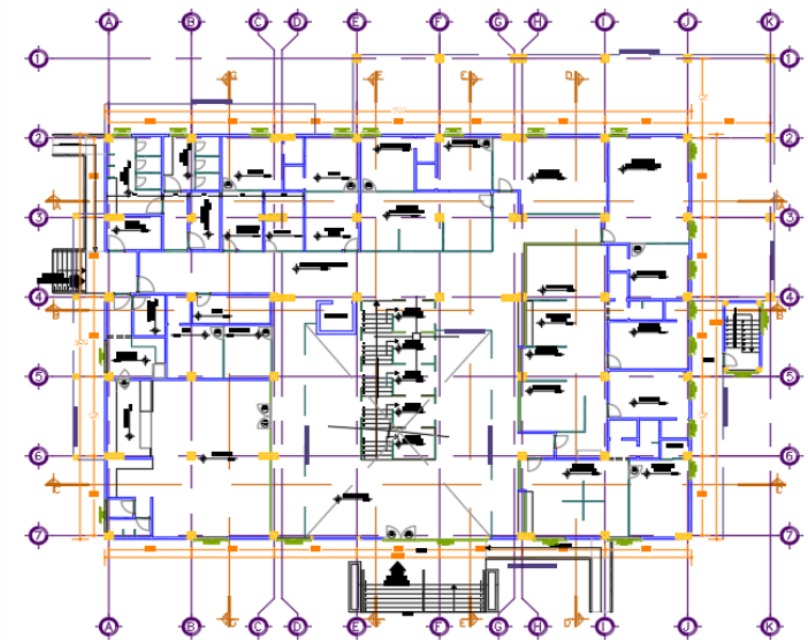


Ilustración 17.

Modelo arquitectónico- Primer piso



Ilustración 18.

Modelo arquitectónico-Segundo piso

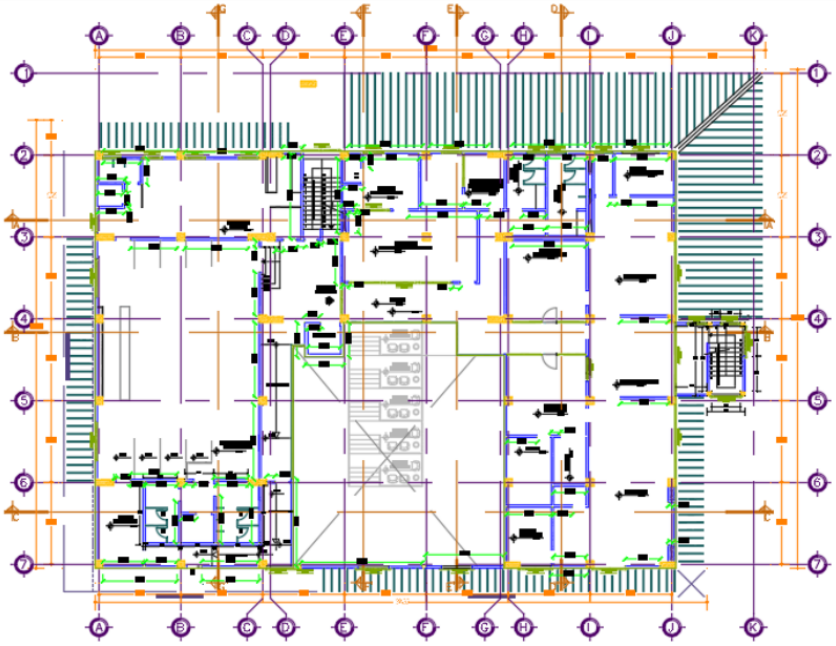
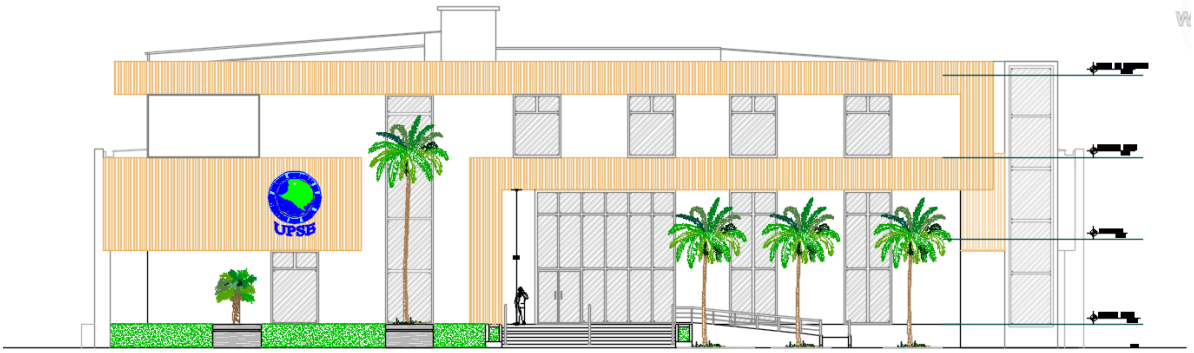


Ilustración 19

Fachada principal



3.7. METODOLOGÍA O.E.1. DISEÑAR LOS SISTEMAS DE PÓRTICOS DE ACERO INTEGRANDO CONEXIONES PRECALIFICADAS, APLICANDO LOS CÓDIGOS DEL AISC 360-22, 341-22 Y 358-22, Y PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO APLICANDO LA NEC-SE-DS, PARA EL EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE 3 PLANTAS

El desarrollo del primer objetivo específico se estructura en una secuencia de fases metodológicas que nos permite detallar las memorias de cálculo iniciales y el modelamiento

estructural de ambos sistemas constructivos bajo condiciones de carga y normativas equivalentes. A continuación, se muestran las etapas:

Para el diseño del sistema de hormigón armado, se adopta un procedimiento secuencial que comienza con el predimensionamiento de los elementos estructurales, utilizando las normas (ACI-318, 2019; MIDUVI-DS, 2015). Se establecen secciones preliminares de vigas y columnas, basándose en el criterio de peralte mínimo y considerando las luces del plano arquitectónico del proyecto. Posteriormente, se realiza el modelado en el software ETABS, en el que se definen las propiedades de los materiales: $f'c = 240\ kg/cm^2\ y\ Fy = 4200\ kg/cm^2$. Se desarrolla el diseño por resistencia validando el criterio de "columna fuerte-viga débil" para garantizar ductilidad.

Mientras que para el sistema de acero estructural se diseñarán Pórticos Especiales a Momentos (SMF) según el código AISC 360-10. Se seleccionan perfiles compactos que cumplan con los límites de esbeltez de la tabla B4.1 del AISC 360-10, asegurando la capacidad de rotación plástica requerida en zonas sísmicas.

De la misma manera, se realiza el modelado en ETABS definiendo las secciones de acero con módulo de elasticidad $E = 2´100{,}000\ kg/cm^2$ y esfuerzo de fluencia $Fy = 2531{,}052\ kg/cm^2$. Finalmente, se escoge una conexión precalificada tipo conexión de plancha extrema extendida empernada rigidizada y no rigidizada, con pernos de 3/8" de diámetro, para transferir los momentos flectores entre vigas y columnas, de acuerdo con el código (Construction A. I., 2016).

3.8. METODOLOGÍA DEL O.E.2. DETERMINAR EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES VERIFICANDO EL CUMPLIMIENTO DE LOS ESTADOS LÍMITE DE DISEÑO SEGÚN NEC-SE.DS MEDIANTE EL PROGRAMA DE ETABS.

En este segundo objetivo se realizará el análisis estructural por medio de los reportes del software ETABS para poder garantizar la seguridad sísmica de ambos edificios, se realizará un análisis dinámico espectral según la NEC-SE-DS para la ubicación del proyecto en Ciudad La Libertad, Provincia de Santa Elena (z=0,50g, perfil de suelo tipo D, relación de amplificación espectral 1.8, factor de importancia estructural 1.3, coeficiente de irregularidad de planta 0.9, coeficiente de irregularidad de elevación 0.9, y el factor R=8). A partir de este análisis se obtendrán los principales parámetros de respuesta estructural como: el cortante basal

de la estructura, los desplazamientos máximos en cada nivel, las derivas de entrepiso y el coeficiente de estabilidad θ.

Para el análisis del sistema de hormigón armado se realizará un análisis modal para comprobar los modos de vibración de la edificación y confirmar que el periodo fundamental de la estructura es adecuado; además, se comprobará que la masa supere el 90% en ambas direcciones principales (X e Y). Posteriormente, se llevará a cabo el análisis de cortante basal, en el cual se calculará la demanda sísmica total del modelo. Este cálculo depende directamente de la masa estructural y se analizarán las derivas de entrepiso en los ejes X e Y para que no sobrepasen el límite del 2% (0,020) establecido por la normativa NEC-SE-DS.

Se continuará con el análisis del sistema de acero estructural; se seguirá el mismo procedimiento, evaluando los modos de vibración y la masa debido a la menor rigidez del acero; se anticipan periodos fundamentales mayores.

Asimismo, se efectuará el análisis de cortante basal para evaluar las fuerzas sísmicas del diseño, considerando el coeficiente de modificación de respuesta R = 8, valor asignado a pórticos especiales a momento SMF. Finalmente se verificará el cumplimiento del límite de derivas de acuerdo con la NEC-SE-DS.

A través de este análisis se determinará cuál de los dos sistemas ofrece un mejor comportamiento sísmico en rigidez lateral, disipación de energía y control de deformaciones, aportando criterios técnicos que orienten la selección del sistema estructural más eficiente para el diseño de edificaciones administrativas empleadas en la costa ecuatoriana.

3.9. METODOLOGÍA DEL O.E.3. COMPARAR EL ANÁLISIS DE PRESUPUESTO DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO Y ACERO PRESENTADOS A TRAVÉS DEL ESTUDIO DE COSTOS POR M² DETERMINANDO LA FACTIBILIDAD ECONÓMICA EFICIENTE.

En este capítulo se efectuará el cierre técnico-económico de la tesis para el edificio administrativo de la UPSE. Se analiza la eficiencia en el uso de materiales y la viabilidad económica de ambos sistemas estructurales, a partir de cálculos métricos, análisis de costos y presupuesto.

Para la cuantificación de materiales, se determinará el total de materiales de ambos sistemas estructurales con base en los reportes en metros de ETABS. En el caso de hormigón armado, se calculará el volumen total del hormigón (m^3) y el peso total de acero de refuerzo (kg o ton), considerando vigas, columnas y losas necesarios para cumplir con los requisitos de detallado sísmico según las normas ACI 318-19 y NEC-SE-HM.

En el sistema de acero estructural se cuantificarán: toneladas de perfiles, m^2 de pintura anticorrosiva, volumen de hormigón para losa compuesta (deck metálico + concreto de relleno), cantidades de pernos A325 y la soldadura para conexiones precalificadas conforme al código AISC 358-22. Con esto se obtendrá el peso propio total de cada sistema para medir la eficiencia de los materiales y el impacto de la masa sísmica.

Tabla 12 Esquema de operación de las variables.

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICACIONES	UNIDAD DE MEDIDA
VARIABLES INDEPENDIENTES	Sistema Estructural de pórticos	Modelamiento y diseño según norma específica	Pórticos de hormigón armado	Diseño según NEC-SE-HM y ACI 318-19	-
			Pórticos de acero	Diseño según AISC 358-22 con conexiones precalificadas	-
	Comportamiento sísmico Respuesta estructural ante acciones sísmicas	Análisis espectral en software ETABS	Rigidez Lateral	Derivas de entrepiso	%
				Desplazamiento máximo	cm
			Resistencia símica	Cortante Basal	ton
				Momento flector	ton-m
			Respuesta dinámica	Periodo fundamental	s
VARIABLES DEPENDIENTES	Eficiencia estructural Relación entre capacidad resistente y cantidad de material	Cuantificación de materiales del modelo	Peso estructural	peso propio total	ton
				Peso por área	kg/m²
			Materiales empleados	Volumen de hormigón	m²
				Acero de refuerzo	kg
				Perfiles estructurales	ton
	Viabilidad económica Costo total de construcción del sistema estructural	Análisis de Precios Unitarios (APU) y metrados	Costos Directos	Costo por m² construido	$/m²
				Costo total estructura	$/total
			Eficiencia temporal	Tiempo de construcción	días

CAPÍTULO IV.
ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

El capítulo de resultados presenta la descripción de los resultados obtenidos en la investigación, a partir del análisis de datos y del modelado estructural de la edificación de 3 niveles. Esta sección tiene como objetivo darnos a conocer de manera detallada cuál será la estructura más conveniente.

3.10. RESULTADOS DEL O.E.1. DISEÑAR SÍSTEMAS DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO APLICANDO LA NEC-SE-DS, Y SISTEMAS DE PÓRTICOS DE ACERO INTEGRANDO CONEXIONES PRECALIFICADAS, APLICANDO LOS CÓDIGOS DEL AISC 360-22, 341-22 Y 358-22, PARA EL EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE 3 PLANTAS

3.10.1. Diseño de pórticos de hormigón armado NEC-SE-HM/ACI 318-19.

El sistema de hormigón armado será diseñado como un pórtico especial resistente al momento, cumpliendo las disposiciones de la norma ACI 318-19 y NEC-SE-HM. El procedimiento abarca:

Tabla 13

Propiedades del hormigón y del acero de refuerzo

DATOS		
f´c	240	Kg/cm²
Fy	4200	Kg/cm²

Para calcular el predimensionamiento de losas según MIDUVI-CG (2015) , se diseña en dos direcciones cuando la losa está soportada en todos los bordes y el lado mayor es menor del doble del lado menor, por lo tanto es denominada losas no pre-esforzadas en dos direcciones sin vigas interiores de borde de modo que sufren deflexiones, esta losa descansa directamente sobre las columnas, en nuestro caso no utilizaremos ábacos, se requiere una evaluación detallada considerando cada detalle, logrando como objetivo un correcto diseño estructural.

Tabla 14

Espesor mínimo de losas no preesforzadas en dos direcciones sin vigas interiores mm.

f_y MPa [2]	Sin ábacos[3]			Con ábacos[3]		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde[4]		Sin vigas de borde	Con vigas de borde[4]	
280	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
420	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
550	$\frac{\ell_n}{27}$	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$

Tabla 15

Espesor de elementos de hormigón armado.

ESPESORES DE LOSA Y NERVIOS		
1-2-3	0,05	m
NERVIOS	0,24	m

En la definición del predimensionamiento de losa, se tomarán en cuenta los precios unitarios de los materiales utilizados en la estructura de acuerdo con lo establecido en MIDUVI-CG (2015).

Tabla 16 Combinaciones de Carga

COMBINACIONES DE CARGA		
DEAD	0,62	T/m²
LIVE	0,24	T/m²
Luz	5,25	m
A	27,56	Kg/m²

3.10.1.1. Predimensionamiento de vigas

Las ecuaciones que nos ayudarán serán las siguientes:

$$d = \sqrt{\frac{m}{0{,}145 * f'c * b}}$$

$$As = \frac{0{,}85 * f'c * b * d}{fy} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0{,}85 * \emptyset * f'c * b * d^2}}\right]$$

$$P = 0{,}85Ag * f'c + 0{,}01 * Ag$$

$$Ag = \frac{P}{0{,}25 * f'c}$$

Dónde:

f'c = Resistencia de compresión del concreto

Fy= Fluencia del acero

b = Base de viga

d= Altura de la columna sin recubrimiento

Tabla 17.
Datos de viga

DATOS VIGA 30X50		
b	30	cm
d	45	cm
Rec	5	cm
f´c	240	Kg/cm²
Fy	4200	Kg/cm²

3.10.1.1.1. Altura donde trabaja el acero inferior

$$d = \sqrt{\frac{m}{0{,}145 * f´c * b}} = \sqrt{\frac{20{,}31\frac{T}{m} * 1000 * 100}{0{,}145 * \frac{240\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 30\ cm}} = 44{,}11cm$$

Aproximadamente 45 cm

3.10.1.1.2. Ancho mínimo

r= Recubrimiento

$$h = d + r = \ 45\ cm + 5cm = 50\ cm$$

3.10.1.1.3. Área de acero requerida de refuerzo longitudinal a flexión (As)

$$As = \frac{0{,}85 * f´c * b * d}{fy} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0{,}85 * \emptyset * f´c * b * d^2}}\right]$$

$$As = \frac{0{,}85 * \frac{240\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 30\ cm * 45cm}{\frac{4200\text{Kg}}{\text{cm}^2}} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20{,}31\frac{T}{m}}{0{,}85 * 0{,}9 * \frac{240\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 30cm * (45cm)^2}}\right]$$

$$As = 13{,}29\ cm^2$$

3.10.1.1.4. Cálculo de área de varillas

$$As\emptyset 16 = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} = \frac{\pi * \left(\frac{16}{10}\right)^2}{4} = 2{,}01$$

$$As\emptyset 18 = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} = \frac{\pi * \left(\frac{18}{10}\right)^2}{4} = 2{,}54$$

3.10.1.1.5. Estimación de número de varillas

$$\#As16 = \frac{As}{As\emptyset 16} = \frac{13{,}29}{2{,}01} = 6{,}61$$

$$\#As18 = \frac{As}{As\emptyset 16} = \frac{13{,}29}{2{,}54} = 5{,}22$$

3.10.1.1.6. Verificación

Área de acero provisto debe ser ≥ a As requerido

$$3\emptyset 16 = 3 * 2{,}01 = 6{,}03\ cm^2\ INFERIOR$$

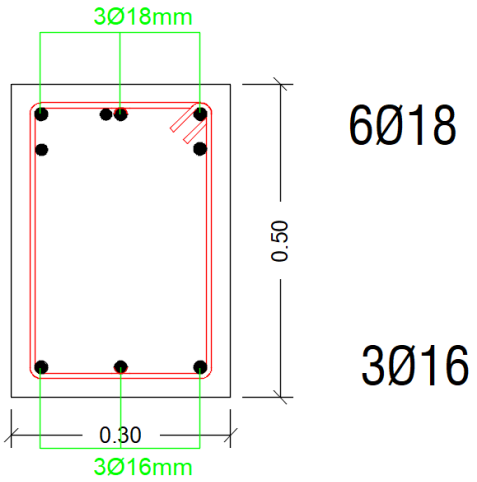
$$6\emptyset 18 = 6 * 2{,}54 = 15{,}24\ cm^2\ \ SUPERIOR$$

Sumamos ambos factores y nos da un resultado de $As_{provisto} = 21{,}27\ cm^2$

Entonces: $21{,}270\ cm^2 \geq 13{,}29\ cm^2$ (CUMPLE).

Ilustración 20

Diseño de viga.



3.10.1.2. Columnas

3.10.1.2.1. Combinación de cargas estimada

Calculamos las cargas de acuerdo con la (MIDUVIa, 2015), nos da valores unitarios por metro cuadrado de carga viva según la NEC corresponde a cubiertas planas, inclinadas y curvas (0,070 t/m²) y cargas muertas, corresponden a los 300kgf/m² (0,30 T/m²), se estructura de; desglose típico de carga permanente (0,088T/m²), acabado de piso (0,04 a 0,06 T/m²), mampostería de paredes (0,10 a 0,12 T/m²), colocamos los siguientes valores en la fórmula:

$$W_{ab} = 1{,}2D + 1{,}6L = 1{,}2(0{,}30) + 1{,}6(0{,}07) = 0{,}472\frac{T}{m^2}$$

3.10.1.2.2. Carga última estimada acumulada

$$P = pisos * Áreas * Carga$$

$$P = \left[(2 * 27{,}56m^2)\left(\frac{1{,}123T}{m^2}\right) * 1(27{,}56m^2)\left(\frac{0{,}472T}{m^2}\right)\right] = 74{,}91\ T$$

3.10.1.2.3. Estimación de resistencia a cargas sísmicas

$$Resistencia = 3 * P$$

$$Resistencia = 3 * 74{,}91\ T$$

$$Resistencia = 224{,}73\ T$$

3.10.1.2.4. Área de columna

$$Ac = \frac{P}{0{,}25 f'c} = \frac{\frac{74{,}91T}{m^2} * 1000}{0{,}25 * \frac{240\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 1248{,}47\ cm^2$$

3.10.1.2.5. Dimensión de columna cuadrada

$$Ag = \sqrt{1248{,}47} = 35{,}33\ \text{cm}$$

Se adoptan columnas de 45x45 cm para absorber los efectos de los momentos flectores inducidos por la acción sísmica. (MIDUVIa, 2015)

Para el cálculo de acero máximo se tomó una cuantía máxima de $\rho max = 0{,}01$

$$As = \rho * b * h$$

$$As = 0{,}01 * 45 * 45$$

$$As = 20{,}25\ cm^2$$

Equivale a varillas de 20 mm

3.10.1.2.6. Área transversal de la varilla de acero de 20 mm

$$As\text{Ø}20 = \frac{\pi * d^2}{4} = 3{,}14\ cm^2$$

Dividimos el acero máximo para el área transversal de la varilla de acero

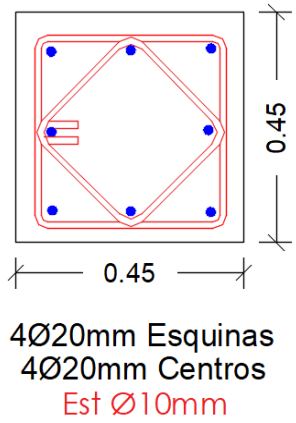
$$\frac{20{,}25\ cm^2}{3{,}14\ cm^2} = 6{,}45$$

Por lo tanto, tendremos 8 varillas de 20 mm.

Aproximadamente 45 x 45 quedaría nuestra columna.

Ilustración 21

Diseño de columnas y estribos



3.10.1.2.7. Resistencia a carga axial requerida

$Pu = 0{,}85Ag * f´c + 0{,}01 * Ag$

$Pu = 0{,}85(45x45)(240) + 0{,}01(2400)(45x45)$

$Pu = 498150\ kg$

$Pu = 498150\ kg/1000$

$Pu = 490{,}15$ /3 (de seguridad)

$Pu = 166{,}05$ T/

Verifiquemos el valor de la resistencia de diseño sea ≥ que resistencia requerida

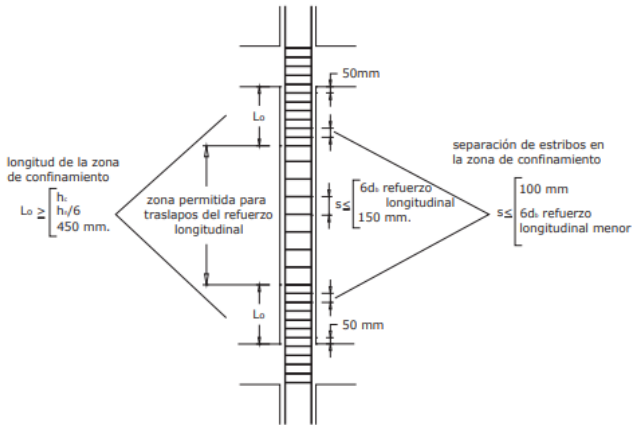
$$166{,}05\ T > 74{,}91\ T$$

(SI CUMPLE)

3.10.1.3. Diseño de cortantes en columnas- acero transversal

Ilustración 22

Separación de estribos



- hn= Altura entre pisos = 3,4 m
- hc= altura de columna $= \frac{3{,}4}{6} = 0{,}56 * 100 = 56{,}6\ cm$
- Longitud de la zona de confinamiento es 56,67 m
- Cálculo de s (espaciamiento o separación de los estribos)

$$6ds = 6\left(\frac{18}{10}\right) = 10{,}8\ mm = 108\ cm$$

Por lo tanto, se usa 100 siguiendo la norma de MIDUVI-HA (2015a).

- Diagrama de Acero Transversal

$$Ash = 0{,}3 * \frac{sbc * f´c}{fyt}\left[\left(\frac{Ag}{Ach}\right) - 1\right]$$

$$Ash = 0{,}3 * \frac{15 * 37 * 240}{4200}\left[\left(\frac{45 * 45}{(45 - 2 * 4)(45 - 2 * 4)}\right) - 1\right]$$

$$Ash = 4{,}56\ cm^2$$

- Segunda fórmula para Diagrama de Acero Transversal

$$Ash = 0{,}09 * \frac{15 * 45 * 240}{4200}$$

$$Ash = 3{,}47$$

- Cálculo de Áreas de acero

$$A = \frac{\pi * d^2}{4} = \left(\frac{\pi}{4}\right) * d^2 = \frac{3{,}14159}{4} = 0{,}7854$$

- Análisis de diámetros de varillas

$$A\emptyset 10mm = 0{,}785 * 1 * 1 = 0{,}785\ cm^2$$

$$A\emptyset 12mm = 0{,}785 * 1{,}2 * 1{,}2 = 1{,}13\ cm^2$$

$$A\emptyset 14mm = 0{,}785 * 1{,}4 * 1{,}4 = 1{,}54\ cm^2$$

- Acero necesario

Se escoge el de mayor acero

$$\#Varillas = \frac{Ash}{A\emptyset} = \frac{4{,}56\ cm^2}{1{,}13\ cm^2} = 4{,}03 \approx 5\ Varillas$$

3.10.1.4. Análisis de inercia de losa nervada.

Ilustración 23

Plano estructural

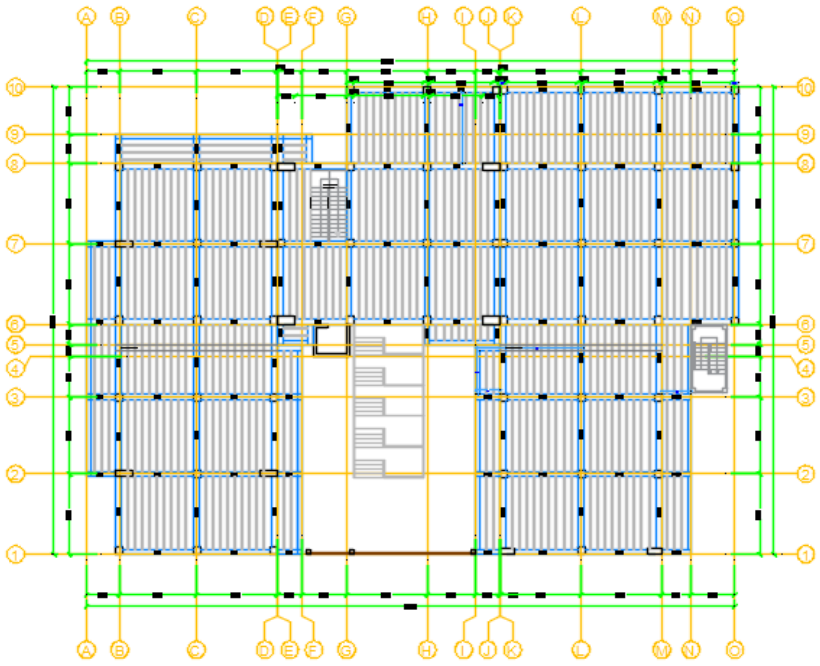
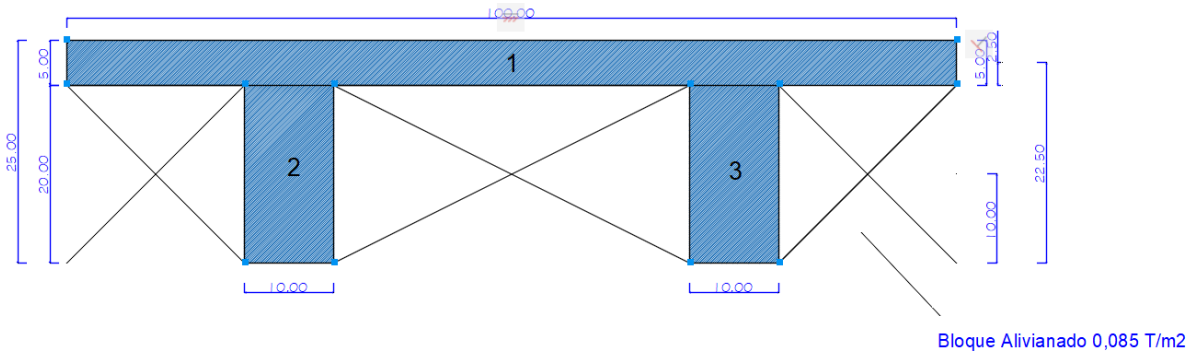


Ilustración 24
Losa aligerada



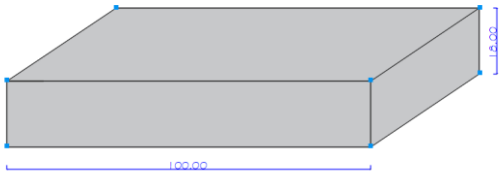
Cálculo del espesor mínimo de losas no preesforzadas en dos direcciones sin vigas interiores (paneles exteriores) sin vigas de borde conforme a la tabla 15.

$$hmin = \frac{1}{30} = 0{,}03$$

Determinación del espesor preliminar (o peralte total) de la losa.

$$h = e * l = \ 0{,}03 * 5{,}25 = 0{,}175\ m = 18\ cm$$

Ilustración 25
Espesor de la losa



Momento de inercia de la sección bruta (inercia geométrica de la sección rectangular).

$$I = \frac{1}{12} * b * h^3 = \frac{1}{12}(100)(18)^3 = 34133{,}33\ cm^4$$

Cálculo de áreas por secciones de losa

1. Área de sección 1

$$Área\ 1 = 100(5) = 500\ m^2$$
$$Área\ 2 = 10(20) = 200\ m^2$$
$$Área\ 3 = 10(5) = 200\ m^2$$
$$\sum Áreas = \ 500\ m^2 + 200\ m^2 + 200\ m^2 = 900\ m^2$$

- Cálculo Distancia del centro de gravedad

$$\bar{y}1 = \ 22{,}5\ \text{m}$$
$$\bar{y}2 = \ 10\ m$$

$$\bar{y}3 = 10\,m$$

- Cálculo de Inercia

$$I1 = \frac{1}{12} * b * h^3 = \frac{1}{12} * 100 * 5^3 = 141{,}67\ cm^4$$

$$I2 = \frac{1}{12} * b * h^3 = \frac{1}{12} * 100 * 20^3 = 6666{,}67\ cm^4$$

$$I3 = \frac{1}{12} * b * h^3 = \frac{1}{12} * 100 * 20^3 = 6666{,}67\ cm^4$$

$$\sum Inercia = 141{,}67\ cm^4 + 6666{,}67\ cm^4 + 6666{,}67\ cm^4 = 14375\ cm^4$$

- Cálculo de primer momento de área

Figura 1= $A * \bar{y}1 = 500\ m^2 * 22{,}5cm = 11250cm^3$

Figura 1= $A * \bar{y}2 = 200\ m^2 * 10 = 2000\ cm^3$

Figura 1= $A * \bar{y}3 = 200\ m^2 * 10 = 2000\ cm^3$

$$\sum Ma = 11250cm^3 + 2000cm^3 + 2000cm^3 = 15250cm^3$$

- Cálculo de una sección compuesta.

$$y = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \left(\frac{15250cm^3}{900\ m^2}\right) = 16{,}94cm$$

- Corrección matemática1

$$1d^2 = (\bar{y} - y)^2 = (22{,}5m - 16{,}94cm)^2 = 30{,}86cm^2$$

$$2d^2 = (\bar{y} - y)^2 = (10m - 16{,}94cm)^2 = 30{,}86cm^2$$

$$3d^2 = (\bar{y} - y)^2 = (10m - 16{,}94cm)^2 = 30{,}86cm^2$$

- Cálculo de teoremas de ejes paralelos

$$1Ad^2 = (500m^2)(30{,}86) = 15432{,}10cm^4$$

$$2Ad^2 = (200m^2)(48{,}23) = 9645{,}06cm^4$$

$$3Ad^2 = (200m^2)(48{,}23) = 9645{,}06cm^4$$

$$\sum Ad^2 = 15432{,}10 + 9645{,}06 + 9645{,}06 = 34722{,}22cm^4$$

- Comprobación de Inercia Mínima de la Losa

$$\sum Ad^2 \geq \text{Momento de inercia de la sección bruta}$$

$$34722{,}22cm^4 \geq 34133{,}33\ cm^4\ (Cumple)$$

- Inercia de la Losa Nervada

$$= Inercia + \sum Ad^2$$

$$= 14375\ cm^4 + 34722{,}22 cm^4 = 49097{,}22\ cm^4$$

3.10.2. Análisis de criterio de columnas Fuerte – Viga débil.

3.10.2.1. Diseño de vigas (Datos)

Tabla 18

Datos de diseño de viga

DATOS DE VIGAS			
FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA	ϕ	0,9	
ALTURA DE VIGA	h	50	cm
ALTURA DE VIGA	d	45	cm
ANCHO DE VIGA	b	30	cm
MÓDULO DE FLUENCIA DEL ACERO	Fy	4200	Kg/cm 2
RESISTENCIA DEL CONCRETO	f´c	240	Kg/cm 2
VARILLAS	Varilla 16	1,6	cm
	Varilla 18	1,6	cm
ACERO DE REFUERZO	As	2,01	cm2

3.10.2.2. Momento de vigas

Tabla 19

Momento de Viga 1 "Mv1"

MOMENTO DE VIGA 1	
$a = \frac{As * Fy}{0{,}85 * f''c * b}$	
a	4,14 Cm

Tabla 20

Momento de Viga 1 "Mv2"

MOMENTO DE VIGA 2	
$a = \frac{As * Fy}{0{,}85 * f''c * b}$	
a	4,14 Cm

3.10.2.3. Momento nominal de vigas

Tabla 21

Cálculo del Momento Nominal "Mnv1"

CÁLCULO DE MOMENTO NOMINAL	
$Mn = \emptyset AsFy(d - \frac{a}{2})$	
Mn	978827,7351
	9,79
	Ton-m

Tabla 22

Cálculo de Momento Nominal "Mnv2"

CÁLCULO DE MOMENTO NOMINAL	
$Mn = \emptyset AsFy(d - \frac{a}{2})$	
Mn	978827,7351
	9,79
	Ton-m

3.10.2.4. Sumatoria de momento nominal de vigas

$$\sum \boldsymbol{M_v} = 978827{,}7351kg * m + 1861025{,}68kg * m = 2839853{,}415\ kg * m$$

3.10.2.5. Aplicación de factor de seguridad

$$1{,}2 * \sum \boldsymbol{M_v} = 1{,}2 * 2839853{,}415\ kg * m = 3407824{,}098\ kg * m$$

3.10.3. Diseño de columnas (Datos)

Tabla 23

Datos de Diseño de Columnas

ALTURA DE COLUMNA	h	45	cm
ALTURA DE COLUMNA	d	45	cm
REFUERZO As	As	25,12	cm2
CARGA AXIAL ÚLTIMA ACTUANTE EN EL NUDO	Pu	166,05	Ton
MÓDULO DE FLUENCIA DEL ACERO	Fy	4200	Kg/cm2
RESISTENCIA DEL CONCRETO	f´c	240	Kg/cm2
MÓDULO DE FLUENCIA DEL ACERO	E	2100000	Mpa
RELACIÓN MODULAR	n	8750	
RECUBRIMIENTO	r	5	cm

3.10.3.1. Momento de columnas

Tabla 24

Cálculo del Momento Nominal "Mc1"

MOMENTO COLUMNA	
	Mc1
As(cm2)	25,12
ρ	0,01240494
K(Profundidad del eje neutro elástico)	
$K = \sqrt{2\rho n + (pn)^2} - pn$	
k	0,995435496
$j = 1 - \frac{K}{3}$	
j	0,668188168
$\boldsymbol{Mc1} = \emptyset * As * Fy * j * d$	
Φ(a flexión C.9.3)	0,9
Fy (Kg/cm)	4200
d(Distancia efectiva)	40
Mc1 (kg *m)	2537874,88

Tabla 25

Cálculo del Momento Nominal "Mc2"

MOMENTO COLUMNA	
	Mc2
As(cm2)	25,12
ρ	0,01240494
K(Profundidad del eje neutro elástico)	
$K = \sqrt{2\rho n + (pn)^2} - pn$	
k	0,995435496
$j = 1 - \frac{K}{3}$	
j	0,668188168
$\boldsymbol{Mc1} = \emptyset * As * Fy * j * d$	
Φ(a flexión C.9.3)	0,9
Fy (Kg/cm)	4200
d(Distancia Efectiva)	40
Mc1 (kg *m)	2537874,88

3.10.3.2. Sumatoria de momentos nominales de columnas

$$\sum \boldsymbol{M_{nc}} = 2537874{,}88kg * m + 2537874{,}88kg * m = 5075749{,}762\ kg * m$$

3.10.3.3. Verificación de criterios columnas fuerte – viga débil

3.10.3.4. $\boldsymbol{\sum M_{nc} \geq 1{,}2 \sum M_v}$

$$5075749{,}762\ kg * m \geq 3407824{,}098\ kg * m$$

Al realizar la verificación en el nudo crítico evaluado, se obtiene el cumplimiento el criterio de "Columna fuerte-Viga débil "estipulado en el ACI 318-19, garantizando que la acción de un evento sísmico severo, entrada en el rango inelástico y la subsecuente formación de rótulas plásticas ocurrirá en los extremos de las vigas permitiendo que la disipación de energía por deformación dúctil, de este modo se protegerán las columnas contra las fallas por flexocompresión y previniendo formación del mecanismo de colapso.

3.10.4. Diseño de pórticos de acero con conexiones precalificadas (AISC 358-22/NE-SE-AC).

3.10.4.1. Predimensionamiento de columna

3.10.4.1.1. Datos de diseño.

Para el predimensionamiento de la columna de acero se consideran los siguientes datos del diseño presentados en la tabla 20:

Tabla 26

Datos de diseño para una columna de acero.

DATOS			
Carga muerta	DEAD	0,55	Ton/m2
Carga viva	LIVE	0,24	Ton/m2
Ancho tributario(estructura)	b	5,25	m
Altura tributaria(estructura)	h	5,25	m
Número de piso	n	3	
Factor de resistencia	ϕ	0,9	
Resistencia del acero	Fy	2531,052	Kg/cm2
Módulo de elasticidad	E	2100000	Kg/cm2
Factor de Longitud	K	1,2	
Longitud de columna	L	3,9	m

Se consideró un análisis preliminar para determinar las dimensiones adecuadas de la columna, para cumplir con los requisitos estructurales establecidos en el diseño.

Tabla 27

Datos de perfil de columna

DATOS DE PERFIL DE COLUMNA HSS14X14X1/2			
Base	b	35,56	cm
Altura	h	35,56	cm
Espesor	e	1,18	cm
Área	A	158,71	cm^2
Módulo de sección plástico en x	Zx	2031,95	cm^3
Acero	A36		

3.10.4.1.2. Cálculo de cargas actuantes

Las cargas de diseño se determinaron aplicando las combinaciones de carga según el método LRFD (Load and Resistance Factor Design) establecido en la norma AISC 360-10:

- Carga última (Cu):

$$Cu = 1{,}2D + 1{,}6L = 1{,}2\left(0{,}55\ \frac{T}{m^2}\right) + 1{,}6\left(0{,}24\frac{T}{m^2}\right) = 1{,}044\frac{T}{m^2}$$

- Área de Influencia Tributaria:

$$A = b \times h = 5{,}25\ \times 5{,}25 = 27{,}56\ m^2$$

- Carga axial última en columna (considerando 3 pisos)

$$A = b \times h = 5{,}25\ \times 5{,}25 = 27{,}56\ m^2$$

Se propone una sección de columna de 25 x 25 cm con espesor de 1,18 cm cuyas propiedades geométricas son presentadas en la tabla 21.

Tabla 28

Propiedades de la sección

DATOS			
Área	A	752,04	cm^2
Momento de Inercia	I	32031,97	$cm4$
Radio de giro	r	6,53	cm

El momento de inercia es igual en ambos ejes (Ix = Iy) debido a la simetría de la sección

3.10.4.1.3. Verificación de esbeltez

Según la norma AISC 360-10, la esbeltez de la columna debe verificarse para determinar el método de cálculo del esfuerzo crítico:

- Relación de esbeltez:

$$\frac{KL}{r} = \frac{1{,}20 \times 3{,}9 \times 100}{6{,}53} = 71{,}70$$

- Límite de esbeltez:

$$4{,}71\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 4{,}71\sqrt{\frac{2´100.000}{2531{,}052}} = 135{,}66$$

Verificación de Esfuerzo Crítico:

$$\frac{KL}{r} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$71{,}70 \leq 135{,}66 \text{ (SÍ CUMPLE)}$$

La columna se clasifica como de esbeltez intermedia, por lo que el esfuerzo crítico se calcula mediante la ecuación E3-2 del AISC 360-10.

3.10.4.1.4. Capacidad resistente de la columna

- El esfuerzo de pandeo elástico se determina por la ecuación E3-4 del AISC 360-10:

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2(2´100{,}000)}{71{,}70^2} = 4´030{,}58\frac{kg}{cm2}$$

- El esfuerzo crítico de pandeo para esbeltez intermedia:

$$Frc = \left(0{,}658^{\frac{Fy}{Fe}}\right) \times Fy = \left(0{,}658^{\frac{2531}{4´030{,}58}}\right) \times 2531 = 1946{,}04\frac{kg}{cm2}$$

- Peso nominal a compresión ($\emptyset c = 0{,}90$) y verificación de resistencia:

$$\emptyset Pn = \emptyset \times Fcr \times A = (0{,}90 \times 1946{,}04 \times 752{,}04)/1000 = 1317{,}16 Ton$$

$$\emptyset Pn > Pu$$

$$1317{,}16\ Ton > 101{,}56\ Ton$$

(SÍ CUMPLE)

3.10.4.1.5. Verificación de capacidad

La verificación de la capacidad de la columna se calcula mediante la relación demanda/capacidad:

$$\frac{Pu}{\emptyset Pn} = \frac{101{,}56}{1317{,}16} = 0{,}077 = 8\%$$

Como la relación de demanda/capacidad = 0,64 < 1, la columna cumple con los requisitos de resistencia a la compresión según AISC 360-10, presentando una utilización del 65% de su capacidad.

3.10.4.1.6. Comprobación de elementos compactos

Se verifica que los elementos de la sección sean compactos para evitar pandeo local:

Límite de esbeltez para elementos compactos:

$$1{,}40\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1{,}40\sqrt{\frac{2'100.000}{2531}} = 40{,}33$$

Relación de esbeltez de elementos:

$$\frac{b}{e} = \frac{35{,}56}{1{,}18} = 30{,}10$$

Verificación:

$$1{,}40\sqrt{\frac{2'100.000}{2531}} \geq \frac{b}{e}$$

$$40{,}33 \geq 30{,}10$$

(SÍ CUMPLE)

La sección se clasifica como COMPACTA y cumple con los requisitos de la norma AISC 360-10.

3.10.4.2. Predimensionamiento de vigas secundarias

3.10.4.2.1. Datos de diseño

Para el predimensionamiento de vigas secundarias de acero se utilizaron las cargas gravitacionales que se detallan en la tabla 26.

Tabla 29

Datos de diseño para vigas secundarias de acero.

DATOS			
Carga muerta	D	0,55	Ton/m2
Carga viva	L	0,24	Ton/m2
Carga ultima	Cu	1,044	Ton/m2
Longitud de viga principal	Lvp	5,25	m
Longitud de viga secundaria	Lvs	5,25	m
Separación entre vigas sec.	s	4,00	m
Resistencia del acero	Fy	2531,052	Kg/cm2
Módulo de elasticidad	E	2´100,000	Kg/cm2
Factor de resistencia	ϕ	0,9	

3.10.4.2.2. Cálculo de cargas actuantes

Las vigas secundarias reciben la carga de la losa en un ancho tributario determinado por la geometría del entrepiso. El ancho tributario, carga total y carga tributaria se calculan de la siguiente manera:

$$Ancho\ tributario = \frac{long.viga\ principal}{\#viga\ secundaria + 1} = \frac{5{,}25}{4+1} = 1{,}05\ m$$

$$W = Ancho\ tributario \times long.viga\ secundario \times Cu$$

$$W = 1{,}044 \times 1{,}05 \times 5{,}25 = 5{,}76\ Ton$$

$$Wr = \frac{W}{Lv} = \frac{5{,}88}{5{,}25} = 1{,}12\ Ton/m$$

3.10.4.2.3. Momento flector de diseño

Para la viga simplemente apoyada con carga distribuida, el momento máximo se presenta en el centro del vano y se calcula de la siguiente manera:

$$Mu = \frac{Wr \times L^2}{8} = \frac{1{,}12 \times 5{,}25^2}{8} = 3{,}86\ Ton - m$$

3.10.4.2.4. Módulo plástico requerido

El módulo plástico requerido se obtiene a partir del momento último de diseño y la resistencia del acero (Fy):

$$Zx = \frac{Mu}{Fy * \emptyset} = \frac{(3{,}86\ Ton * m) * 1000kg * 100cm}{2531 * 0{,}9} = 169{,}46\ cm3$$

3.10.4.2.5. Selección del perfil

Según las tablas de las propiedades de los perfiles sección H (Tabla 2.1.1 del capítulo 2 del (Construction A. I., 2022). Se escogió el perfil H 200x100x19,8, las cuales se muestran en la tabla 31

Tabla 30

Propiedades de perfil según nuestro diseño.

DATOS			
Altura total	h	20	cm
Ancho de ala	bf	10	cm
Espesor de ala	tf	0,8	cm
Espesor de alma	tw	0,5	cm
Área	A	25,2	cm2
Momento de inercia x	Ix	1734,98	cm4
Momento de inercia y	Iy	352,03	cm4
Módulo plástico x	Zx	196	cm3

3.10.4.2.6. Verificación de resistencia a flexión

La resistencia nominal a flexión para secciones compactas con arriostramiento se define por medio del momento plástico y el factor de resistencia:

$$Mp = \emptyset FyZx = 0{,}9 \times 2531 \times 195{,}92 = 446.28\ \text{kg} - \text{cm} = 4{,}46\ \text{Ton} - \text{m}$$

Verificación:

Mp	≥	Mu
4,46	≥	3,86

(SI CUMPLE)

Con estos datos, la viga secundaria muestra una utilización del 86,46%, estando dentro del rango del 90% para el predimensionamiento.

3.10.4.2.7. Comprobación de elementos compactos

De acuerdo con la tabla B4. 1b del AISC 360-10, se valida la compacidad de los elementos para destacar la ocurrencia del pandeo local, mediante las siguientes verificaciones:

Verificación de ala.

$$0.38\sqrt{\frac{E}{Fy}} \geq \frac{bf}{tf}$$

$$0.38\sqrt{\frac{2'100{,}000}{2531}} \geq \frac{10}{0{,}8}$$

$$10{,}95 \geq 6{,}25$$

(SI CUMPLE)

Verificación de alma.

$$3.76\sqrt{\frac{E}{Fy}} \geq \frac{h}{tw}$$

$$3{,}76\sqrt{\frac{2'100{,}000}{2531}} \geq \frac{20}{0{,}5}$$

$$108{,}30 \geq 40$$

(SI CUMPLE)

Conforme a los límites del código AISC 360-10, la sección se clasifica como compacta.

3.10.4.2.8. Comprobación de inercia mínima

La verificación de deflexiones en el diseño es un requisito importante en el diseño de vigas de acero, puesto que las deformaciones excesivas pueden afectar la funcionalidad de la estructura y provocar daños en elementos no estructurales.

Se definió la comprobación de las vigas secundarias para ajustarlas a los límites de deflexión, obteniendo la inercia mínima requerida (Imin) para controlar las deformaciones.

Se utilizó la ecuación de una viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida, definiendo el límite de deflexión permisible para la carga total de servicio. Igualando y despejando, se obtiene la inercia mínima requerida:

$$Imin = \frac{5}{384} \times \frac{Wr \times l^3}{EI} \times 240$$

Con una carga de servicio distribuida de Wr = 0,83 Ton/m.

$$Imin = \frac{5}{384} \times \frac{0{,}83 \times 5{,}25^3}{2´100{,}000} \times 240 = 17{,}86\ cm4$$

Verificación:

$$Ix \quad \geq \quad Imin$$

$$1734{,}98\ cm4 \quad \geq \quad 17{,}86\ cm4$$

(SI CUMPLE)

La inercia del perfil escogido excede ampliamente la inercia mínima requerida, confirmando el control adecuado de las deflexiones.

3.10.4.3. Predimensionamiento de viga principal de acero

Para el predimensionamiento de las vigas principales de acero se consideraron los parámetros de diseño que se muestran en la tabla 28. Estas vigas reciben las cargas transmitidas por las vigas secundarias mencionadas anteriormente. Las propiedades mecánicas del material son las mismas que se emplearon en el predimensionamiento de vigas secundarias, puesto que ambos elementos estructurales están diseñados con el mismo acero.

Tabla 31

Datos de diseño para la viga principal de acero.

DATOS			
Longitud de viga principal	L	5,25	m
Número de vigas secundarias	n	4	
Carga en viga	w	29,68	ton|

3.10.4.3.1. Cálculo de cargas actuantes

Las vigas principales soportan las cargas de las vigas secundarias; estas se aplican como cargas concentradas en los puntos de conexión. Para facilitar el análisis y evaluando que las vigas secundarias están distribuidas uniformemente, se considera la carga como una carga distribuida equivalente:

$$Wr = \frac{w}{Lv} = \frac{29{,}68\ Ton}{5{,}25\ m} = 5{,}65\ Ton/m$$

3.10.4.3.2. Momento flector de diseño

Para la viga principal se consideró una viga empotrada en ambos extremos con carga distribuida; el momento máximo se presenta en los empotramientos (extremos). Se calcula de la siguiente manera:

$$Mu = \frac{Wr \times L^2}{12} = \frac{5{,}65 \times 5{,}25^2}{12} = 12{,}98\ Ton - m$$

3.10.4.3.3. Selección de perfil

De la tabla 2.1.3 de perfiles soldados de la sección HR, se selecciona el perfil W 14x38, cuyas propiedades se presentan en la tabla 29.

Tabla 32

Propiedades del perfil W 14 X 38

DATOS		
h	35,81	cm
bf	17,19	cm
tf	1,30	cm
tw	0,78	cm
Ix	15798,35	cm4
Iy	2953,78	cm4
Zx	1007,80	cm3

3.10.4.3.4. Verificación de resistencia a flexión

La resistencia nominal a flexión para secciones compactas con arriostramiento se calcula de la siguiente manera:

$$Mp = \emptyset FyZx = 0{,}9 * 2531{,}052 * 993{,}11 = 22{,}62\ \text{Ton} - \text{m}$$

Verificación:

Mp	≥	Mu
22,62	≥	12,98

(SI CUMPLE)

Se observa que la viga principal obtiene una utilización del 57%, es decir, que la viga está dentro del rango óptimo para el predimensionamiento.

3.10.4.3.5. Comprobación de elementos compactos

Según el código AISC 360-10, se verificó la compacidad de los elementos de la sección:

Verificación de alma.

$$3.76\sqrt{\frac{E}{Fy}} \quad \geq \quad \frac{h}{tw}$$

$$3{,}76\sqrt{\frac{2´100{,}000}{2531}} \geq \frac{35{,}81}{0{,}78}$$

$$108{,}30 \geq 45{,}48$$

(SI CUMPLE)

Verificación de alas.

$$0.38\sqrt{\frac{E}{Fy}} \geq \frac{bf}{tf}$$

$$0.38\sqrt{\frac{2´100{,}000}{2531}} \geq \frac{17{,}19}{1{,}30}$$

$$10{,}95 \geq 6{,}57$$

(SI CUMPLE)

3.10.4.3.6. Verificación de deflexión

Las verificaciones de resistencia, estabilidad y servicio se muestran en la siguiente tabla 30

Tabla 33

Comprobación de inercia mínima requerida.

DATOS			
Carga de servicio	Wr	23,45	Ton/m
Inercia mínima requerida	Imin	504,87	cm4

3.10.4.3.7. Comprobación de elementos sísmicos

El diseño sísmico exige que los elementos de acero cumplan los requisitos de compacidad según el código AISC 341-16, asegurando así un comportamiento dúctil de la estructura. Con ello se pretende garantizar que las secciones formen rótulas plásticas para evitar el pandeo local durante eventos sísmicos.

Según la AISC 341-16, tabla D1.1, para que una sección sea clasificada como requerida para pórticos especiales sismorresistentes, debe cumplir con los siguientes límites de esbeltez:

Tabla 34

Comprobación de elementos sísmicos.

Comprobación de alas o patines			Comprobación de Alma		
$0.3\sqrt{\frac{E}{Fy}}$	$\geq$	$\frac{bf}{tf}$	$2{,}45\sqrt{\frac{E}{Fy}}$	$\geq$	$\frac{d}{tf}$
8,6	>	6,57	70,57	>	27,38
CUMPLE					

El predimensionamiento de la viga principal de acero con el perfil W 14 x 38 cumple con todos los requisitos del código AISC 360-10 y la norma sismorresistente AISC 341-16; esto significa que la viga es capaz de soportar las cargas transmitidas por las vigas secundarias. Además, se verificó que la viga se adecua a una utilización de la capacidad resistente a flexión y al cortante, y que, al cumplir con la comprobación de elementos sísmicos, nos indica que es una sección compacta y posee la ductilidad necesaria para resistir cargas cíclicas sin pandeo local prematuro.

3.10.4.4. Conexión precalificada

3.10.4.4.1. Conexión viga secundaria a principal

Para la conexión entre vigas secundarias y principales se desarrolló una conexión de cortante simple tipo ángulo empernado, siguiendo los requisitos del código AISC 360-10. Este tipo de conexión permite la transferencia de cargas cortantes desde las vigas secundarias hacia la viga principal mediante ángulos de acero conectados con pernos de alta resistencia.

Se presenta los datos del diseño en las siguientes tablas 28, las propiedades del material y los datos de la viga secundaria con el perfil H 200x100x19.8:

Tabla 35

Datos de diseño.

PROPIEDADES DEL PERNO		
Fy	2531,05	kg/cm2
Fu	3796,58	kg/cm2
Ap	0,71	cm2
DATOS DE VIGA SECUNDARIA		
	mm	**cm**
bf	100	10
h1	200	20
tf	8	0,8
tw	5	0,5

Además, en la carga de diseño tenemos que la carga total en viga w = 5,88, mientras que carga última Vu = 2,94 como se muestra en la ilustración

Ilustración 26

Transferencia de cargas de las vigas secundarias hacia la viga principal y dimensiones del perno.

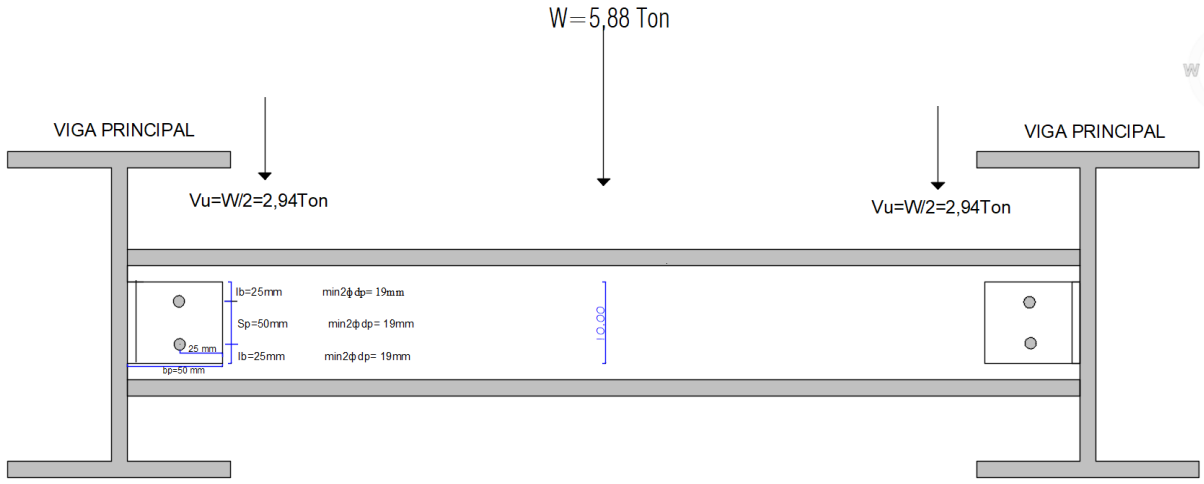


Tabla 36

Datos del ángulo de conexión.

DATOS DEL ÁNGULO DE CONEXIÓN		
	mm	cm
hp	100	10
bp	50	5
tp	3	0,3
lb	25	2,5
Sp	50	5

- Diseño de la resistencia del perno.

La resistencia de diseño de los pernos de acuerdo con el AISC 360-10, considerando la resistencia al corte con un factor de 0,75, calculándose de la siguiente manera:

Resistencia al corte del perno:

$$Q = 0{,}75 * Ap * Fu$$

$$Q = \frac{0{,}75 * 0{,}71cm2 * 3796{,}58\frac{kg}{cm2}}{1000} = 2{,}03\ Ton$$

Para determinar el número de pernos requeridos, se calcula la relación entre el cortante último y la resistencia al corte del perno, que es de 1,45, lo que equivale a colocar 2 pernos.

- Chequeo de punzonamiento.

Se verifica el espesor mínimo de la placa de ángulo para evitar la falla por punzonamiento.

$$tp\ min = \frac{Vu}{2{,}4 * N.pernos * dp * Fu} = \frac{2\ ,94 * 1000}{2{,}4 * 2 * 0{,}95 * 3796{,}58} = 0{,}17\ cm$$

Se obtiene un espesor máximo permitido t p, m a. x menor o igual a 5 mm y un espesor de placa de ángulo de tp = 3 mm.

- Verificación:

$$1{,}7\ mm \leq 3\ mm \leq 5\ mm$$

(SI CUMPLE)

- Chequeo de bloque de cortante.

Se verifica la resistencia al bloque de cortante

Tabla 37

Cálculo de áreas.

CALCULAR ÁREAS			
área de corte	Av	1,575	cm2
área neta de corte	Anv	1,00	cm2
área a tensión	At	0,75	cm2
área neta a tensión	Ant	0,56	cm2

Resistencia nominal al bloque de cortante:

$$Rn = 0{,}6 * Fu * Anv + Ubs * Fu * Ant \leq 0{,}6 * Fy * Agv + Ubs * Fu * Ant$$

Donde:

Ubs = 1.0 (distribución uniforme de esfuerzos).

Tabla 38

Resistencia al bloque cortante nominal.

RESISTENCIA AL BLOQUE DE CORTANTE NOMINAL			
RBq (Rn)	4410,11	4,41	ton
RBq (Rn)	4516,03	4,52	ton

Se escoge el menor valor Rn = 4,41 t, multiplicando por el factor de 0,75, quedando un valor de 3,31 Ton.

- Verificación:

$$\emptyset Rn \geq Vu$$

$$4{,}41\ Ton \geq 2{,}94\ \ Ton$$

(SI CUMPLE)

La conexión viga secundaria a viga principal tipo conexión simple diseñada para la carga cortante y para unir las vigas secundarias H 200x100x19.8 con la viga principal H 350x200x44.4 cumple con los requisitos de los códigos AISC 358-22 y AISC 360-10.

3.10.4.4.2. Conexión de placa extrema extendida empernada rigidizada y no rigidizada

La unión entre la viga principal y las columnas se concibe como una conexión de momento resistente, diseñada para transferir tanto fuerzas cortantes como momentos flectores. Esta disposición es fundamental para asegurar la estabilidad lateral del pórtico y su capacidad para resistir sismos.

Como se menciona en la ilustración 25, el diagrama de cargas muestra una carga distribuida total de W = 5,88 Ton sobre la viga principal, generando reacciones en los apoyos de Vu = 2,94 Ton en cada extremo. En la tabla se muestran los datos de diseño:

Tabla 39

Datos de diseño.

PROPIEDADES DEL MATERIAL.		
Fy	2531,052	kg/cm2
E	2100000	kg/cm2
Ry	1,3	
DATOS DE VIGA PRINCIPAL W 14x38		
bf	17,196	cm
tf	1,308	cm
tw	0,787	cm
d	35,814	cm
Zx	1007,804	cm3

El dato del factor de fluencia probable (Ry) fue escogido de la tabla del (AISC, 2016) Tabla A3.1

- Cálculo del momento probable.

El momento probable se determina considerando los factores de sobre-resistencia del material.

$$Mpr = 1{,}10 * Ry * Fy * Zx + Vu * Sh$$

Donde:

Ry = factor de fluencia probable = 1.3

Fy = Resistencia de fluencia especificada = 2,531.05 kg/cm²

Zx = Módulo plástico de la sección = 1007.80 cm³

Vu = Fuerza cortante última = 5.88 Ton

Sh = Distancia desde la cara de la columna al punto de inflexión

Sustituyendo los valores:

$$Mpr = \frac{1{,}10 * 1{,}30 * 2{,}531.05\frac{Kg}{cm2} * 1007{,}80\ cm3 + 5{,}88\ Ton\left(\frac{100cm}{m}\right) * 35{,}81cm}{100000\ kg - \frac{cm}{ton} - m}$$

$$Mpr = 38{,}58\ Ton - m$$

El momento probable representa la capacidad máxima que puede desarrollar la conexión considerando la sobrerresistencia del material, siendo un elemento principal para el diseño de conexiones sismorresistentes.

- Verificación de esbeltez del alma

Se calcula la relación esbeltez del alma dando un valor de 45.48 de la viga principal para determinar el coeficiente de cortante Cv, el cual se determina según los siguientes casos:

Caso 1:

$$\frac{h}{tw} < 1{,}1 * \sqrt{\frac{Kv * E}{Fy}}, entonces\ Cv = 1$$

$$45{,}48 < 70{,}85, entonces\ Cv = 1$$

CUMPLE

Caso 2:

$$1{,}1 * \sqrt{\frac{Kv * E}{Fy}} < \frac{h}{tw} < 1{,}3 * \sqrt{\frac{Kv * E}{Fy}}, entonces\ Cv = \frac{1{,}1 * \sqrt{\frac{Kv * E}{Fy}}}{\frac{h}{tw}}$$

$$70{,}85 < 45{,}48 < 83{,}73, entonces\ Cv = 1{,}56$$

Caso 3:

$$1{,}3 * \sqrt{\frac{Kv * E}{Fy}} \geq \frac{h}{tw}, entonces\ Cv = \frac{1{,}51 * Kv * E}{\frac{h}{tw} * Fy}$$

$$83{,}73 \geq 45{,}48, entonces\ Cv = 3{,}03$$

En este caso se eligió el menor Cv = 1.0

- Chequeo de cortante de viga principal

Se verifica la resistencia al cortante de la viga principal una vez obtenidos los datos de la longitud de la viga Lv = 5,25 m, ancho de columna bc = 0,25 m y distancia al punto de inflexión Sh = 0,18 m.

Fuerza resistente a corte:

$$Vn = 0{,}60 * Fy * (h - 2 * tf) * tw * Cv$$

$$Vn = 0{,}60 * 2531{,}052 * (35.81 - 2 * 1{,}30) * 0{,}78 * 1$$

$$Vn = 39{,}696.94\ kg = 38.70\ Ton$$

Fuerza cortante último:

$$Vu = \frac{2Mpr}{Lh} + \frac{\#\ Cargas}{2}$$

Donde Lh es la distancia entre puntos de inflexión:

$$Lh = Lv - 2 * bc = 5{,}25 - 2 * 0{,}25 = 4{,}75m$$

$$Vu = \frac{2 * 38.58}{4{,}75} + \frac{5{,}88}{2} = 19{,}18\ Ton$$

- Comprobación:

Vn	>	Vu
39,70	>	21,89

CUMPLE

Con un momento probable de 38,58 Ton-m, se asegura de que la conexión alcance la capacidad total de la sección mediante un comportamiento sismorresistente. Además, se verifica que no habrá pandeo local y que la viga tiene suficiente capacidad para resistir las fuerzas cortantes aplicadas.

3.10.4.4.3. Verificación de criterio columna fuerte -viga débil

El criterio "Columna fuerte – viga débil" es una de las principales características del diseño sismorresistente, establecido por el código (AISC, 2016), sección G3-1. Ya que recalca que, durante un evento sísmico severo, las rotulas plásticas se formen preferentemente en las vigas y no en las columnas, evitando así mecanismos de colapso en el edificio.

Iniciando con los datos del diseño de la columna HSS 14X14X1/2 en la tabla:

Tabla 40

Propiedades de la columna.

DATOS DE COLUMNA		
Perfil	HSS14x14x1/2	
Zx	2031,99594	cm3
As	752,043611	cm2
Pu	101,56	T
P 2 pisos	33,85	Ton
Fy	2531,052	kg/cm2

Se menciona que anteriormente se calculó el momento probable de la viga Mpr viga = 38.58 Ton-m

- Cálculo del momento probable de la columna (Mprc)

Según el AISC 341-16, el momento probable de la columna debe considerar el efecto de la carga axial, ya que esta reduce la capacidad a flexión del elemento:

$$Mpr = \sum Zx * Fy$$

$$Mprc = Zx\left(Fy - \frac{Pu}{As}\right) + Zx\left(Fy - \frac{Pu}{As}\right)$$

$$Mprc = 2031{,}996\left(2531{,}052 - \frac{101{,}56 * 1000}{752{,}04}\right) + 2031{,}996\left(2531{,}052 - \frac{(101{,}56 - 33{,}85) * 1000}{752{,}04}\right)$$

$$Mprc = 98{,}28\ Ton - m$$

- Comprobación.

$$\frac{\sum Mprc}{\sum Mprv} \geq 1$$

$$1{,}27 \geq 1$$

CUMPLE

El diseño cumple con el criterio de columna-viga débil bajo el código del AISC, asegurando un mecanismo de falla dúctil, estabilidad global y seguridad sísmica en la zona.

3.10.4.4.4. Predimensionamiento de vigas y columnas – conexión BUEEP

Mediante los cálculos anteriores, procedemos con el predimensionamiento de la viga y la columna mediante la conexión BUEEP (conexión de momento precalificada tipo placa de extremo extendida), utilizando los datos de las propiedades del material y de la viga principal que se especifican en la tabla 34. Se tiene como valores los factores de sobrerresistencia obtenidos de la tabla de la NEC los datos factor de fluencia probable Ry: 1,3

- Coeficiente de sobrerresistencia (Cpr)

$$Cpr = \frac{Fy + Fu}{2Fy} \leq 1{,}20$$

$$1{,}25 \leq 1{,}2$$

Momento probable de viga

$$\boldsymbol{Mpr = Cpr * 1{,}10 * Ry * Fy * Zx}$$

$$\boldsymbol{Mpr} = 43{,}77\ Ton - m$$

Cortante último

Tabla 41
Datos de Viga

DATOS		
Lv	5,25	m
bc	0,36	m
Sh	0,18	m
Lh	4,53	m

$$Vu = \frac{2Mpr}{Lh} + \frac{\#\ Cargas\ P}{2}$$

$$Vu = 25{,}18\ Ton.$$

Momento en la cara de la columna

$$Mf = Mpr + Vu * Sh$$

$$Mf = 48{,}28 \text{ ton} - \text{m}$$

- Selección y verificación de perno

Tabla 42.

Chequeos

CHEQUEO POR CORTANTE	CHEQUEO POR ESFUERZO DE TENSIÓN
$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{Vu}{8\ pernos * Ap}$	$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{Mf}{(hv - tf)4\ pernos}$
64,12 klb/in2 (ksi)	60,44 ksi
CUMPLE	

- Determinar el diámetro del perno

$$Dp\ req\ d = \sqrt{\frac{2\ Mf}{\pi \emptyset_n F_{nt}(h_o + h_l)}}$$

Dp= 1,03 in

3.11. METODOLOGÍA DEL O.E.2. DETERMINAR EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES VERIFICANDO EL CUMPLIMIENTO DE LOS ESTADOS LÍMITE DE DISEÑO SEGÚN NEC-SE.DS MEDIANTE EL PROGRAMA DE ETABS.

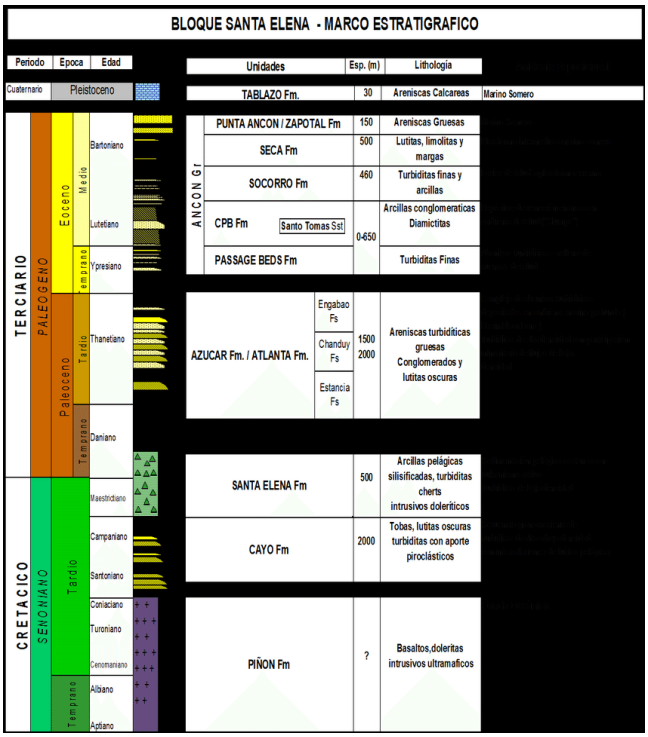
3.11.1. Caracterización geotécnica del sitio

3.11.1.1. Mapa estratigráfico de Santa Elena

La estratigrafía de la Península de Santa Elena se caracteriza por la evolución geológica que distingue sucesos de sedimentación marina de margen convergente y tectónicos. Según (Chunga, 2015), la provincia forma parte de la región costera del Ecuador por su parte es considerada altamente susceptible a sismos o terremotos de alto nivel esto se debe a que se encuentra en la zona tectónica subducción

Ilustración 27

Columna estratigráfica de Santa Elena



Nota. Marco estratigráfico de las formaciones geológicas de la Provincia de Santa Elena (Chunga, 2015)

3.11.1.2. Perfil del sitio

La caracterización del perfil de sitio constituye un aspecto fundamental en el diseño sismorresistente, ya que las propiedades del suelo influyen en la amplificación del movimiento sísmico y en las fuerzas de diseño que actuarán sobre la estructura. De acuerdo con la norma NEC-SE-DS (2015), capítulo de peligro sísmico y diseño sismorresistente, donde se realiza la clasificación del tipo de suelo.

De acuerdo con la clasificación de suelos presentada en el capítulo 2, sección 2.4.2, tabla 6, y conforme a la NEC-SE-DS (2015), el sitio del proyecto corresponde a un suelo tipo D. La ubicación del proyecto se detalla en la tabla 36. El factor de zona sísmica se obtiene del anexo de la norma NEC-2015, apartado “Población ecuatoriana y valor del factor Z”.

Tabla 43

Datos para la definición de perfil del suelo

DATOS PARA DEFINICIÓN DE PERFIL DE SUELO	
Ciudad	La Libertad
Provincia	Santa Elena
Tipo de Sitio	D (Perfiles de suelos rígidos)
Zona sísmica (valor de factor z)	0,5
Región	Costa (excepto Esmeraldas)

Nota. Definición de perfil de suelo en la Provincia de Santa Elena (La Libertad) (MIDUVI, 2015)

3.11.2. Análisis espectral

El análisis dinámico espectral se realizará conforme a lo establecido en la NEC-SE-DS (2015), en el capítulo de Diseño Sismorresistente, ya que este método permite determinar las fuerzas sísmicas de diseño mediante un espectro de respuesta que integra la dinámica estructural y las propiedades del suelo.

Para el proyecto ubicado en La Libertad, provincia de Santa Elena, se han detallado los parámetros de diseño sísmico presentados en la tabla 37, los cuales se basan en la zonificación sísmica, el tipo de suelo y las propiedades del sistema estructural seleccionado.

Tabla 44

Parámetros de diseño sísmico según la NEC-SE-DS.

Datos	
Z (factor de zonas sísmicas)	0,5
Tipo de suelo **(**La Libertad)	D
n (relación de amplificación espectral)	1,8
l (factor de importancia de la estructura)	1,3
$\emptyset \boldsymbol{p}$ Coeficiente de irregularidad de planta	0,9
$\emptyset \boldsymbol{e}$ coeficiente de irregularidad de elevación	0,9
R	8

Los coeficientes de perfil sísmico presentados en la tabla 38 se determinaron según las ecuacines normativas correspondientes a un suelo tipo D.

Tabla 45

Coeficientes de perfil sísmico para suelo tipo D

Factor	Valor
Fa	1,12
Fd	1,11
Fs	1,4

Los parámetros sísmicos presentados en la tabla 37 muestran las condiciones del sitio y las características del sistema estructural. El factor de zona (z) corresponde a la alta amenaza sísmica de La Libertad, según lo determinado en el apartado 4.1.2. El valor del factor de importancia (I) se seleccionó de acuerdo con la categoría III de la estructura según su uso y ocupación, conforme a la tabla 8 de la NEC-SE-DS presentada en el marco teórico (apartado 2.5.1).

Los coeficientes de irregularidad fueron seleccionados de las tablas 11 y 12 del apartado 2.5.3 del marco teórico, teniendo en cuenta las características geométricas y la distribución de masa del proyecto.

El factor de reducción de resistencia (R) según la norma NEC-SE-DS se escogió para sistemas estructurales dúctiles del tipo pórtico resistente a momentos. Esta elección corresponde a pórticos especiales sismorresistentes de hormigón armado con vigas de sección transversal descolgadas, los cuales cumplen con los requisitos de ductilidad y capacidad de disipación de energía establecidos en la normativa

Finalmente, los valores de los coeficientes de perfiles del suelo presentados en la tabla 24 se obtuvieron del apartado 2.4.2.2 del marco teórico, correspondientes a las tablas 7, 8 y 9 de la NEC-SE-DS para el suelo tipo D.

3.11.2.1. Periodos límite de vibración

Los periodos límite de vibración determinan las transiciones entre las distintas ramas del espectro de diseño y se calculan mediante las siguientes ecuaciones normativas.

Periodo inicial To:

$$To = 0{,}1 * Fs * \frac{Fd}{Fa} = 0{,}1 * 1{,}4 * \frac{1{,}11}{1{,}12} = 0{,}13875.$$

Período característico Tc:

$$Tc = 0{,}55 * Fs * \frac{Fd}{Fa} = 0{,}55 * 1{,}4 * \frac{1{,}11}{1{,}12} = 0{,}763125.$$

Donde:

To: Periodo límite que determina el inicio de la meseta del espectro de diseño, marcando la transición entre la rama de aceleración creciente y la zona de aceleración constante.

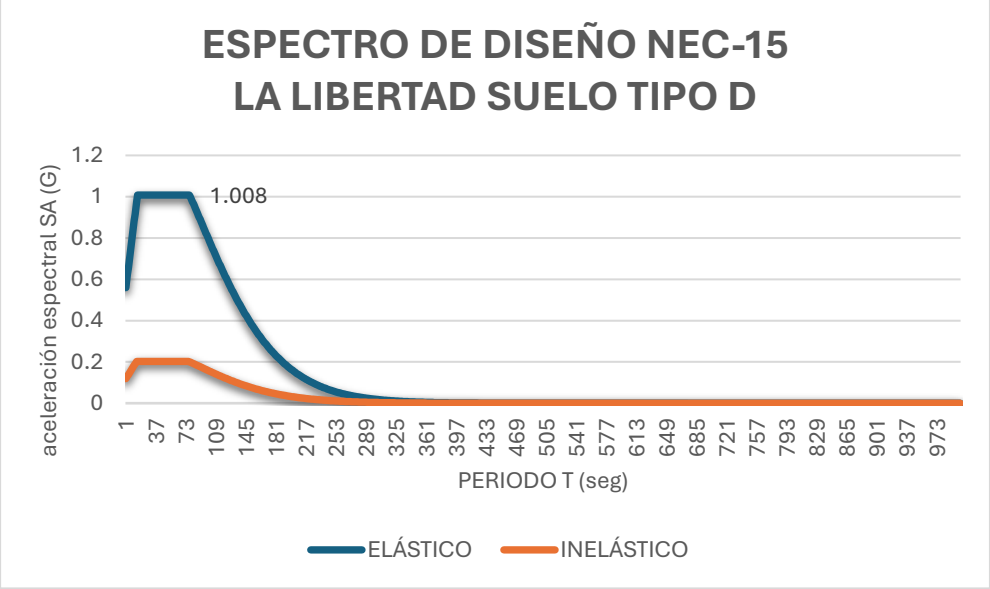
Tc: Periodo característico que determina el final de la meseta del espectro de diseño indicando la transición entre la zona de aceleración constante y la rama de velocidad constante.

3.11.2.2. Espectro de diseño

La ilustración 31 presenta el espectro de respuesta sísmica para la ciudad de La Libertad, provincia de Santa Elena, del suelo tipo D según la NEC-SE-DS (2015), con valores específicos identificados en las curvas.

Ilustración 28

Espectro de respuesta elástica e inelástica para el suelo tipo D - la libertad.



Para el proyecto presentado, el espectro de diseño establece una aceleración espectral elástica máxima de 1.008g, mientras que para el diseño inelástico se reduce a 0.2022g, asegurando que la edificación cuente con la ductilidad necesaria para disipar energía ante un sismo de gran magnitud, cumpliendo con los estándares de diseño sismorresistente en la MIDUVI-DS (2015).

3.11.3. Definición de parámetros de diseño y cargas actuantes

Se procederá a la recopilación y definición de los parámetros fundamentales que alimentarán ambos modelos estructurales. Estos incluyen:

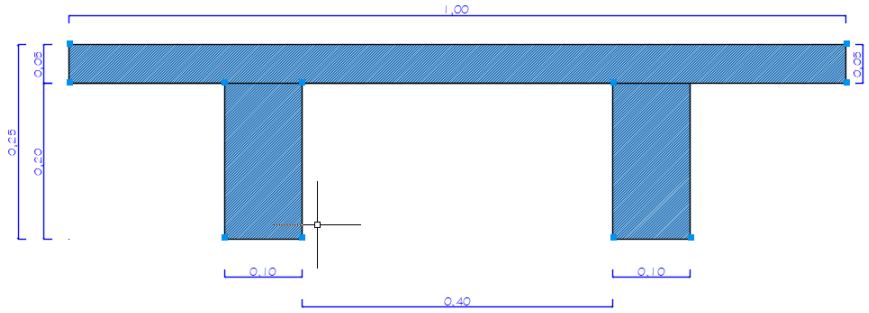
3.11.3.1. Cargas gravitacionales

El diseño estructural se basa en los parámetros según la norma (MIDUVIb, 2015)/ (INSTITUTE, 2019) Las propiedades mecánicas de los materiales se detallan en la tabla 12, indicando la resistencia a compresión del concreto f'c y el esfuerzo de fluencia del acero Fy seleccionados para este proyecto.

Tabla 46

Propiedades del hormigón y acero de refuerzo

DATOS		
F´c	240	Kg/cm²
Fy	4200	Kg/cm²
Carga Viva	0,24	T/m²
Pu losa	2,4	T/m²
P. bloque alivianado	85	T/m³



3.11.3.1.1. Cálculo de loseta

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

3.11.3.1.2. Cálculo de nervios

$$Nervios = 2 * 0{,}10 * 0{,}25 * 1 * 2{,}4 = 0{,}12\frac{T}{m^2}$$

3.11.3.1.3. Peso de bloque

$$P.bloque = 0{,}10m * 2{,}59m * 3{,}10m * \frac{0{,}85T}{m^2} = 68{,}25\ T$$

3.11.3.1.4. Área de piso

$A\ piso = 796\ m^3$ (Datos de diseño de estructura)

3.11.3.1.5. Peso de paredes

$$P.de\ Paredes = 68{,}25\frac{T}{796}m^3$$

3.11.3.1.6. Peso de instalación

$Peso\ Instalación$: $0{,}05\frac{T}{m^3}$ (Peso estimado de tuberías según MIDUVI-CG (2015).

3.11.3.1.7. Peso adicional

$Peso\ Ad$: $0{,}05\ \frac{T}{m^3}$ (Peso de adicional o imprevistos)

3.11.3.1.8. Peso cielo raso (Tumbado)

De yeso sobre listones de madera según MIDUVI-CG (2015). Corresponde a 0,02 T/m².

3.11.3.1.9. Análisis de carga muerta

Tabla 47
Análisis y desglose de carga muerta (D)

CARGAS		
P. Losa	0,24	T/m2
Bloque Alivianado	0,17	T/m2
P. paredes	0,086	T/m2
P. instalación	0,05	T/m2
P. adicional	0,05	T/m2
P. tumbado	0,02	T/m2
TOTAL	**0,62**	**T/m2**

Se consideraron cargas según NEC-15, carga muerta conformada por peso propio de la losa más acabados.

3.11.3.2. Combinación de carga

Para el presente proyecto se establecerán las combinaciones de carga conforme a la NEC-SE-DS, considerando la ecuación de combinaciones según la tabla:

Tabla 48
Ecuaciones de combinación de carga

CASO	DESCRIPCIÓN	COMBINACIÓN
CM	Carga Muerta	1,4D
CM+CV	Carga Muerta + Carga Viva	1,2D+1,6L

Para la losa del entrepiso, aplicando la siguiente combinación:

$$W = 1{,}2\ D + 1{,}6\ L$$

$$W = 1{,}2\ (0{,}62) + 1{,}6(0{,}24)$$

$$W = 1{,}123$$

3.11.3.2.1. Cálculo de áreas

$$A = 5{,}25\ m * 5{,}25\ m = 27{,}56\ m^2$$

3.11.3.2.2. Cálculo de momentos último

$$Mu = \frac{wL^2}{8} = \frac{(1{,}123)(5{,}25)^2}{8} = 20{,}31\frac{T}{m}$$

3.11.3.3. Resultados de derivas entrepisos del modelado en hormigón

3.11.3.3.1. Fuerzas laterales

Tabla 49

Fuerzas Laterales para la estructura de hormigón

N de piso	PESO T	ALTURA DE PISOS hx	(Wx)*(hx^k)	COEF CORTANTE Cvx	Fx=Cvx*V
3	678,601125	3,75	3028,076423	0,246645234	134,9308072
2	1011,648	3,75	4514,209222	0,367694877	201,1527
1	1015,014	3,9	4734,766617	0,385659889	210,9807654
	2705,263125		12277,05226		547,0643208

Fórmula de Cortante Basal

$$V = Cs(resultado\ de\ espectro) * Peso$$

$$V = 0{,}2022 * 2705{,}263125$$

$$V = 547{,}0643$$

Fórmula de Distribución de fuerzas sísmicas laterales

- Piso 1

3.11.3.3.2. $\boldsymbol{Fx = Cx * V}$

$\boldsymbol{Fx = 0{,}246645234} * 547{,}0643 = 134{,}9308072$

- Piso 2

3.11.3.3.3. $\boldsymbol{Fx = Cx * V}$

$\boldsymbol{Fx} = 0{,}367694877 * 547{,}0643 = 201{,}1527$

- Piso 3

3.11.3.3.4. $\boldsymbol{Fx = Cx * V}$

$\boldsymbol{Fx} = 0{,}385659889 * 547{,}0643 = 210{,}9807654$

$$\sum Fx = 134{,}9308072 + 201{,}1527 + 210{,}9807654 = 547{,}0643208$$

Segunda fórmula de Cortante Basal

$$V = Cs(resultado\ de\ espectro) * Peso$$

$$V = 0{,}2022 * 2705{,}263125$$

$$V = 547{,}0643$$

3.11.3.3.5. Relaciones de masas modales

El valor modal total obtenido por el análisis dinámico no puede ser > 90 del cortante basal V obtenido en la estructura irregular. Comprobando con nuestros resultados.

Tabla 50

Relaciones Modales HA (ETABS)

Relaciones de masas modales participantes					
Case	**Modo**	**Periodo**	**UX**	**UY**	**UZ**
		Sec			
Modal	1	0,466	0,00001768	0,8417	0
Modal	2	0,308	0,0168	0,0011	0
Modal	3	0,231	0,746	0	0
Modal	4	0,14	0,000003634	0,1224	0
Modal	5	0,074	0,000002282	0,0347	0
Modal	6	0,068	0,0004	0,0001	0
Modal	7	0,049	0,1772	0	0
Modal	8	0,025	0,0001	7,368E-07	0
Modal	9	0,018	0,0594	0	0
Modal	10	0,005	0	0	0
Modal	11	0,005	0	0	0
Modal	12	0,005	0	0	0
SUMA			0,999923596	1,0000007	0

Análisis:

- Modo 1 (T1=0,466), Es un rango excelente representa que la estructura tiene un rango excelente posee una rigidez lateral muy bien diseñada, cumple con las derivas de piso menores al 2%, como dice el reglamento de (MIDUVI, 2015).
- Modo 2 (T2=0,308), tiene una buena conexión.
- Modo 3 (T3=0,231), es un indicador de que la torsión está controlada.

Periodos y frecuencias modales

Tabla 51
Periodos y frecuencia

MODALES PERIODOS Y FECUENCIAS					
Case	**Mode**	**Periodo**	**Frecuencias**	**CircFreq**	**Autovalor**
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad^2/sec^2
Modal	1	0,466	2,144	13,4742	181,5535
Modal	2	0,308	3,252	20,4324	417,4849
Modal	3	0,231	4,333	27,2231	741,0962
Modal	4	0,14	7,145	44,8935	2015,4299
Modal	5	0,074	13,58	85,3284	7280,9356
Modal	6	0,068	14,733	92,5712	8569,4247
Modal	7	0,049	20,331	127,7466	16319,1852
Modal	8	0,025	40,036	251,5544	63279,6103
Modal	9	0,018	57,063	358,5391	128550,317
Modal	10	0,005	201,756	1267,6702	1606987,76
Modal	11	0,005	201,784	1267,8448	1607430,53
Modal	12	0,005	202,128	1270,008	1612920,41

Análisis: La tabla de Modales y Periodos, extraída del programa ETABS, nos refleja valores dentro de los rangos permisibles esperados para el diseño del edificio administrativo de 3 pisos de la Upse, diseñado bajo el sistema de pórticos resistentes a momentos de hormigón armado, lo que indica rigidez lateral, optimiza el control de la deriva lateral y las deflexiones de piso, y alcanza valores de 0,005 segundos en el modal #12. La mayor parte de la energía y la contribución dinámica de la masa estructural se disipan en los primeros tres modales, lo que mantiene los signos de respuesta del edificio ante eventos sísmicos.

3.11.3.4. Análisis modal y periodos del modelado en acero

3.11.3.4.1. Análisis modal

Tabla 52
Análisis modal

N de piso	PESO T	ALTURA DE PISOS hx	(Wx)*(hx^k)	COEF CORTANTE Cvx	Fx=Cvx*V
3	344,532725	3,75	1537,38534	0,197336015	68,43024263
2	684,46825	3,75	3054,256902	0,392038918	135,9474
1	685,79655	3,9	3199,055984	0,410625067	142,3925228
	1714,797525		7790,698226		346,7701662

Fórmula de Cortante Basal

$$V = Cs(resultado\ de\ espectro) * Peso$$

$$V = 0{,}2022 * 1714{,}797525$$

$$V = 346{,}7702$$

- Piso 1

3.11.3.4.2. $\boldsymbol{Fx = Cx * V}$

$$\boldsymbol{Fx} = 0{,}197336015 * 3467701662 = 68{,}43024263$$

- Piso 2

3.11.3.4.3. $\boldsymbol{Fx = Cx * V}$

$$\boldsymbol{Fx} = 0{,}392038918 * 3467701662 = 135{,}9474$$

- Piso 3

3.11.3.4.4. $\boldsymbol{Fx = Cx * V}$

$$\boldsymbol{Fx} = 0{,}410625067 * 346{,}7701662 = 142.3925228$$

$$\sum Fx = 68{,}43024263 + 135{,}9474 + 142.3925228 = 3467701662$$

Segunda fórmula de Cortante Basal

$$V = Cs(resultado\ de\ espectro) * Peso$$

$$V = 0{,}2022 * 1714{,}797525$$
$$V = 346{,}7702$$

3.11.3.4.5. Relaciones de masas modales

- Relaciones Modales

El valor modal total obtenido por el análisis dinámico no puede ser < 90 del cortante basal V obtenido en la estructura irregular. Comprobando con nuestros resultados.

Tabla 53

Relaciones de Masa Modal

TABLE: RELACIONES DE MASA MODAL PARTICIPANTE					
Case	**Mode**	**Period**	**UX**	**UY**	**UZ**
		sec			
Modal	1	0,398	0,4462	0,0611	0
Modal	2	0,365	0,1084	0,6242	0
Modal	3	0,347	0,1792	0,0504	0
Modal	4	0,082	0,1226	0,0175	0
Modal	5	0,074	0,0438	0,1608	0
Modal	6	0,07	0,0433	0,0314	0
Modal	7	0,033	0,0259	0,0064	0
Modal	8	0,03	0,0207	0,0309	0
Modal	9	0,028	0,0099	0,0174	0

Análisis:

- Modo 1 (T1=0,398), Es un rango óptimo para la estructura posee una rigidez lateral controlada, cumpliendo con las derivas de piso dentro del límite del 2%, establecidos en MIDUVI-DS (2015).
- Modo 2 (T2=0,365), mantiene una respuesta dinámica estable.
- Modo 3 (T3=0,347), es un indicador de que la torsión está controlada.

Tabla 54

Periodos y frecuencias modales

TABLE: Periodos y Frecuencias Modales					
Case	**Mode**	**Periodo**	**Frecuencias**	**CircFreq**	**Autovalor**
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad²/sec²
Modal	1	0,398	2,512	15,7813	249,0489
Modal	2	0,365	2,737	17,1973	295,7472
Modal	3	0,347	2,879	18,0924	327,3348
Modal	4	0,082	12,129	76,2092	5807,8366
Modal	5	0,074	13,508	84,8746	7203,6926
Modal	6	0,07	14,268	89,6483	8036,8244
Modal	7	0,033	30,341	190,6352	36341,7817
Modal	8	0,03	33,215	208,6929	43552,72
Modal	9	0,028	35,138	220,777	48742,4911
Modal	10	0,008	131,357	825,3399	681185,942
Modal	11	0,008	131,41	825,6748	681738,847
Modal	12	0,007	140,479	882,6529	779076,165

Análisis: La tabla de Modales y Periodos administrada por el programa ETABS refleja valores que cumplen los requisitos permisibles esperados; a la vez, muestra un comportamiento dinámico coherente, sin indicios de inestabilidad, con periodos intermedios ideales para un desempeño eficiente, equilibrando fuerzas sísmicas y controlando derivas.

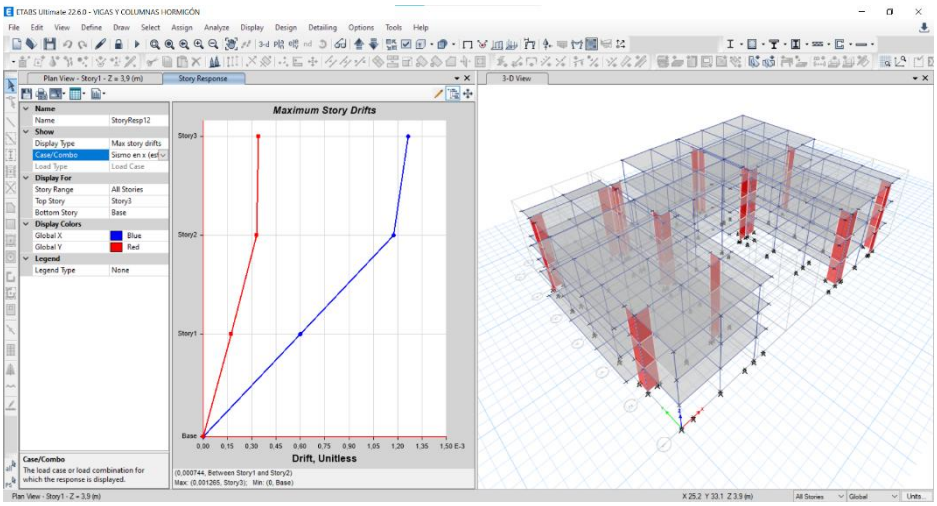
3.11.3.5. Derivas y desplazamientos (drifts)

3.11.3.5.1. Modelado en hormigón

- Tablas y gráficos de derivas entrepiso (drifts).

Ilustración 29

Respuesta sísmica en hormigón armado



Análisis: Según el diseño en hormigón, el programa ETABS, refleja 0,001265 representa un valor inferior al estado límite de 2% de excedencia a continuación de su verificación.

- ***Distribución vertical de fuerzas laterales sísmicas para modelado en hormigón.***

  Método Estático.

Tabla 55

Periodos de límite de vibración.

PERIODOS	
To (Periodo límite de vibración)	0,13875
Tc (período límite de vibración)	0,763125

Tabla 56

Parámetros globales de diseño sísmico estático.

K (Coeficiente)	1,13
Cs (Coeficiente Basal)	0,2022
V (Cortante Basal)	639,1162
R	8

Los valores de K se representan mediante la tabla de (MIDUVI, 2015).

***Tabla** 57*
Cargas Sísmicas de la Estructura

	DEAD	LIVE	**ÁREAS**	CARGA SÍSMICA
	Ton/m2	ton/m2	m2	D+0,25L ton
Story3	0,506681887	0,052316383	1329,4	690,97025
Story2	0,708473522	0,175845795	1329,4	1000,28705
Story1	0,712652023	0,179370393	1329,4	1007,01335
				2698,27065

Tabla 58
Fuerza Lateral aplicada en el piso x de la Estructura

N de piso	PESO T	ALTURA DE PISOS hx	(Wx)*(hx^k)	COEF CORTANTE Cvx	Fx=Cvx*V
3	830,609975	3,75	3706,375349	0,258437192	165,1713934
2	1150,75965	3,75	5134,957836	0,358049026	228,8349
1	1179,09505	3,9	5500,160471	0,383513782	245,1098671
	3160,464675		14341,49366		639,1161898

- Cálculo de Deriva máxima elástica

$$\Delta_M = 0{,}75 Rc \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0{,}75 * 8 * 0{,}001265$$

$$\Delta_M = 0{,}00759$$

$$\Delta_M = 0{,}00759 * 100 = 0{,}759\%$$

$$0759\ \% \ \leq 2\% \text{ (SÍ CUMPLE)}$$

Al realizar la confrontación normativa vemos que el valor obtenido cumple con el requerimiento de MIDUVI-DS (2015) Del 2% establecido en la tabla de niveles sísmicos; por lo tanto, el edificio administrativo dispone de rigidez lateral óptima, garantizando control frente a amenazas sísmicas.

3.11.3.6. Análisis de derivas de piso

1.1.1.1.1 Derivas estáticas con sismo en dirección X

Ilustración 30
Derivas estáticas Eje (A) en X

DERIVAS ESTÁTICA CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en x (es	10,814	0,744	2,392	3700	0,97	0,000260811	0,16%	CUMPLE
Story2	Sismo en x (es	6,344	0,932	1,427	3700	0,92	0,000249189	0,15%	CUMPLE
Story1	Sismo en x (es	2,195	0,505	0,505	3900	0,51	0,000129487	0,08%	CUMPLE
Base	Sismo en x (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

***Nota:** Resultados extraídos del Etabs.*

Ilustración 31

Derivas estáticas Eje (K) en X

DERIVAS ESTÁTICA CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en x (es	11,492	-3,171	11,92	3700	4,91	0,001327278	0,80%	CUMPLE
Story2	Sismo en x (es	6,749	-1,897	7,01	3700	4,58	0,001237488	0,74%	CUMPLE
Story1	Sismo en x (es	2,338	-0,669	2,43	3900	2,43	0,000623547	0,37%	CUMPLE
Base	Sismo en x (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: *Resultados extraídos del Etabs.*

Ilustración 32.

Derivas estáticas Eje (J) en X

DERIVAS ESTÁTICA CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en x (es	7,426	-2,494	7,83	3700	3,26	0,000882208	0,53%	CUMPLE
Story2	Sismo en x (es	4,319	-1,492	4,57	3700	3,00	0,000810473	0,49%	CUMPLE
Story1	Sismo en x (es	1,48	-0,526	1,57	3900	1,57	0,000402742	0,24%	CUMPLE
Base	Sismo en x (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: *Resultados extraídos del Etabs.*

Ilustración 33

Derivas estáticas Eje (1) en X

DERIVAS ESTÁTICA CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en x (es	7,426	1,037	7,50	3700	3,14	0,000847315	0,51%	CUMPLE
Story2	Sismo en x (es	4,319	0,618	4,36	3700	2,87	0,000774831	0,46%	CUMPLE
Story1	Sismo en x (es	1,48	0,219	1,50	3900	1,50	0,000383619	0,23%	CUMPLE
Base	Sismo en x (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: *Resultados extraídos del Etabs.*

3.11.3.6.1. Derivas inelásticas con sismo en la dirección X

Ilustración 34

Derivas inelásticas Eje (A) en X

DERIVAS ESTÁTICA CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en x (es	10,814	0,744	2,392	3700	0,97	0,000260811	0,16%	CUMPLE
Story2	Sismo en x (es	6,344	0,932	1,427	3700	0,92	0,000249189	0,15%	CUMPLE
Story1	Sismo en x (es	2,195	0,505	0,505	3900	0,51	0,000129487	0,08%	CUMPLE
Base	Sismo en x (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: *Resultados extraídos del Etabs.*

Ilustración 35

Derivas inelásticas Eje (K) en X

DERIVAS ESTÁTICA CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en x (es	11,492	-3,171	11,92	3700	4,91	0,001327278	0,80%	CUMPLE
Story2	Sismo en x (es	6,749	-1,897	7,01	3700	4,58	0,001237488	0,74%	CUMPLE
Story1	Sismo en x (es	2,338	-0,669	2,43	3900	2,43	0,000623547	0,37%	CUMPLE
Base	Sismo en x (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: *Resultados extraídos del Etabs.*

Ilustración 36

Derivas inelásticas Eje (J) en X

DERIVAS ESTÁTICA CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en x (es	7,426	-2,494	7,83	3700	3,26	0,000882208	0,53%	CUMPLE
Story2	Sismo en x (es	4,319	-1,492	4,57	3700	3,00	0,000810473	0,49%	CUMPLE
Story1	Sismo en x (es	1,48	-0,526	1,57	3900	1,57	0,000402742	0,24%	CUMPLE
Base	Sismo en x (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: *Resultados extraídos del Etabs.*

Ilustración 37.

Derivas inelásticas Eje (1) en X

DERIVAS ESTÁTICA CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en x (es	7,426	1,037	7,50	3700	3,14	0,000847315	0,51%	CUMPLE
Story2	Sismo en x (es	4,319	0,618	4,36	3700	2,87	0,000774831	0,46%	CUMPLE
Story1	Sismo en x (es	1,48	0,219	1,50	3900	1,50	0,000383619	0,23%	CUMPLE
Base	Sismo en x (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: *Resultados extraídos del Etabs*

3.11.3.6.2. Índice de estabilidad con sismo en dirección X

Ilustración 38

Índice de Estabilidad con Sismo en el eje Eje (A)

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE/h	Cortante Vx	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en x (es	2,39	3700	0,97	0,000260811	134,93	2494,0063	0,48%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en x (es	1,43	3700	0,92	0,000249189	336,08	4988,0126	0,37%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en x (es	0,51	3900	0,51	0,000129487	547,06	11198,3731	0,27%	SI CUMPLE
Base	Sismo en x (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 39

Índice de Estabilidad con Sismo en el eje Eje (K)

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE/h	Cortante Vx	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en x (es	11,92	3700	4,91	0,001327278	134,93	2494,0063	2,45%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en x (es	7,01	3700	4,58	0,001237488	336,08	4988,0126	1,84%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en x (es	2,43	3900	2,43	0,000623547	547,06	11198,3731	1,28%	SI CUMPLE
Base	Sismo en x (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs

Ilustración 40.

Índice de Estabilidad con Sismo en el eje Eje (J)

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE/h	Cortante Vx	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en x (es	7,83	3700	3,26	0,000882208	134,93	2494,0063	1,63%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en x (es	4,57	3700	3,00	0,000810473	336,08	4988,0126	1,20%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en x (es	1,57	3900	1,57	0,000402742	547,06	11198,3731	0,82%	SI CUMPLE
Base	Sismo en x (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 41.

Índice de Estabilidad con Sismo en el eje Eje (1)

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE/h	Cortante Vx	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en x (es	7,50	3700	3,14	0,000847315	134,93	2494,0063	1,57%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en x (es	4,36	3700	2,87	0,000774831	336,08	4988,0126	1,15%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en x (es	1,50	3900	1,50	0,000383619	547,06	11198,3731	0,79%	SI CUMPLE
Base	Sismo en x (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

3.11.3.7. Derivas inelásticas con sismo en la dirección Y

Ilustración 42

Derivas inelásticas Eje (A) en Y

DERIVAS INELÁSTICA CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en y (di	7,889	6,752	10,38	3700	4,51	0,001219831	0,73%	CUMPLE
Story2	Sismo en y (di	4,437	3,844	5,87	3700	3,95	0,001066361	0,64%	CUMPLE
Story1	Sismo en y (di	1,444	1,273	1,93	3900	1,93	0,000493592	0,30%	CUMPLE
Base	Sismo en y (di	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 43

Derivas inelásticas Eje (K) en Y

DERIVAS INELÁSTICA CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en y (c	11,514	8,281	14,18	3700	6,13	0,001655582	0,99%	CUMPLE
Story2	Sismo en y (c	6,534	4,714	8,06	3700	5,40	0,001459695	0,88%	CUMPLE
Story1	Sismo en y (c	2,149	1,561	2,66	3900	2,66	0,000681054	0,41%	CUMPLE
Base	Sismo en y (c	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 44

Derivas inelásticas Eje (J) en Y

DERIVAS INELÁSTICA CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en y (c	10,418	5,056	11,58	3700	5,01	0,001354693	0,81%	CUMPLE
Story2	Sismo en y (c	5,905	2,875	6,57	3700	4,41	0,001191481	0,71%	CUMPLE
Story1	Sismo en y (c	1,939	0,95	2,16	3900	2,16	0,000553646	0,33%	CUMPLE
Base	Sismo en y (c	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 45

Derivas inelásticas Eje (1) en Y

DERIVAS INELÁSTICA CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en y (c	8,675	8,281	11,99	3700	5,19	0,00140366	0,84%	CUMPLE
Story2	Sismo en y (c	4,9	4,714	6,80	3700	4,56	0,001233143	0,74%	CUMPLE
Story1	Sismo en y (c	1,602	1,561	2,24	3900	2,24	0,00057353	0,34%	CUMPLE
Base	Sismo en y (c	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

3.11.3.8. Derivadas dinámicas en sismo en dirección Y.

Ilustración 46

Derivas dinámicas en el eje (A) en Y

DERIVAS DINÁMICAS CON SISMO EN DIRECCIÓN Y									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en y ((	2,201	9,634	9,88	3700	4,27	0,001155007	0,69%	CUMPLE
Story2	Sismo en y ((	1,244	5,469	5,61	3700	3,76	0,001015779	0,61%	CUMPLE
Story1	Sismo en y ((	0,407	1,805	1,85	3900	1,85	0,00047444	0,28%	CUMPLE
Base	Sismo en y ((	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 47

Derivas dinámicas en el eje (K) en Y

DERIVAS DINÁMICAS CON SISMO EN DIRECCIÓN Y									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en y ((	2,086	9,41	9,64	3700	4,17	0,001127304	0,68%	CUMPLE
Story2	Sismo en y ((	1,178	5,339	5,47	3700	3,67	0,000990582	0,59%	CUMPLE
Story1	Sismo en y ((	0,388	1,76	1,80	3900	1,80	0,000462118	0,28%	CUMPLE
Base	Sismo en y ((	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 48

Derivas dinámicas en el eje (J) en Y

DERIVAS DINÁMICAS CON SISMO EN DIRECCIÓN Y									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en y ((	3,607	8,939	9,64	3700	4,18	0,001129731	0,68%	CUMPLE
Story2	Sismo en y ((	2,047	5,061	5,46	3700	3,67	0,000991117	0,59%	CUMPLE
Story1	Sismo en y ((	0,673	1,661	1,79	3900	1,79	0,000459529	0,28%	CUMPLE
Base	Sismo en y ((	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 49

Derivas dinámicas en el eje (1) en Y

DERIVAS DINÁMICAS CON SISMO EN DIRECCIÓN Y									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en y ((	3,607	9,634	10,29	3700	4,45	0,001202044	0,72%	CUMPLE
Story2	Sismo en y ((	2,047	5,469	5,84	3700	3,91	0,001057608	0,63%	CUMPLE
Story1	Sismo en y ((	0,673	1,805	1,93	3900	1,93	0,000493945	0,30%	CUMPLE
Base	Sismo en y ((	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

3.11.3.9. Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección en Y..

Ilustración 50

Índice de Estabilidad en el Eje (A)

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	esplazamien	iva Elástica Δ	Cortante Vx	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en y ((	10,38	3700	4,51	0,00121983	175,3246	3986,5001	2,77%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en y ((	5,87	3700	3,95	0,00106636	139,826	7973,0002	6,08%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en y ((	1,93	3900	1,93	0,00049359	233,461	15140,7484	3,20%	SI CUMPLE
Base	Sismo en y ((	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 51

Índice de Estabilidad en el eje (J) en Y

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	esplazamiento	va Elástica ΔE	Cortante Vx	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en y (di	14,18	3700	6,13	0,00165558	175,3246	3986,5001	3,76%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en y (di	8,06	3700	5,40	0,00145969	139,826	7973,0002	8,32%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en y (di	2,66	3900	2,66	0,00068105	233,461	15140,7484	4,42%	SI CUMPLE
Base	Sismo en y (di	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 52

Índice de Estabilidad en el eje (K) en Y

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	esplazamien	iva Elástica Δ	Cortante Vx	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en y (c	11,58	3700	5,01	0,00135469	175,3246	3986,5001	3,08%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en y (c	6,57	3700	4,41	0,00119148	139,826	7973,0002	6,79%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en y (c	2,16	3900	2,16	0,00055365	233,461	15140,7484	3,59%	SI CUMPLE
Base	Sismo en y (c	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs

Ilustración 53

Índice de Estabilidad en el eje (1) en Y

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	esplazamien	iva Elástica Δ	Cortante Vx	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en y (c	11,99	3700	5,19	0,00140366	175,3246	3986,5001	3,19%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en y (c	6,80	3700	4,56	0,00123314	139,826	7973,0002	7,03%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en y (c	2,24	3900	2,24	0,00057353	233,461	15140,7484	3,72%	SI CUMPLE
Base	Sismo en y (c	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

3.11.3.9.1. Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección en Y

Ilustración 54

Índice de Estabilidad en el eje (A) en Y

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN Y									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	esplazamien	iva Elástica Δ	Cortante Vy	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en y (c	9,88	3700	4,27	0,00115501	175,3246	3986,5001	2,63%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en y (c	5,61	3700	3,76	0,00101578	139,826	7973,0002	5,79%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en y (c	1,85	3900	1,85	0,00047444	233,461	15140,7484	3,08%	SI CUMPLE
Base	Sismo en y (c	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs

Ilustración 56

Índice de Estabilidad en el eje (J) en Y

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN Y									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	esplazamien	iva Elástica Δ	Cortante Vy	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en y (c	9,64	3700	4,17	0,0011273	175,3246	3986,5001	2,56%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en y (c	5,47	3700	3,67	0,00099058	139,826	7973,0002	5,65%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en y (c	1,80	3900	1,80	0,00046212	233,461	15140,7484	3,00%	SI CUMPLE
Base	Sismo en y (c	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 55

Índice de Estabilidad en el eje (K) en Y

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN Y									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	esplazamien	iva Elástica Δ	Cortante Vy	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en y (c	9,64	3700	4,18	0,00112973	175,3246	3986,5001	2,57%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en y (c	5,46	3700	3,67	0,00099112	139,826	7973,0002	5,65%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en y (c	1,79	3900	1,79	0,00045953	233,461	15140,7484	2,98%	SI CUMPLE
Base	Sismo en y (c	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 57

Índice de Estabilidad en el eje (1) en Y

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN Y									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	esplazamien	iva Elástica Δ	Cortante Vy	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en y (c	10,29	3700	4,45	0,00120204	175,3246	3986,5001	2,73%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en y (c	5,84	3700	3,91	0,00105761	139,826	7973,0002	6,03%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en y (c	1,93	3900	1,93	0,00049394	233,461	15140,7484	3,20%	SI CUMPLE
Base	Sismo en y (c	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

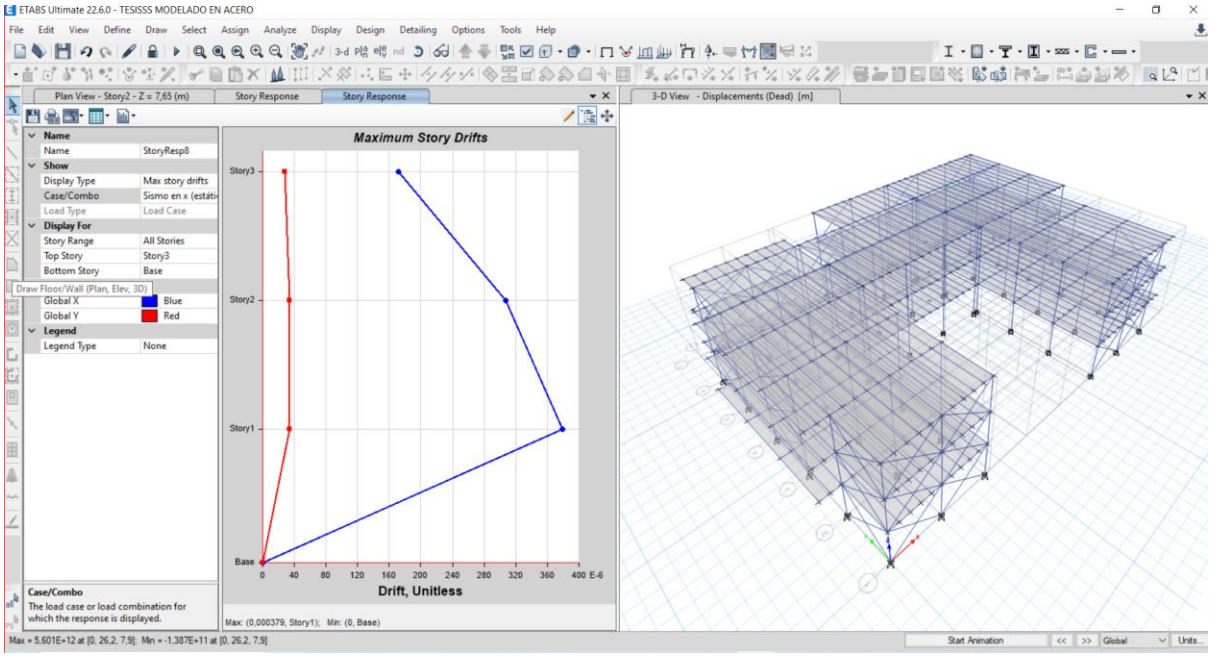
Nota: Resultados extraídos del Etabs.

.

3.11.3.9.2. Modelado en acero.

Ilustración 58

Respuesta sísmica en acero



Análisis: Según el diseño en hormigón, el programa ETABS refleja 0,000379, que representa un valor inferior al estado límite de excedencia del 2%, tras su verificación.

- ***Distribución vertical de las fuerzas laterales sísmicas para el modelado en hormigón.***

Método Estático

Tabla 59.

Periodos de límite de vibración

PERIODOS	
To (Periodo límite de vibración)	0,13875
Tc (Periodo límite de vibración)	0,763125

Tabla 60

Parámetros globales de diseño sísmico estático

K (Coeficiente)	1,13
Cs (Coeficiente Basal)	0,2022
V (Cortante Basal)	346,7702
R	8

Los valores de K se representan mediante la tabla de (MIDUVI, 2015).

Tabla 61.
Cargas Sísmicas de la Estructura de acero

	DEAD	LIVE	ÁREAS	CARGA SÍSMICA
	Ton/m2	ton/m2	m2	D+0,25L ton
Story3	0,246084926	0,052316383	1329,4	344,532725
Story2	0,47002723	0,179371295	1329,4	684,46825
Story1	0,471026403	0,179371295	1329,4	685,79655
				1710,38825

Tabla 62.
Fuerza Lateral aplicada en el piso x de la Estructura

N de piso	PESO T	ALTURA DE PISOS hx	(Wx)*(hx^k)	COEF CORTANTE Cvx	Fx=Cvx*V
3	344,532725	3,75	1537,38534	0,197336015	68,43024263
2	684,46825	3,75	3054,256902	0,392038918	135,9474
1	685,79655	3,9	3199,055984	0,410625067	142,3925228
	1714,797525		7790,698226		346,7701662

- Cálculo de Deriva máxima elástica

$$\Delta_M = 0{,}75Rc\Delta_E$$

$$\Delta_M = 0{,}75 * 8 * 0{,}001062$$

$$\Delta_M = 0{,}006372$$

$$\Delta_M = 0{,}006372 * 100 = 0{,}63\%$$

$$0{,}63\% \leq 2\% \text{ (SÍ CUMPLE)}$$

Realizamos el respectivo análisis y vemos que el valor obtenido cumple con las normas de MIDUVI-DS (2015), su resultado es menor del 2% establecido en la tabla de niveles sísmicos; por lo tanto, el edificio administrativo dispone de rigidez lateral óptima, garantizando control frente a amenazas sísmicas.

3.11.3.10. Análisis de derivas de piso

3.11.3.10.1. Derivas estáticas con sismo en dirección X

Ilustración 59
Derivas estáticas Eje (A) en X

DERIVAS ESTÁTICA CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en x (es	3,188	0,348	3,21	3700	0,63	0,000169192	0,10%	CUMPLE
Story2	Sismo en x (es	2,568	0,258	2,58	3700	1,13	0,000305088	0,18%	CUMPLE
Story1	Sismo en x (es	1,446	0,133	1,45	3900	1,45	0,000372334	0,22%	CUMPLE
Base	Sismo en x (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: *Resultados extraídos del Etabs.*

Ilustración 60

Derivas estáticas Eje (K) en X

DERIVAS ESTÁTICA CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en x (es	3,188	-0,358	3,21	3700	0,63	0,000169597	0,10%	CUMPLE
Story2	Sismo en x (es	2,568	-0,254	2,58	3700	1,13	0,000305172	0,18%	CUMPLE
Story1	Sismo en x (es	1,446	-0,125	1,45	3900	1,45	0,000372152	0,22%	CUMPLE
Base	Sismo en x (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs

Ilustración 61

Derivas estáticas Eje (J) en X

DERIVAS ESTÁTICA CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en x (es	2,758	-0,272	2,77	3700	0,51	0,000136841	0,08%	CUMPLE
Story2	Sismo en x (es	2,257	-0,191	2,27	3700	0,97	0,000262877	0,16%	CUMPLE
Story1	Sismo en x (es	1,289	-0,094	1,29	3900	1,29	0,00033139	0,20%	CUMPLE
Base	Sismo en x (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 62

Derivas estáticas eje (1) en X

DERIVAS ESTÁTICA CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en x (es	2,758	0,348	2,78	3700	0,51	0,000137343	0,08%	CUMPLE
Story2	Sismo en x (es	2,257	0,258	2,27	3700	0,98	0,000263745	0,16%	CUMPLE
Story1	Sismo en x (es	1,289	0,133	1,30	3900	1,30	0,000332268	0,20%	CUMPLE
Base	Sismo en x (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

3.11.3.10.2. Derivas inelásticas con sismo en dirección Y.

Ilustración 63

Derivas inelásticas en el Eje (A) en Y

DERIVAS INELASTICA CON SISMO EN DIRECCIÓN Y									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en y (es	0,019	4,337	4,34	3700	0,90	0,000244587	0,15%	CUMPLE
Story2	Sismo en y (es	0,022	3,432	3,43	3700	1,55	0,000419185	0,25%	CUMPLE
Story1	Sismo en y (es	0,018	1,881	1,88	3900	1,88	0,00048233	0,29%	CUMPLE
Base	Sismo en y (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 64

Derivas inelásticas en el Eje (K) en Y

DERIVAS INELASTICA CON SISMO EN DIRECCIÓN Y									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en y (es	-0,048	4,337	4,34	3700	0,91	0,000244629	0,15%	CUMPLE
Story2	Sismo en y (es	-0,031	3,432	3,43	3700	1,55	0,000419211	0,25%	CUMPLE
Story1	Sismo en y (es	-0,015	1,881	1,88	3900	1,88	0,000482323	0,29%	CUMPLE
Base	Sismo en y (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 65

Derivas inelásticas en el Eje (J) en Y

DERIVAS INELASTCA CON SISMO EN DIRECCIÓN Y									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en y (es	-0,048	4,448	4,45	3700	0,93	0,000251384	0,15%	CUMPLE
Story2	Sismo en y (es	-0,031	3,518	3,52	3700	1,58	0,000428129	0,26%	CUMPLE
Story1	Sismo en y (es	-0,015	1,934	1,93	3900	1,93	0,000495912	0,30%	CUMPLE
Base	Sismo en y (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 66

Derivas inelásticas en el Eje (1) en Y

DERIVAS INELASTICA CON SISMO EN DIRECCIÓN Y									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en y (es	0,019	4,434	4,43	3700	0,93	0,000250263	0,15%	CUMPLE
Story2	Sismo en y (es	0,022	3,508	3,51	3700	1,58	0,000427023	0,26%	CUMPLE
Story1	Sismo en y (es	0,018	1,928	1,93	3900	1,93	0,000494381	0,30%	CUMPLE
Base	Sismo en y (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

3.11.3.10.3. Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección X

Ilustración 67

Índice de Estabilidad en X (1)

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE/h	Cortante Vx	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en x (es	3,21	3700	0,63	0,000169192	58,31	320,9897	0,09%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en x (es	2,58	3700	1,13	0,000305088	199,65	946,7616	0,14%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en x (es	1,45	3900	1,45	0,000372334	347,51	1573,7734	0,17%	SI CUMPLE
Base	Sismo en x (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 68

Índice de Estabilidad en X (2)

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE/h	Cortante Vx	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en x (es	3,21	3700	0,63	0,000169597	58,31	320,9897	0,09%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en x (es	2,58	3700	1,13	0,000305172	199,65	946,7616	0,14%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en x (es	1,45	3900	1,45	0,000372152	347,51	1573,7734	0,17%	SI CUMPLE
Base	Sismo en x (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 69

Índice de Estabilidad en X (3)

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE/h	Cortante Vx	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en x (es	2,77	3700	0,51	0,000136841	58,31	320,9897	0,08%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en x (es	2,27	3700	0,97	0,000262877	199,65	946,7616	0,12%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en x (es	1,29	3900	1,29	0,00033139	347,51	1573,7734	0,15%	SI CUMPLE
Base	Sismo en x (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 70

Índice de Estabilidad en X (4)

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE/h	Cortante Vx	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en x (es	2,78	3700	0,51	0,000137343	58,31	320,9897	0,08%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en x (es	2,27	3700	0,98	0,000263745	199,65	946,7616	0,13%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en x (es	1,30	3900	1,30	0,000332268	347,51	1573,7734	0,15%	SI CUMPLE
Base	Sismo en x (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

3.11.3.10.4. Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección Y

Ilustración 71

Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección Y (1)

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN Y									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE/h	Cortante Vx	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en x (es	4,34	3700	0,90	0,000244587	58,31	320,9897	0,13%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en x (es	3,43	3700	1,55	0,000419185	199,65	946,7616	0,20%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en x (es	1,88	3900	1,88	0,00048233	347,51	1573,7734	0,22%	SI CUMPLE
Base	Sismo en x (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 72

Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección Y (2)

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN Y									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE/h	Cortante Vx	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en x (es	4,34	3700	0,91	0,000244629	58,31	320,9897	0,13%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en x (es	3,43	3700	1,55	0,000419211	199,65	946,7616	0,20%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en x (es	1,88	3900	1,88	0,000482323	347,51	1573,7734	0,22%	SI CUMPLE
Base	Sismo en x (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 73

Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección Y (3)

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN Y									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE/h	Cortante Vx	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en x (es	4,45	3700	0,93	0,000251384	58,31	320,9897	0,14%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en x (es	3,52	3700	1,58	0,000428129	199,65	946,7616	0,20%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en x (es	1,93	3900	1,93	0,000495912	347,51	1573,7734	0,22%	SI CUMPLE
Base	Sismo en x (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs

Ilustración 74

Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección Y (4)

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN Y									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE/h	Cortante Vx	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en x (es	4,43	3700	0,93	0,000250263	58,31	320,9897	0,14%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en x (es	3,51	3700	1,58	0,000427023	199,65	946,7616	0,20%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en x (es	1,93	3900	1,93	0,000494381	347,51	1573,7734	0,22%	SI CUMPLE
Base	Sismo en x (es	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

3.11.3.11. Derivas inelásticas con sismo en dirección X.

Ilustración 75

Derivas Dinámicas Eje (A) en X

DERIVAS INELÁSTICA CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en y (dir	3,026	0,24	3,04	3700	0,72	0,000194529	0,12%	CUMPLE
Story2	Sismo en y (dir	2,31	0,163	2,32	3700	1,14	0,00030795	0,18%	CUMPLE
Story1	Sismo en y (dir	1,174	0,074	1,18	3900	1,18	0,000301623	0,18%	CUMPLE
Base	Sismo en y (dir	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 76

Derivas Dinámicas Eje (K) en X

DERIVAS INELÁSTICA CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en y (dir	2,767	0,24	2,78	3700	0,62	0,000168436	0,10%	CUMPLE
Story2	Sismo en y (dir	2,148	0,163	2,15	3700	1,04	0,000281544	0,17%	CUMPLE
Story1	Sismo en y (dir	1,11	0,074	1,11	3900	1,11	0,000285247	0,17%	CUMPLE
Base	Sismo en y (dir	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 77

Derivas Dinámicas Eje (J) en X

DERIVAS INELÁSTICA CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en y (dir	3,026	0,254	3,04	3700	0,72	0,00019478	0,12%	CUMPLE
Story2	Sismo en y (dir	2,31	0,166	2,32	3700	1,14	0,000308041	0,18%	CUMPLE
Story1	Sismo en y (dir	1,174	0,072	1,18	3900	1,18	0,000301591	0,18%	CUMPLE
Base	Sismo en y (dir	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 78

Derivas Dinámicas Eje (1) en X

DERIVAS INELÁSTICA CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en y (dir	2,767	0,194	2,77	3700	0,62	0,000168119	0,10%	CUMPLE
Story2	Sismo en y (dir	2,148	0,127	2,15	3700	1,04	0,000281186	0,17%	CUMPLE
Story1	Sismo en y (dir	1,11	0,055	1,11	3900	1,11	0,000284965	0,17%	CUMPLE
Base	Sismo en y (dir	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

3.11.3.12. Derivadas dinámicas en sismo en dirección Y.

Ilustración 79

Derivas dinámicas en Y (1) en X

DERIVAS DINÁMICAS CON SISMO EN DIRECCIÓN Y									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en y (dir	0,31	4,021	4,03	3700	1,02	0,000275794	0,17%	CUMPLE
Story2	Sismo en y (dir	0,239	3,003	3,01	3700	1,52	0,000411732	0,25%	CUMPLE
Story1	Sismo en y (dir	0,123	1,484	1,49	3900	1,49	0,000381818	0,23%	CUMPLE
Base	Sismo en y (dir	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 80

Derivas dinámicas en Y (2) en X

DERIVAS DINÁMICAS CON SISMO EN DIRECCIÓN Y									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en y (dir	0,122	3,942	3,94	3700	1,00	0,000270339	0,16%	CUMPLE
Story2	Sismo en y (dir	0,098	2,942	2,94	3700	1,49	0,000402892	0,24%	CUMPLE
Story1	Sismo en y (dir	0,052	1,452	1,45	3900	1,45	0,000372546	0,22%	CUMPLE
Base	Sismo en y (dir	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs

Ilustración 81

Derivas dinámicas en Y (3)

DERIVAS DINÁMICAS CON SISMO EN DIRECCIÓN Y									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en y (dir	0,122	4,597	4,60	3700	1,14	0,000309251	0,19%	CUMPLE
Story2	Sismo en y (dir	0,098	3,453	3,45	3700	1,74	0,000469352	0,28%	CUMPLE
Story1	Sismo en y (dir	0,052	1,717	1,72	3900	1,72	0,000440458	0,26%	CUMPLE
Base	Sismo en y (dir	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 82

Derivas dinámicas en Y (4)

DERIVAS DINÁMICAS CON SISMO EN DIRECCIÓN Y									
Story	CASO DE CARGA	Ux	Uy	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica ΔE	Deriva Inelástica ΔI	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm	mm	mm/mm	mm/mm	MÁXIMO 2%
Story3	Sismo en y (di	0,31	4,597	4,61	3700	1,15	0,000309778	0,19%	CUMPLE
Story2	Sismo en y (di	0,239	3,453	3,46	3700	1,74	0,000470233	0,28%	CUMPLE
Story1	Sismo en y (di	0,123	1,717	1,72	3900	1,72	0,000441385	0,26%	CUMPLE
Base	Sismo en y (di	0	0	0	0	0	0	0,00%	CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

3.11.3.12.1. Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección en X.

Ilustración 83

Índice de estabilidad X (1)

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	esplazamient	riva Elástica Δ	Cortante Vx	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en y (dir	3,04	3700	0,72	0,00019453	84,662	320,9897	0,07%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en y (dir	2,32	3700	1,14	0,00030795	212,0193	946,7616	0,14%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en y (dir	1,18	3900	1,18	0,00030162	279,3212	1573,7734	0,17%	SI CUMPLE
Base	Sismo en y (dir	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 84

Índice de estabilidad X (2).

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica Δ	Cortante Vx	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en y (dir	2,78	3700	0,62	0,00016844	84,662	320,9897	0,06%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en y (dir	2,15	3700	1,04	0,00028154	212,0193	946,7616	0,13%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en y (dir	1,11	3900	1,11	0,00028525	279,3212	1573,7734	0,16%	SI CUMPLE
Base	Sismo en y (dir	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 85

Índice de Estabilidad X (3)

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica Δ	Cortante Vx	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en y (dir	3,04	3700	0,72	0,00019478	84,662	320,9897	0,07%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en y (dir	2,32	3700	1,14	0,00030804	212,0193	946,7616	0,14%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en y (dir	1,18	3900	1,18	0,00030159	279,3212	1573,7734	0,17%	SI CUMPLE
Base	Sismo en y (dir	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

Ilustración 86

Índice de Estabilidad X (4)

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN X									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica Δ	Cortante Vx	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en y (dir	2,77	3700	0,62	0,00016812	84,662	320,9897	0,06%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en y (dir	2,15	3700	1,04	0,00028119	212,0193	946,7616	0,13%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en y (dir	1,11	3900	1,11	0,00028496	279,3212	1573,7734	0,16%	SI CUMPLE
Base	Sismo en y (dir	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos del Etabs.

3.11.3.12.2. Índice de Estabilidad con Sismo en Dirección en Y

Ilustración 87

Índice de Estabilidad Y (1)

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN Y									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica Δ	Cortante Vy	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en y (dir	4,03	3700	1,02	0,00027579	86,1558	320,9897	0,10%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en y (dir	3,01	3700	1,52	0,00041173	211,1807	946,7616	0,18%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en y (dir	1,49	3900	1,49	0,00038182	275,9691	1573,7734	0,22%	SI CUMPLE
Base	Sismo en y (dir	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos de ETABS

Ilustración 88

Índice de Estabilidad Y (2)

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN Y									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	Desplazamiento	Deriva Elástica Δ	Cortante Vy	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en y (dir	3,94	3700	1,00	0,00027034	86,1558	320,9897	0,10%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en y (dir	2,94	3700	1,49	0,00040289	211,1807	946,7616	0,18%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en y (dir	1,45	3900	1,45	0,00037255	275,9691	1573,7734	0,21%	SI CUMPLE
Base	Sismo en y (dir	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos de ETABS

Ilustración 89

Índice de Estabilidad Y (4)

INDICE DE ESTABILIDAD CON SISMO EN DIRECCIÓN Y									
Story	CASO DE CARGA	U	Altura	esplazamient	riva Elástica Δ	Cortante Vy	Peso W	Estabilidad Qi	DERIVA SÍSMICA
		mm	mm	mm	mm/mm	Ton	Ton		MÁXIMO 30%
Story3	Sismo en y (dir	4,61	3700	1,15	0,00030978	86,1558	320,9897	0,12%	SI CUMPLE
Story2	Sismo en y (dir	3,46	3700	1,74	0,00047023	211,1807	946,7616	0,21%	SI CUMPLE
Story1	Sismo en y (dir	1,72	3900	1,72	0,00044138	275,9691	1573,7734	0,25%	SI CUMPLE
Base	Sismo en y (dir	0	0	0	0	0	0	0,00%	SI CUMPLE

Nota: Resultados extraídos de ETABS

3.12. RESULTADOS O.E.3. COMPARAR EL ANÁLISIS DE PRESUPUESTO DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO Y ACERO PRESENTADOS A TRAVÉS DEL ESTUDIO DE COSTOS POR M² DETERMINANDO LA FACTIBILIDAD ECONÓMICA EFICIENTE.

Los costos unitarios se basaron en cotizaciones del mercado local de la provincia de Santa Elena y estudios previos de análisis de precios unitarios (APU) (Trujillo, 2025) que establecieron que la mano de obra representa el 27% de la variabilidad presupuestaria en proyectos estructurales".

A continuación, se presentan los análisis presupuestarios en las tablas 58 y 59, donde se observa el desglose de costos de cada sistema estructural.

Tabla 63

Análisis presupuestario del sistema estructural de hormigón armado

Rubro	Descripcion	Unidades	Cantidad	Costo Unitario	Costo Total
	ESTRUCTURA DE PORTICOS DE HORMIGON ARMADO				
1	TRAZADO Y REPLANTEO	m3	4.201,84	$ 1,76	$ 7.395,24
2	EXCAVACIÓN CON MAQUINARIA	m3	4.039,00	$ 5,13	$ 20.720,07
3	RELLENO HIDRATADO Y COMPACTADO	m3	2.734,15	$ 17,33	$ 47.382,82
4	COLUMNA DE H.A. 240 kg/cm2	m3	55,1	$ 991,01	$ 54.604,65
5	LOSA 1 H.A. 240 kg/cm2	m3	55,30	$ 775,10	$ 42.860,45
6	LOSA 2 H.A. 240 kg/cm2	m3	38,80	$ 775,10	$ 30.076,46
7	LOSA 3 H.A. 240 kg/cm2	m3	14,07	$ 775,10	$ 10.903,07
8	LOSA CUBIERTA H.A. 240 kg/cm2	m3	13,63	$ 775,10	$ 10.564,61
9	BLOQUES ALIVIANADOS	m2	158,24	$ 11,24	$ 1.778,62
10	VIGUETAS-PILARETES	m3	43,5	$ 531,10	$ 23.102,85
11	VIGA DE H.A.	m3	68,137	$ 628,76	$ 42.841,61
TOTAL					$ 292.230,45

Tabla 64

Análisis presupuestario del sistema estructural de acero

Rubro	Descripcion	Unidades	Cantidad	Costo Unitario	CostoTotal
	ESTRUCTURA DE PORTICOS DE ACERO				
1	TRAZADO Y REPLANTEO	m2	4.201,84	$ 1,76	$ 7.395,24
2	EXCAVACIÓN	m3	4.039,00	$ 5,13	$ 20.720,07
3	RELLENO	m3	2.734,15	$ 17,33	$ 47.382,82
4	ACERO ESTRUCTURAL A-36	kg	37.408,46	$ 3,50	$ 130.929,61
5	CONEXIONES	kg	4575,06	$ 3,00	$ 13.725,18
6	SOLDADURA	kg	255,36	$ 9,50	$ 2.425,92
7	MONTAJE	kg	37.408,46	$ 1,10	$ 41.149,31
8	PINTURA ANTICORROSIVA	m2	746,46	$ 24,50	$ 18.288,27
9	PINTURA CONTRA INCENDIO	m2	746,46	$ 35,00	$ 26.126,10
10	NOVALOSA (DECK METÁLICO)	m2	969,93	$ 52,00	$ 50.436,36
TOTAL					$ 358.578,87

De la comparación directa de ambos sistemas estructurales presentada en la tabla 60, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 65.

Comparación de sistemas estructurales.

TIPO DE ESTRUCTURA	PRECIO TOTAL	AREA	COSTO POR M2
Estructura en hormigón armado	$292.230,45	1.329,40	$219,82
Estructura en acero estructural	$358.578,87	1.329,40	$269,73

De acuerdo con el análisis comparativo, para un edificio de 1.329,40 m2, el sistema de acero estructural presenta un costo total de $358.578,87, superando en un 22,7% al sistema de hormigón armado, valorado en 292.230,45. Estos valore concuerdan con investigaciones anteriores en condiciones semejantes.

Aunque el hormigón armado resulta más económico en costo directo, es necesario considerar otros factores de eficiencia. Bautista (2023), en su estudio comparativo realizado en la Universidad UPSE, concluyó que “el acero estructural presenta ventajas en términos de sostenibilidad ambiental, con una reciclabilidad del 90-95%; en cambio, la del hormigón es de 10-20%”.

Por otra parte, Castro (2026), en su investigación obtenida en la Universidad de Cuenca, determinó que “aunque el acero estructural presenta costos iniciales más elevados, ofrece ventajas significativas en tiempo de construcción y reducción de peso estructural, factores que pueden compensar la diferencia económica inicial”. Estos temas adquieren cada vez más importancia en el contexto actual de la construcción sostenible.

CAPÍTULO V.
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

En respuesta al objetivo general: El análisis comparativo del edificio administrativo de la UPSE demuestra que, aunque el sistema de estructura de acero (bajo AISC 358-22) proporciona una mayor flexibilidad y un excelente comportamiento ante solicitaciones sísmicas, el pórtico de hormigón armado representa una opción de menor costo inicial. No obstante, la elección del sistema de acero optimiza los plazos de montaje y reduce las cargas muertas globales de la edificación, validando su viabilidad técnica como una alternativa eficiente frente a la construcción tradicional.

Objetivo específico 1: se diseñó el sistema de pórticos de acero en el programa ETABS, integrando conexiones precalificadas y aplicando el código AISC 358-22; se llevaron a cabo los respectivos análisis de diseño de la estructura, lo que dio como resultado una conexión columna fuerte-viga débil que cumple satisfactoriamente con la resistencia estipulada en el código mencionado. Al verificar con los criterios de precalificación, se valida que el comportamiento de la estructura es dúctil, cumpliendo con desempeños factibles a futuro.

En respuesta del objetivo 2, se determinó el comportamiento sísmico de ambos sistemas estructurales mediante las derivas elásticas empleado del espectro de diseño determinando las fuerzas símicas máximas teóricas que actuarán sobre la estructura, verificando que el diseño de hormigón armado cumple con el dato de 0,67% y el diseño de estructura de acero con 0,63% dando como resultado niveles óptimo de respuesta frente a la excedencia de niveles de amenazas sísmicas del 2% cumpliendo con la Norma Ecuatoriana de desempeño sismorresistente.

El análisis del objetivo 3 muestra como resultado la comparación de la eficiencia de los materiales y costos de construcción, estimando que el sistema estructural de hormigón armado es más económico con un ahorro del 22,7% comparado con el acero, aunque el acero ofrece ventajas en cuanto a reducción de tiempos de ejecución, peso, eficiencia y ductilidad; por lo tanto, dependerá de optar por el sistema estructural más eficiente a diseñar.

5.2 RECOMENDACIONES

Se recomienda priorizar el uso de hormigón armado en futuros proyectos constructivos con restricciones financieras, al evidenciar un ahorro del 22,7% en comparación con otras alternativas. No obstante, para las estructuras críticas o de ejecución urgente se propone evaluar el acero estructural, puesto que sus ventajas son reducir el tiempo de obra y el impacto en la cimentación por su menor peso.

Para respaldar el comportamiento dúctil y prevenir fallas frágiles en las columnas antes de algún evento sísmico, se sugiere a ingenieros y revisores verificar el cumplimiento de normas que validen la resistencia de "columna fuerte-viga débil" en conexiones precalificadas bajo códigos del AISC 360-10, 341-16, 358-22.

Debido a que las derivas elásticas de ambos sistemas estructurales obtienen un valor de 0,67% en hormigón y 0,63% en acero, presentan valores por debajo del 2% de forma significativa; se plantea optimizar las secciones de los elementos estructurales. Tomando en cuenta la menor deriva del acero, que facilita el uso de perfiles más esbeltos, lo que posibilitaría minimizar la diferencia en el costo inicial.

Finalmente, se aconseja para nuevas edificaciones realizar un análisis económico integral que contemple el ciclo de vida completo de las estructuras, considerando no solo la inversión inicial, sino también los costos de mantenimiento y protección contra la corrosión. Debido a que Santa Elena se ubica en zona costera, expuesta a ambientes salinos, particularmente en las estructuras de acero, donde los sistemas de protección y mantenimiento periódico influyen significativamente en la economía total a lo largo de su vida útil del proyecto.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Rojas Botello, B. O., & Caicedo Ramírez, J. L. (2025). *ANÁLISIS DE NODOS EN FLEXIÓN PARA UNA VIGA REFORZADA.* TESIS , Universidad Libre, Ingeniería, Arquitectura, Urbanismo y Afines, Bogotá. Obtenido de https://hdl.handle.net/10901/32169

Abril Camino, A. R., Cadena Naranjo , C. E., Abril Camino , D. E., & Perez Maldonado , R. L. (15 de 04 de 2023). Comparativo técnico económico entre pórticos especiales a momento de hormigón armado y acero estructural empleando las normativas ACI 318 19, AISC 341 16, AISC 360 22 Y NEC SE DS 2015. (C. L. Multidisciplinar, Ed.) *Ciencia Latina Revista Científica Multidisciplinar*, págs. 1-29. doi:https://doi.org/10.37811/cl_rcm.v7i2.5893

AISC, A. I. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.* Chicago, Illinois, Estados Unidos.: ANSI/AISC 341-16. Obtenido de https://es.scribd.com/document/414888268/Compacidad-AISC-341-16

Association, W. (2020). STEEL'S CONTRIBUTION TO A LOW CARBON FUTURE AND CLIMATE RESILIENT SOCIETIES worldsteel position paper. (W. Association, Ed.) *Worldsteel Association*, 6. Obtenido de https://www.acero.org.ar/wp-content/uploads/2020/02/Position_paper_climate_2020_vfinal.pdf

Bautista Benalcazar, B. A., & Inca Encarnación, D. S. (2023). *ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO Y ACERO PARA EDIFICACIÓN DE 4 PISOS PARA CENTROS EDUCATIVOS EN LA PROVINCIA DE SANTA ELENA.* UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA , FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA . LA LIBERTAD: UPSE . Obtenido de https://repositorio.upse.edu.ec/server/api/core/bitstreams/efd1129a-3b44-4deb-b1b7-3c9601b220a4/content

Bernal Andrade, J. G., & Silva Bernal, M. A. (2021). *Análisis de los factores que influyen en la variabilidad de precios unitarios en un presupuesto aplicado a la construcción de unidades educativas del Milenio.* Universidad de Cuenca, Facultad de Ingeniería Carrera de Ingeniería Civil. Cuenca: Universidad de Cuenca. Obtenido de https://dspace.ucuenca.edu.ec/items/012ccc9b-557c-49d9-8316-85a1850052e3

Bohan, G., Jiang, X., Zhang, J., & Zhang, Y. (7 de 11 de 2023). Analysis on the key construction technology of steel structure in prefabricated high-rise building-A case

study of Pingshan new energy vehicle industrial park in Shenzhen. *Applied and Computational Engineering, 25*, 142-149. doi:10.54254/2755-2721/25/20230751

Broadbent, C. (2016). *Steel's recyclability: demonstrating the benefits of recycling steel to achieve a circular economy.* doi:10.1007/s11367-016-1081-1

Cardoso Machado, L. A., & Quishpe Sacancela, E. (2013). *Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC para pórticos resistentes a momento.* ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DE CHIMBORAZO, Facultad de Ingeniería . Riobamba: ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DE CHIMBORAZO. Obtenido de https://dspace.espoch.edu.ec/items/1ae66c56-9805-4682-969a-41193cbc1942

Castro Riquetti, J. D. (12 de 8 de 2026). "ESTUDIO DEL EFECTO P-Δ MEDIANTE UN ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y SU INCIDENCIA EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL. (U. E. Manabí, Ed.) *Universidad Estatal del Sur de Manabí*, 1-155. Obtenido de https://repositorio.unesum.edu.ec/bitstream/53000/515/1/UNESUM-ECU-CIVIL-73.pdf

Ccahuana Nieto, W. J., & Coronel Aguilar, J. A. (2020). *Análisis sísmico comparativo entre un edificio de placas de concreto armado y una edificación de pórticos de acero a través del Diseño Directo Basado en Desplazamientos.* UNIVERSIDAD PERUANA DE CINCIAS APLICADAS , FACULTAD DE INGENIERÍA . Lima: Repositorio Académico UPC. doi:http://doi.org/10.19083/tesis/653692

Cepeda, B. T., & Martinez, A. (2017). *"ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE HORMIGÓN ARMADO, ACERO Y MIXTO (HORMIGÓN ARMADO Y ACERO) PARA EDIFICACIONES DE 3 Y 5 PISOS CON LUCES DE 4 Y 6 METROS".* FACULTAD DE INGENIERÍA , INGENIERÍA CIVIL . Riobamba: Universidad Nacional de Chimborazo,2017. Obtenido de http://dspace.unach.edu.ec/handle/51000/4039

Céspedes Barrera, N. A. (2021). *Análisis Industrial de Precios Unitarios (APU) de la Empresa Maquinados y Montajes S.A.S.* TESIS, Universidad Pontificia Bolivariana Seccional Bucaramanga, Ingeniería Mecánica, Metalmecánico, Análisis, detalle, Operabilidad, APU, Colombia. Obtenido de https://repository.upb.edu.co/items/89d5defe-e7eb-46f3-8d89-50f4c7ed5231

Chopra, A. K. (2007). *Dynamics of Structures.* (K. Scherwatzky, Ed.) NeW Jersy.

Chunga. (2015). *ESTUDIO DE FACTIBILIDAD PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PRESA EN EL SECTOR DEL SUSPIRO, CANTÓN COLONCHE DE LA PROVINCIA DE SANTA ELENA.* GUAYAQUIL. doi:10.13140/RG.2.2.17655.93604

Cifuentes Guzmán, S., Erazo Bastidas, G. N., Montenegro Jacome, S., Pantoja Pantoja, Á. E., Daniel TovarLuna, C., & Torres Ortiz, D. M. (2024). *Evaluación de estructuras bajo excitación dinámica: una propuesta didáctica para laboratorio de ingeniería civil.* Cauca : EI EI ACOFI. doi:https://doi.org/10.26507/paper.3889

Clara, R. S. (2024). *Principios para la catalogación de elementos constructivos emergentes: Un enfoque en eficiencia y sostenibilidad.* Madrid.

Clavijo Franco, M. T., & Suárez Reyes, J. J. (2024). *ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL ENTRE SISTEMAS DE MUROS PORTANTES DE HORMIGÓN ARMADO Y PÓRTICO DE ACERO CON DIAGONALES RIGIDIZADORAS PARA EDIFICIO DE 4 PISOS.* La Libertad.

CONAFIPS. (21 de 3 de 2026). *Corporación Nacional de Finanzas Populares y Solidarias* . Obtenido de CONAFIPS : https://www.finanzaspopulares.gob.ec/principios-basicos-de-la-sismorresistencia-protegiendo-vidas-y-construcciones/

Construction, A. A. (2010). *ANSI/AISC 360-10: Specification for Structural Steel Buildings.* Chicago, Illinois, Estados Unidos: American Institute of Steel Construction (AISC).

Construction, A. I. (2016). *ANSI/AISC 358-22: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.* Chicago, IllinoiS, tados Unidos: American Institute of Steel Construction (AISC).

Construction, A. I. (2022). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications (ANSI/AISC 358-22).* Chicago, Illínois, Estados Unidos: American Institute of Steel Construction. Obtenido de https://biblioteca.ucuenca.edu.ec/digital/files/original/a40379d86dbe9ff802b24b6beaa44dd6c186b6e3.pdf

Diseño, c. y. (13 de 6 de 2026). *Estructuras, construcciones metálicas y diseño estructural en Bogotá, Colombia*. Obtenido de Estructuras, construcciones metálicas y diseño estructural en Bogotá, Colombia: https://www.estructurasmetalicascolombia.com/

Falconí, A., & Roberto. (6 de 11 de 2008). Análisis del factor de reducción de las fuerzas sísmicas. *Revista Sul-americana de Engenharia Estrutural*.

Farhad Behnamfar, & Hamed Fazili Nezhad. (2022). Numerical Methods in Civil Engineering Comparison of seismic fragility of special moment frames in recent editions of ASCE 7 and ACI 318 regulations. *Numerical Methods in Civil Engineering*, 1-17.

Geofísico, I. (12 de 4 de 2026). *IGEPN* . Obtenido de Instituto Geofísico Escuela Politécnica Nacional: https://www.igepn.edu.ec/catalogos-sismicos/formulario-catalogos-sismicos

Geofísico, I. (2026). *Mapa del Ecuador* . Quito : Escuela Politécnica Nacional .

Gonzalez Chiquito, C. J. (2019). *"COMPARACIÓN ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA DE 3 PISOS EN HORMIGÓN ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL EN FUNCIÓN DE SU DERVA* . Jipijapa.

Guamán Cevallos, B. J., & Jaramillo Castillo, L. E. (2026). *Evaluación del desempeño sísmico de conexiones de acero precalificadas (RBS, Conexión END PLATE 4E y WUF-W) en un edificio de mediana altura de uso residencial en la ciudad de Loja.* 2026.

Guerrero Romero, S. A., & Angarita Cárdenas , C. (2019). *Propuesta de Ensayo de bajo costo para vigas simplemente apoyadas de concreto reforado con el fin de determinar su resistencia a flexión y mecanismo de falla.* Universidad de Antioquia, FACULTAD DEE INGENIERÍA . Bogotá: Universidad de Antioquia. Obtenido de https://hdl.handle.net/10495/12000

HA, M. (2015). *ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO.* Quito. Obtenido de https://www.mit.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2026/03/5.-NEC-SE-HM-Estructuras-de-Hormigon-Armado.pdf

Haiyan Xu, Huaguo Gao, Yanguo Yue, Zhiheng Zhu, & Lu Yang. (10 de 5 de 2026). Seismic performance of beam-column joints reinforced with magnesium oxysulfate cement concrete. *Structures, 15*, 1613. doi:https://doi.org/10.3390/buildings15101613

Harish Soundalgekar, K. S. (5 de 5 de 2023). Comparative Study of Reinforced Cement Concrete and Steel Structures. *International Advanced Research Journal in Science, Engineering and Technology (IARJSET)*, págs. 476-478. doi:10.17148/IARJSET.2023.10564

Hasan Mostafaei, Morteza Ashoori Barmchi, & Hadi Bahmani. (2025). Seismic Resilience and Sustainability: A Comparative Analysis of Steel and Reinforced Structures. (Buildings, Ed.) *Buildings, 10*(15), 1613. Obtenido de https://www.mdpi.com/2075-5309/15/10/1613](https://www.mdpi.com/2075-5309/15/10/1613

Hoon Oh, S., Hoon Shin, S., & Bagheri, B. (25 de 03 de 2019). Stability evaluation of the acceleration and energy response spectra. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Obtenido de https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0267726118307218

INSTITUTE, A. C. (2019). *Requisito de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19).* (A. C. INSTITUTE, Ed.) Farmington Hills Michigan, MICHIGAN, ESTADOS

UNIDOS: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Obtenido de https://biblioteca.ucuenca.edu.ec/digital/files/original/a40379d86dbe9ff802b24b6beaa44dd6c186b6e3.pdf

Jorge, S. D. (2011). Artículos Agenda Libros Números Anteriores Enlaces Innovación Contacto ¿SOSTENIBILIDAD Y EFICIENCIA ENERGÉTICA EN LA ARQUITECTURA-CONSTRUCCIÓN? *Artículo de revista (Journal Article)*, 58. Obtenido de https://www.revistaambienta.es/content/dam/revistaambienta/files-1/Revista-Ambienta/AMBIENTA/96/Ambienta_2011_96_a5.pdf

Josefine A. Olsson. (2024). *A review of current practice for life cycle assessment of cement and concrete.* California: ELSEVIER. Obtenido de https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0921344924002131?fr=RR-2&ref=pdf_download&rr=a0ad56b15bd7da4d

Lavanda, P. J., & Calle Siguencia, J. I. (2025). *Diseño de un Dossier de calidad que permta garantizaar las actividades implicadas en la fabricación y montaje de estructuras metálicas.* Universidad Politécnica Salesiana, INGENIERÍA MECÁNICA. Cuenca: Ambienta: La revista del Ministerio de Medio Ambiente (o simplemente Revista Ambienta. Obtenido de http://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/30041

Mario Alberto, G. N. (2018). *Estudio sobre la efectividad del factor de sobre- resistencia del criterio columna fuerte-viga débil en el diseño sísmico de pórticos de hormigón mediante el análisis dinámico no lineal.* TESIS DE GRADO , Escola de Camins, Barcelona. Obtenido de https://upcommons.upc.edu/server/api/core/bitstreams/51e67ffe-ae51-4756-9610-50417c4cec80/content

McCormac, Jack; Stephen, Csernak. (2012). *Diseños de estructuras de Acero* (QUINTA ed.). (A. G. Editor, Trad.) México, Upper Saddle River, Nueva Jersey, Estados Unidos: Alfaomega. Obtenido de https://biblioteca.ucuenca.edu.ec/digital/s/biblioteca-digital/ark:/25654/205#?c=0&m=0&s=0&cv=0

MIDUVI. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Peligro Sísmico y Diseño Sismo Resistente.* (M. d. Vivienda, Ed.) Quito, PICHINCHA, ECUADOR: MIDUVI. Obtenido de https://www.mit.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2026/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-Diseno-sismorresistente.pdf

MIDUVIa. (2015). Estructuras de Hormigón Armado. En M. D. VIVIENDA, *ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO* (págs. 1-113). Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

MIDUVIb. (2015). *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE ACERO.* (M. D. TRANSPORTE, Ed.) Quito, PICHINCHA, ECUADOR: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). Obtenido de https://www.mit.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2026/03/6.-NEC-SE-AC-Estructuras-de-Acero.pdf

MIDUVIc. (2015). *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMORRESISTENTE.* (M. d. Vivienda, Ed.) Quito, PICHINCHA, ECUADOR : Ministerio de Desarrolo Urbano y Vivienda. Obtenido de https://www.mit.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/04/MTOP_NEC-SE-DS.pdf

MIDUVId. (2015). *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana.* QUITO: MIDUVI. Obtenido de https://desintecsa.com/Normativas/Ingenierias/NEC15/GUIA-3-ACERO.pdf

Moreno Alcivar, L. C., Muñoz Rosado, M., & Ramirez Palma, R. I. (14 de 06 de 2019). CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE SUELOS DEL PERFIL COSTERO ENTRE ANCÓN Y ANCONCITO. (C. UNEMI, Ed.) *Revista Ciencia UNEMI, Vol. 12 Núm. 31 (2019): Septiembre-Diciembre*(31), pág. 14. doi:https://doi.org/10.29076/issn.2528-7737vol12iss31.2019pp40-53p

Ning, N., Wenjun Qu, & Zhongguo John, M. (1 de 2016). Design recommendations for achieving “strong column-weak beam” in RC frames. *Engineering Structures, 126*, 343-352. doi:https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.07.053

Olsson, J., Miller, S., & Kneifel, J. (24 de 07 de 2024). A review of current practice for life cycle assessment of cement and concrete. (C. a. Resources, Ed.) *Resources, Conservation & Recycling, 206*, 18. doi:https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2024.107619

Ruiz Arroyave, A. A. (2019). *PROPUESTA DE ENSAYO DE BAJO COSTO PARA VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS DE CONCRETO REFORZADO CON EL FIN DE DETERMINAR SU RESISTENCIA A FLEXION Y MECANISMOS DE FALLA.* Medellín: Universidad de Antioquía . Obtenido de https://bibliotecadigital.udea.edu.co/entities/publication/1a5990ed-f552-4650-b1f4-2b625f56fe0e

Sandra, B. O. (2020). *ESTIMACIÓN DE LAS DEMANDAS SÍSMICAS.* UNIVERSIDAD AUTONOMA METROPOLITANA, Ciencias Básicas e Ingeniería. Ciudad de México: UNIVERSIDAD AUTONOMA METROPOLITANA. doi:10.24275/uama.6743.9447

Sangurima, W. E. (2026). ELABORACIÓN DEL ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIO. *Boletín Técnico del Software Obras, 1*(3). Obtenido de https://innovacion.com.ec/ojs/index.php/innovacion/article/view/13/18

Satán Maji, J. J. (2023). *ANÁLISIS CORRELACIONAL DE TRES CONEXIONES PRECALIFICADAS.* Universidad Nocional de Chimborazo, FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL . Riobamba: Universidad Nocional de Chimborazo. Obtenido de http://dspace.unach.edu.ec/handle/51000/11034

Sergio Alfonso, G. B. (2019). *Evaluación del comportamiento bajo cargas cíclicas de conexiones viga-columna de concreto reforzado con reforzamiento anclado con adhesivos.* Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. Bogotá: ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO. Obtenido de https://catalogo.escuelaing.edu.co/cgi-bin/koha/opac-detail.pl?biblionumber=21792

Shantinath, R., Naveen , K., & Akshayakumar. (06 de 06 de 2020). Comparative Analysis of Design and Schedule of Reinforced Concrete and Prefabricated Steel Structure. *International Research Journal of Engineering and Technology*, 1-5. Obtenido de https://www.irjet.net/archives/V7/i6/IRJET-V7I61273.pdf

Tian, X., Shao , Y., & Zhi Fang. (2025). *Flexural Behavior and Design of Prestressed Ultra-High Performance Concrete (UHPC) Beams: Failure Mode and Ductility.* Journal of Structural Engineering. Journal of Structural Engineering. doi:https://orcid.org/0000-0002-4535-7578

Trujillo. (2025). *ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS CIVILES Y ELÉCTRICOS.* CUENCA-ECUADOR, CUENCA, ECUADOR. Obtenido de https://www.cuenca.gob.ec/sites/default/files/compras/13.-ANALISIS_DE_PRECIOS_UNITARIOS_CIVILES_Y_ELECTRICOS.pdf

Villaverde, R. (2002). *Fundamentals of Earthquake.* Obtenido de https://www.academia.edu/36052396/_Fundamentals_of_Earthquake_Engg_Roberto_Villaverde

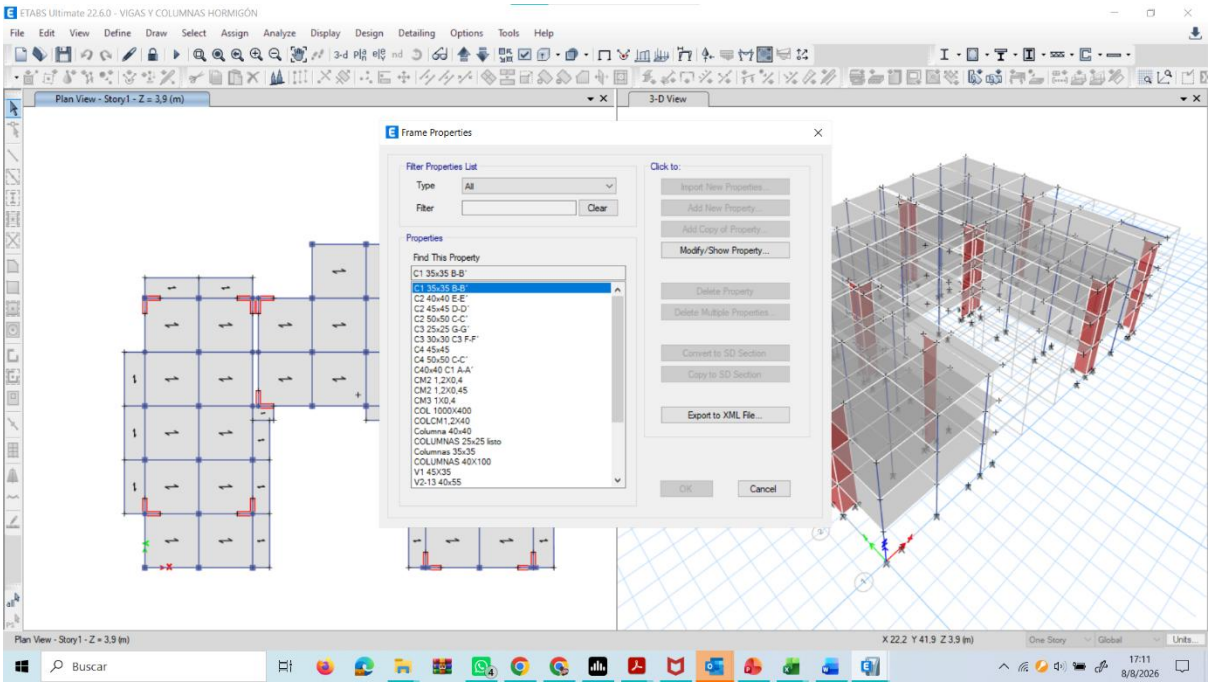
Villavicencio Cedeño, E. G., & González Chiquito , C. J. (2019). *COMPARACIÓN ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA DE 3 PISOS EN.* Unversidad Estatal del Sur de Manabí , Facultad de Ingeniería Civil . Jipijapa, Manabi, Ecuador: JIPIJAPA-UNESUM. Obtenido de https://repositorio.unesum.edu.ec/handle/53000/1739

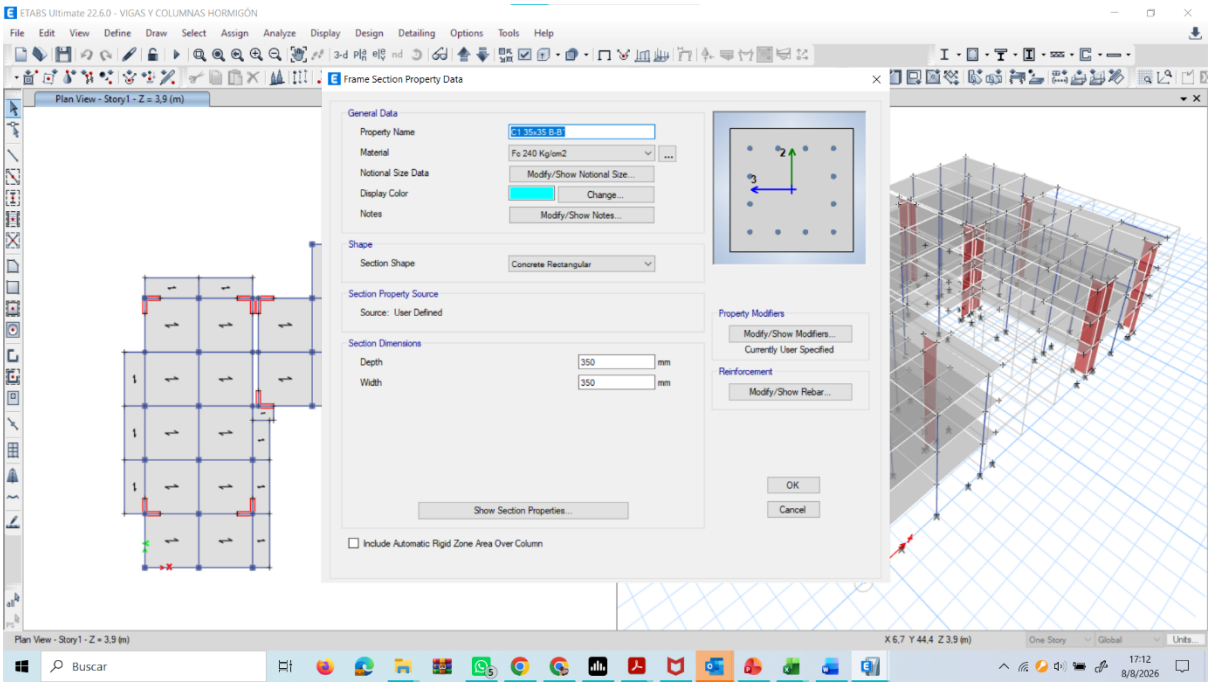
Yánez. (2025). *Análisis de los costos indirectos para las obras de construcción.* GUAYAQUIL: UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL. Obtenido de http://repositorio.ucsg.edu.ec/handle/3317/25370

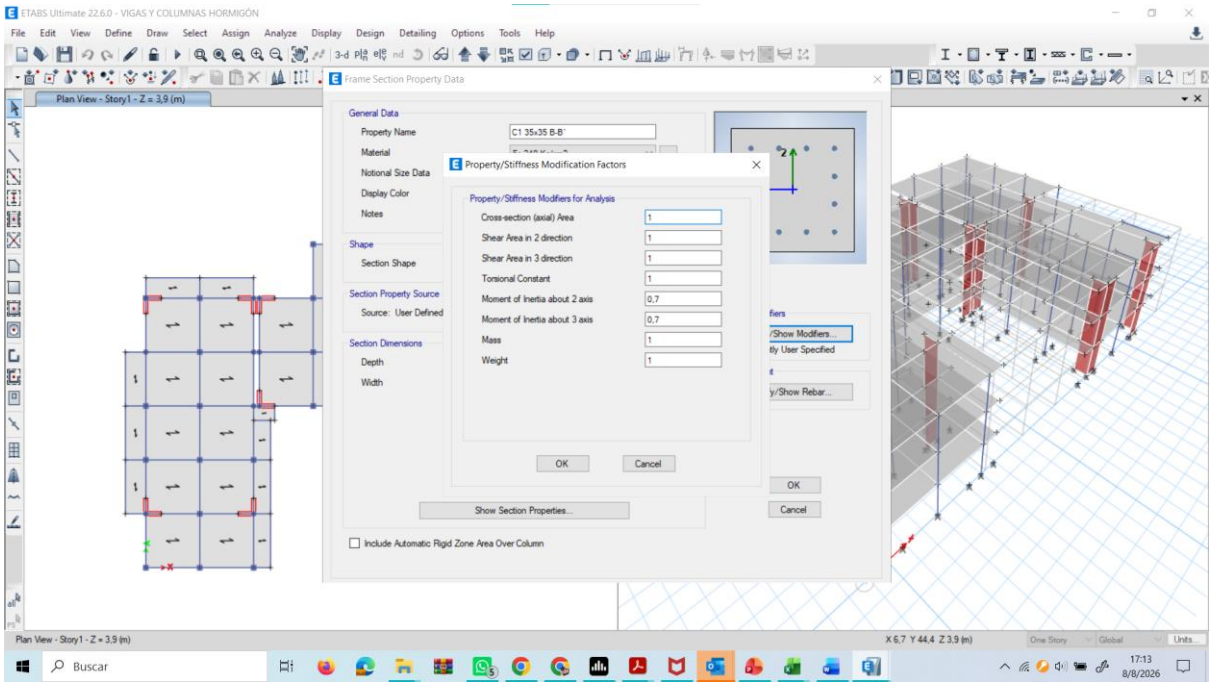
Zabalza Bribián, I., Valero Capilla, A., & Aranda Usón, A. (Mayo de 2011). Life cycle assessment of building materials: Comparative analysis of energy and environmental impacts and evaluation of the eco-efficiency improvement potential. (B. a. Environment, Ed.) *Building and Environment, 46*, 1133-1140. doi:https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2010.12.002

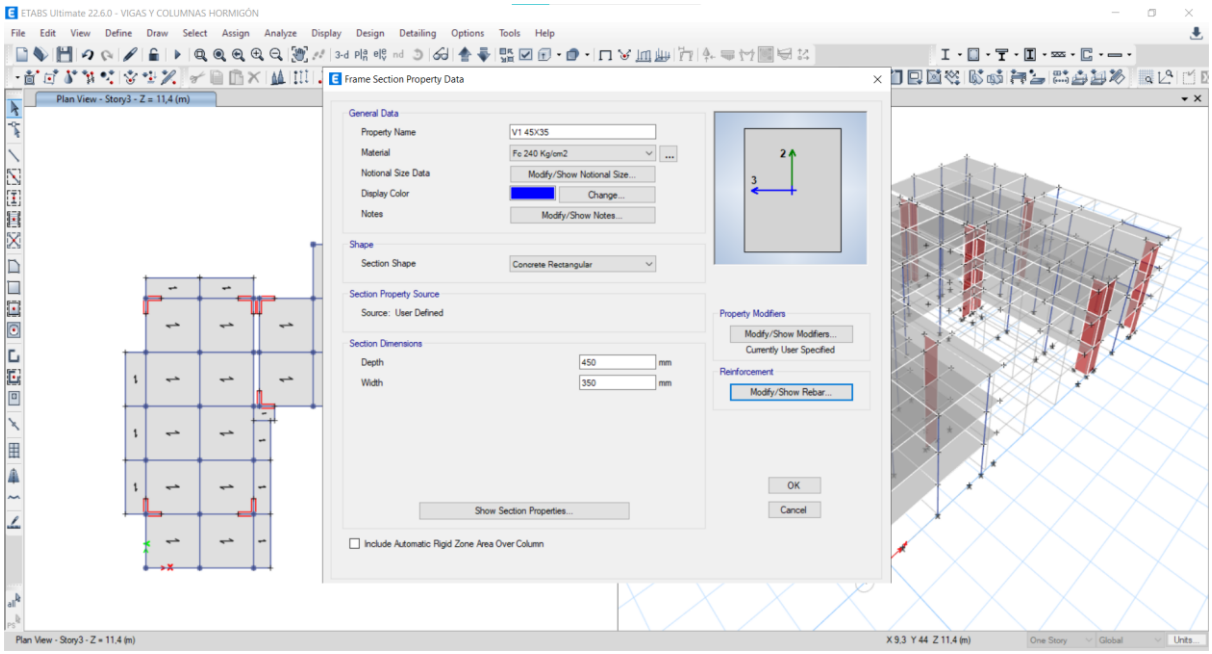
ZIGURAT. (12 de 06 de 2025). *Zona del panel en pórticos resistentes a momentos de acero*. Obtenido de Institute of Tecnology: https://www.e-zigurat.com/es/blog/revision-y-aplicacion-zona-panel-porticos-resistentes-momento-acero/

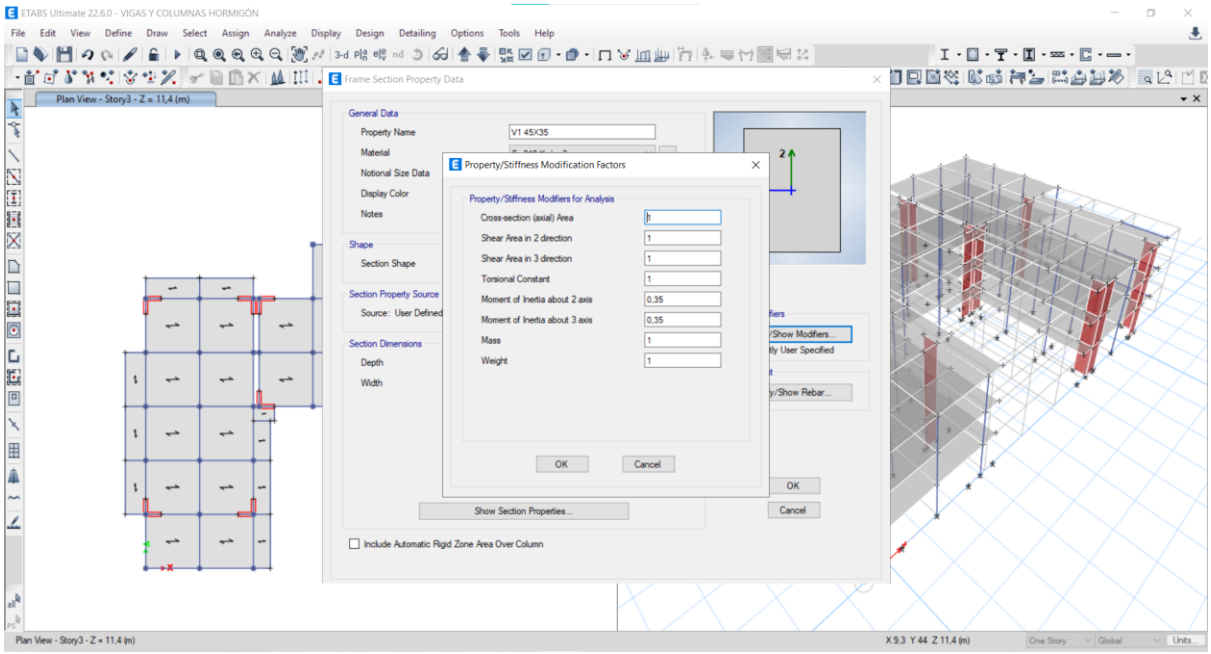
ANEXOS

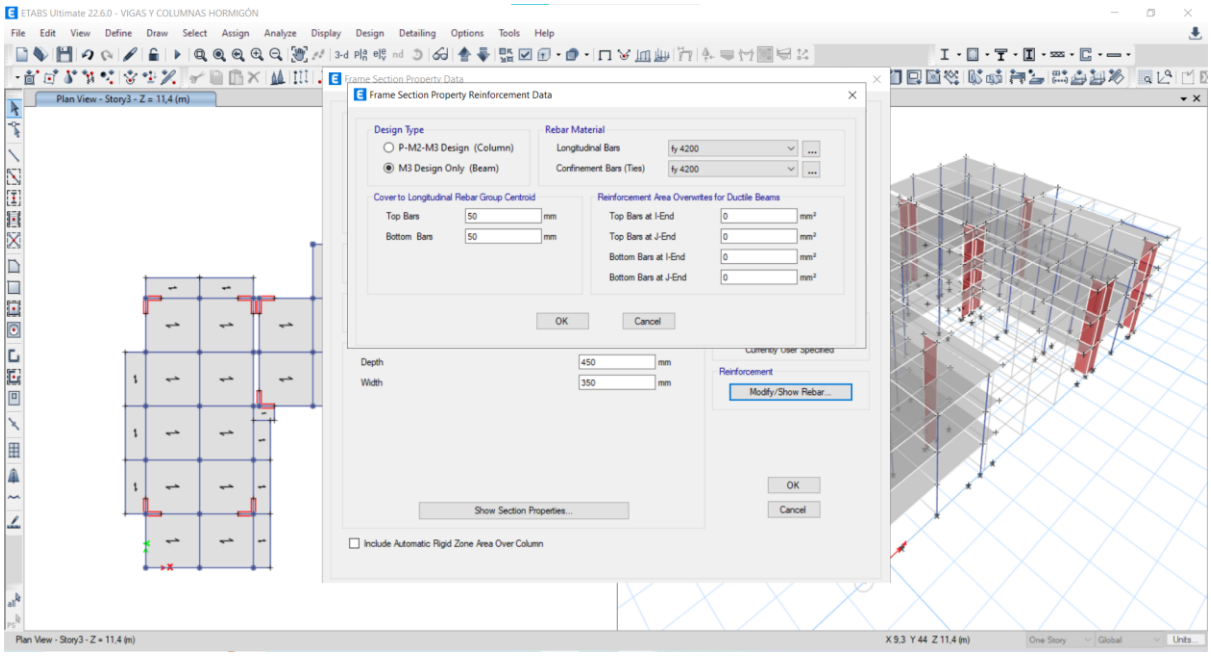

ETABS Ultimate 22.6.0 - VIGAS Y COLUMNAS HORMIGÓN
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story1 - Z = 3,9 (m)
3-D View
Frame Properties
Filter Properties List
Type
All
Filter
Clear
Properties
Find This Property
C1 35x35 B-B
Click to:
Import New Properties...
Add New Property...
Add Copy of Property...
Modify/Show Property...
Delete Property
Delete Multiple Properties...
Convert to SD Section
Copy to SD Section
Export to XML File...
OK
Cancel
Buscar
17:11
8/8/2026

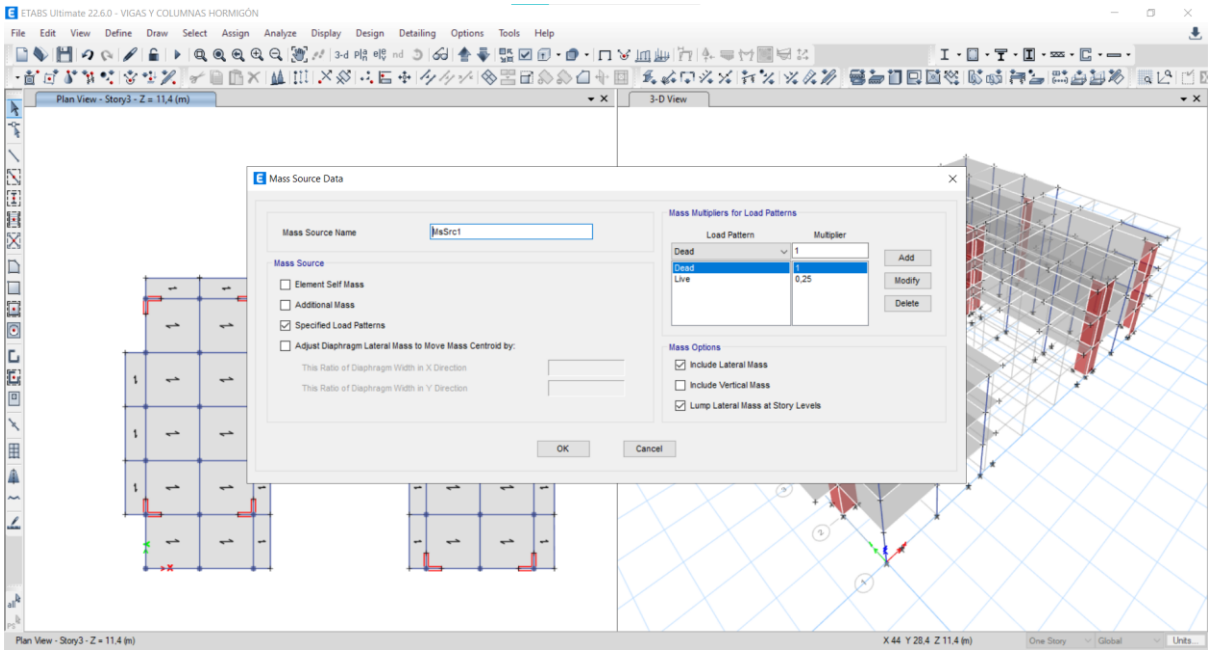

ETABS Ultimate 22.6.0 - VIGAS Y COLUMNAS HORMIGÓN
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story1 - Z = 3,9 (m)
Frame Section Property Data
General Data
Property Name
C1 35x35 B-B
Material
Fc 240 Kg/cm2
Notional Size Data
Modify/Show Notional Size...
Display Color
Change...
Notes
Modify/Show Notes...
Shape
Section Shape
Concrete Rectangular
Section Property Source
Source: User Defined
Section Dimensions
Depth
350
mm
Width
350
mm
Show Section Properties...
Include Automatic Rigid Zone Area Over Column
Property Modifiers
Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified
Reinforcement
Modify/Show Rebar...
OK
Cancel
Buscar
17:12
8/8/2026

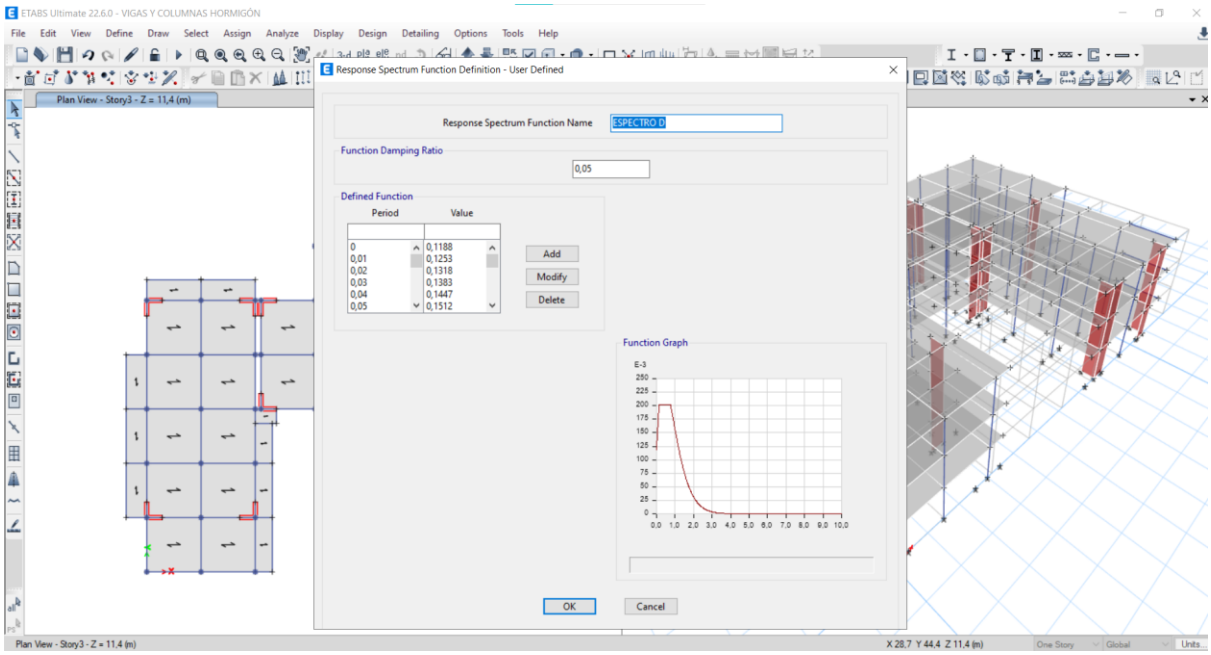

ETABS Ultimate 22.6.0 - VIGAS Y COLUMNAS HORMIGÓN
Plan View - Story1 - Z = 3,9 (m)
Frame Section Property Data
General Data
Property Name
C1 35x35 B-B'
Material
Notional Size Data
Display Color
Notes
Shape
Section Shape
Section Property Source
Source: User Defined
Section Dimensions
Depth
Width
Property/Stiffness Modification Factors
Property/Stiffness Modifiers for Analysis
Cross-section (axial) Area 1
Shear Area in 2 direction 1
Shear Area in 3 direction 1
Torsional Constant 1
Moment of Inertia about 2 axis 0,7
Moment of Inertia about 3 axis 0,7
Mass 1
Weight 1
OK
Cancel
Show Section Properties...
Include Automatic Rigid Zone Area Over Column
Buscar

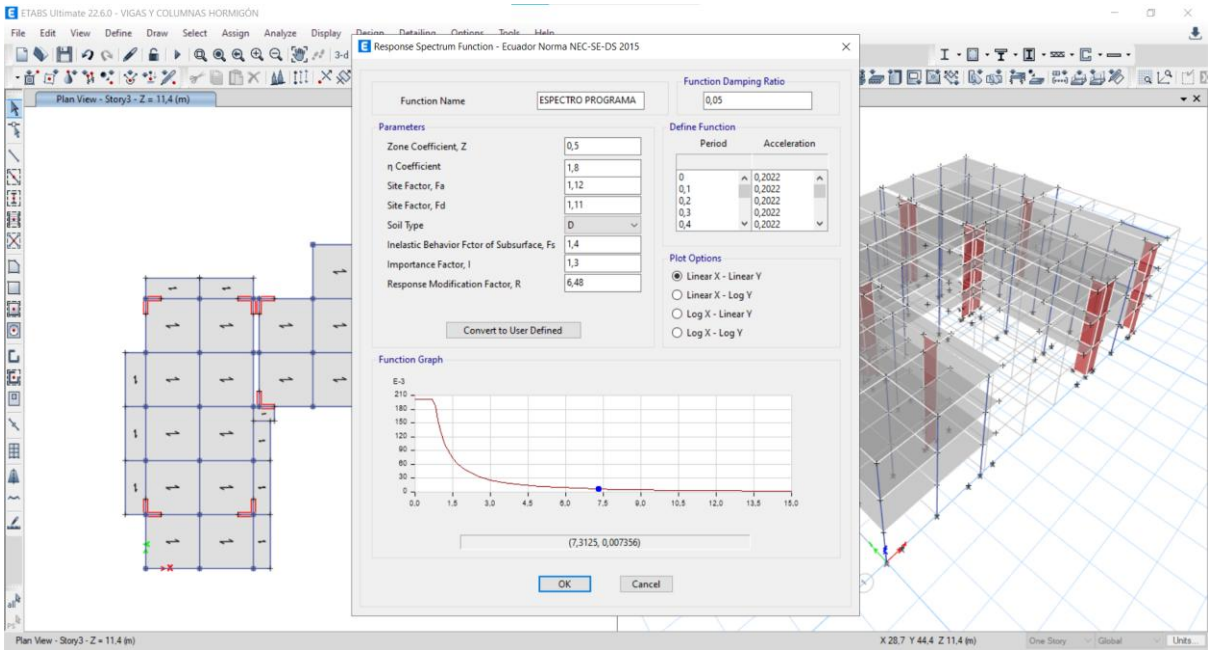

ETABS Ultimate 22.6.0 - VIGAS Y COLUMNAS HORMIGÓN
Plan View - Story3 - Z = 11,4 (m)
Frame Section Property Data
General Data
Property Name
V1 45X35
Material
Fc 240 Kg/cm2
Notional Size Data
Modify/Show Notional Size...
Display Color
Change...
Notes
Modify/Show Notes...
Shape
Section Shape
Concrete Rectangular
Section Property Source
Source: User Defined
Section Dimensions
Depth 450 mm
Width 350 mm
Property Modifiers
Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified
Reinforcement
Modify/Show Rebar...
OK
Cancel
Show Section Properties...
Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

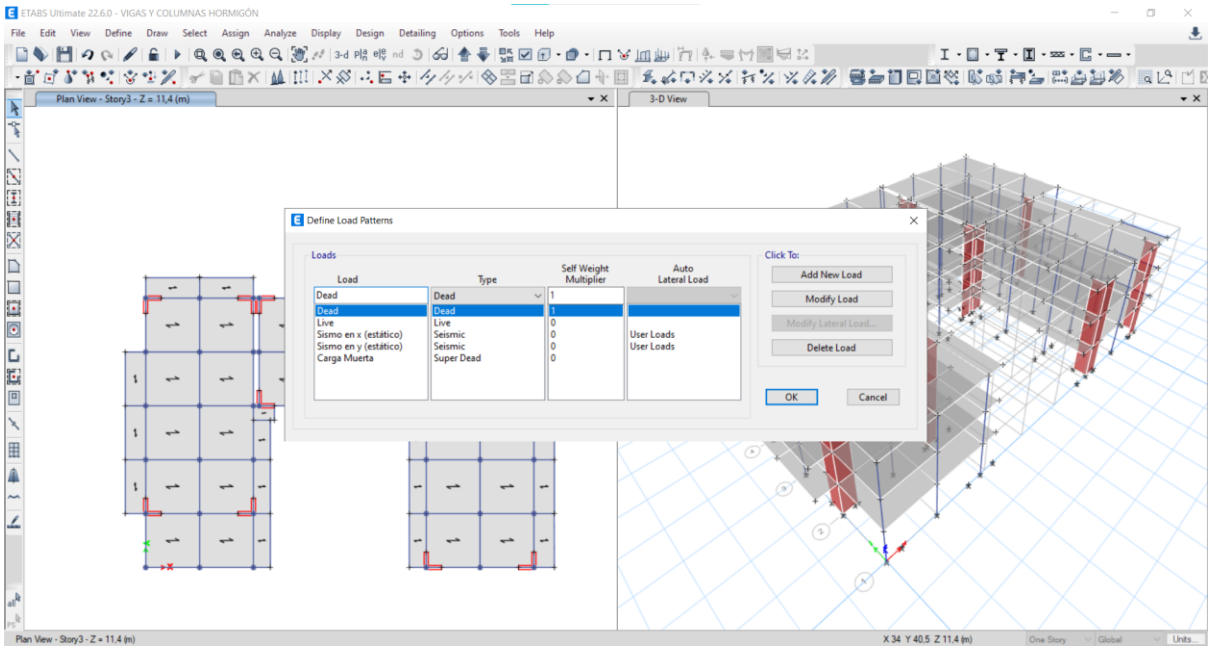

ETABS Ultimate 22.6.0 - VIGAS Y COLUMNAS HORMIGÓN
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story3 - Z = 11,4 (m)
Frame Section Property Data
General Data
Property Name
V1 45X35
Material
Notional Size Data
Display Color
Notes
Shape
Section Shape
Section Property Source
Source: User Defined
Section Dimensions
Depth
Width
Property/Stiffness Modification Factors
Property/Stiffness Modifiers for Analysis
Cross-section (axial) Area
Shear Area in 2 direction
Shear Area in 3 direction
Torsional Constant
Moment of Inertia about 2 axis
Moment of Inertia about 3 axis
Mass
Weight
0.35
0.35
OK
Cancel
Show Section Properties...
Include Automatic Rigid Zone Area Over Column
Plan View - Story3 - Z = 11,4 (m)
X 9,3 Y 44 Z 11,4 (m)

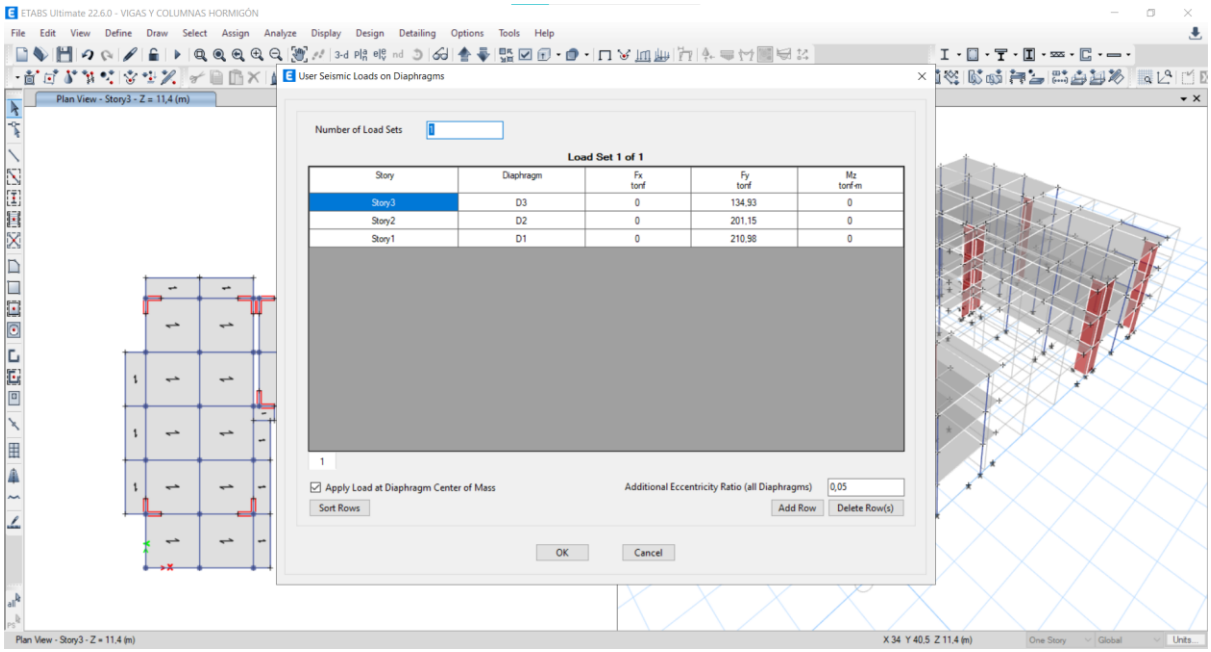

ETABS Ultimate 22.6.0 - VIGAS Y COLUMNAS HORMIGÓN
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story3 - Z = 11,4 (m)
Frame Section Property Reinforcement Data
Design Type
P-M2-M3 Design (Column)
M3 Design Only (Beam)
Rebar Material
Longitudinal Bars
Confinement Bars (Ties)
fy 4200
Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid
Top Bars
Bottom Bars
50
mm
Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams
Top Bars at I-End
Top Bars at J-End
Bottom Bars at I-End
Bottom Bars at J-End
mm²
OK
Cancel
Depth
450
Width
350
Reinforcement
Modify/Show Rebar...
Show Section Properties...
Include Automatic Rigid Zone Area Over Column
Plan View - Story3 - Z = 11,4 (m)
X 9,3 Y 44 Z 11,4 (m)

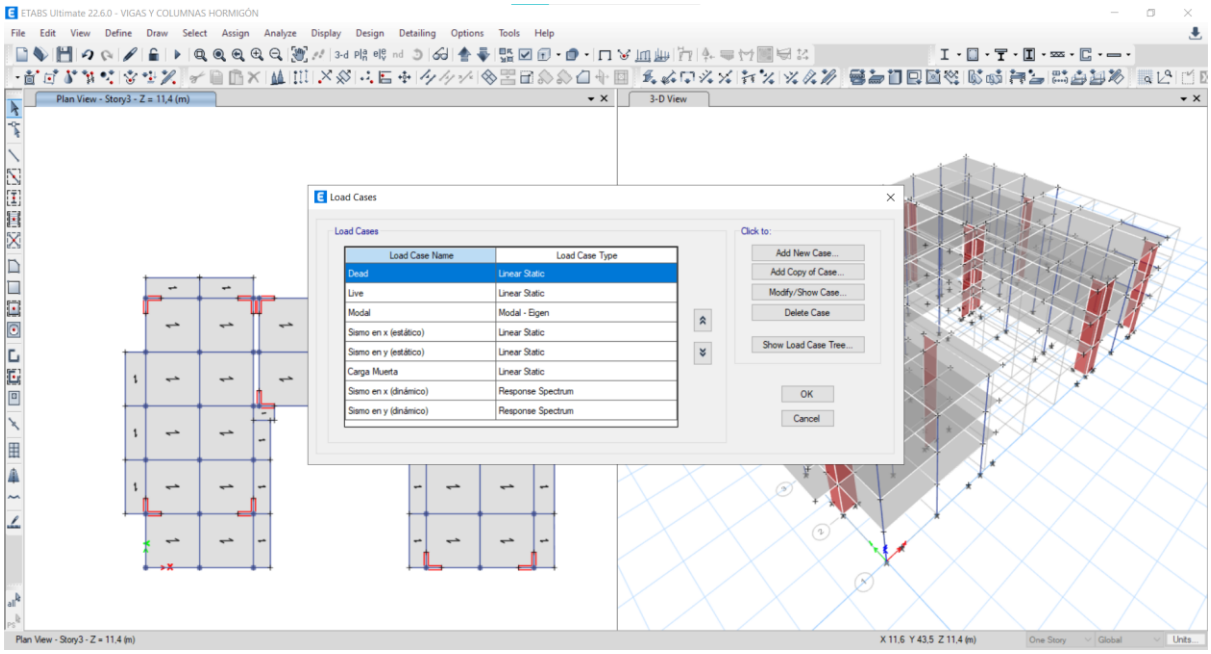

ETABS Ultimate 22.6.0 - VIGAS Y COLUMNAS HORMIGÓN
Plan View - Story3 - Z = 11,4 (m)
3-D View
Mass Source Data
Mass Source Name
MsSrc1
Mass Source
Element Self Mass
Additional Mass
Specified Load Patterns
Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
This Ratio of Diaphragm Width in X Direction
This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction
Mass Multipliers for Load Patterns
Load Pattern
Multiplier
Dead
1
Live
0,25
Add
Modify
Delete
Mass Options
Include Lateral Mass
Include Vertical Mass
Lump Lateral Mass at Story Levels
OK
Cancel

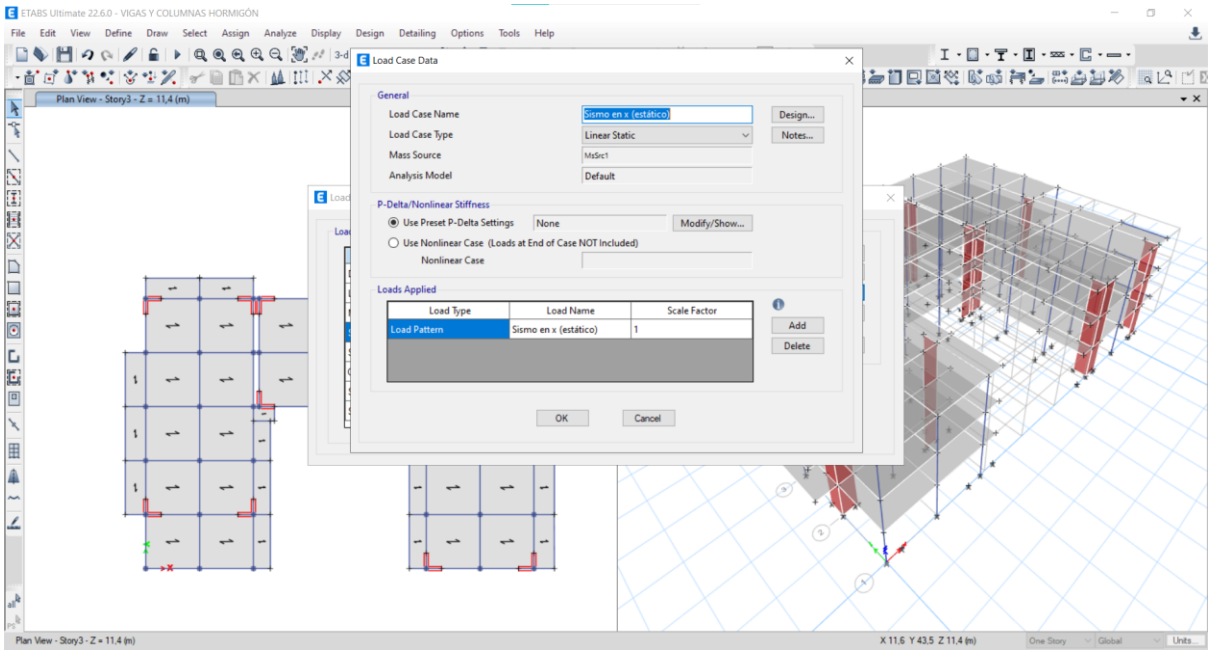

ETABS Ultimate 22.6.0 - VIGAS Y COLUMNAS HORMIGÓN
Plan View - Story3 - Z = 11,4 (m)
Response Spectrum Function Definition - User Defined
Response Spectrum Function Name
ESPECTRO D
Function Damping Ratio
0,05
Defined Function
Period
Value
0
0,1188
0,01
0,1253
0,02
0,1318
0,03
0,1383
0,04
0,1447
0,05
0,1512
Add
Modify
Delete
Function Graph
E-3
OK
Cancel

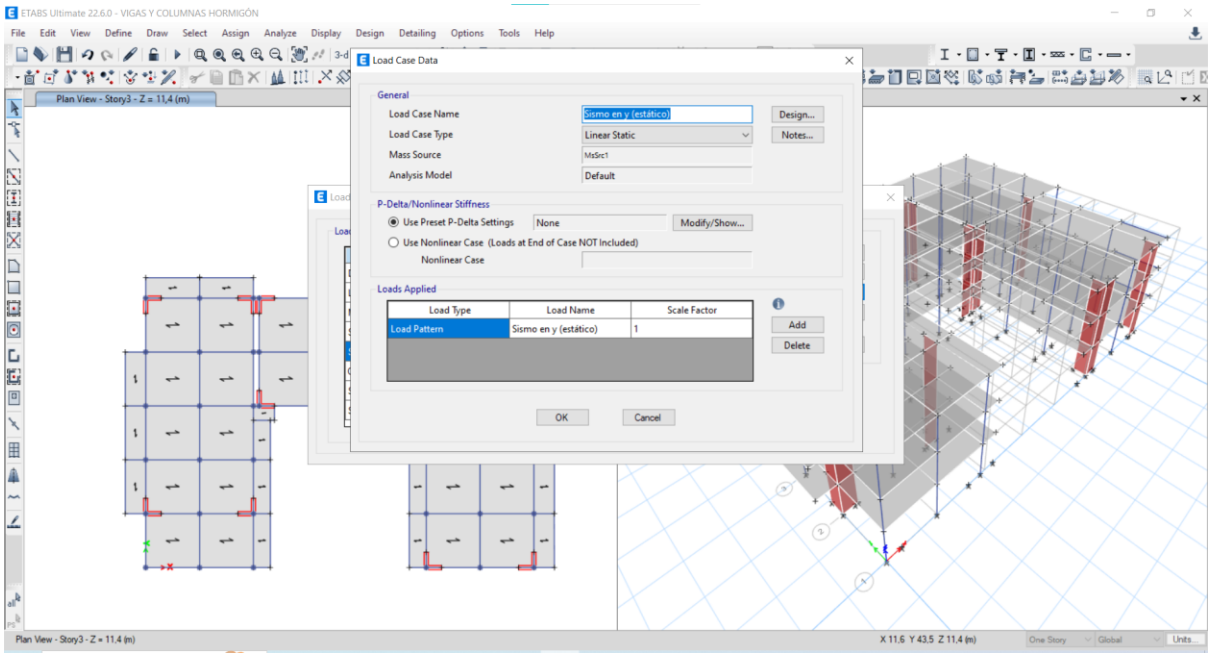

ETABS Ultimate 22.6.0 - VIGAS Y COLUMNAS HORMIGÓN
Response Spectrum Function - Ecuador Norma NEC-SE-DS 2015
Function Name
ESPECTRO PROGRAMA
Function Damping Ratio
0,05
Parameters
Zone Coefficient, Z
0,5
η Coefficient
1,8
Site Factor, Fa
1,12
Site Factor, Fd
1,11
Soil Type
D
Inelastic Behavior Fctor of Subsurface, Fs
1,4
Importance Factor, I
1,3
Response Modification Factor, R
6,48
Convert to User Defined
Define Function
Period
Acceleration
Plot Options
Linear X - Linear Y
Linear X - Log Y
Log X - Linear Y
Log X - Log Y
Function Graph
(7,3125, 0,007356)
OK
Cancel
Plan View - Story3 - Z = 11,4 (m)

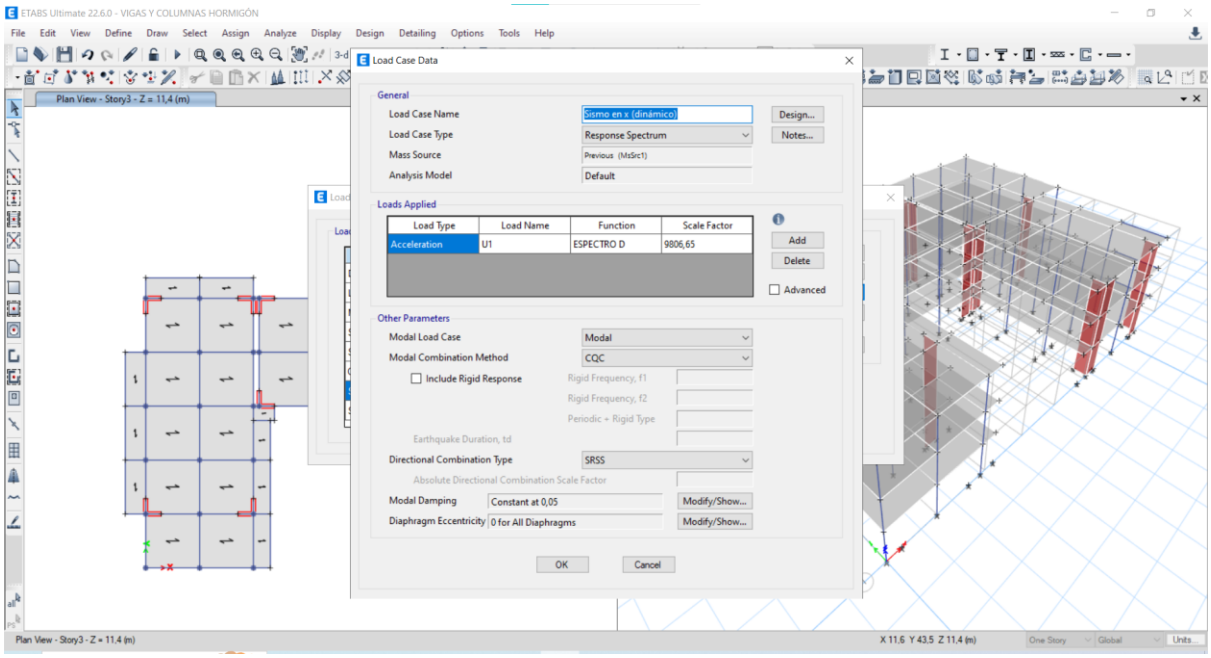

ETABS Ultimate 22.6.0 - VIGAS Y COLUMNAS HORMIGÓN
Define Load Patterns
Loads
Load
Type
Self Weight Multiplier
Auto Lateral Load
Dead
Live
Sismo en x (estático)
Sismo en y (estático)
Carga Muerta
Super Dead
User Loads
Click To:
Add New Load
Modify Load
Modify Lateral Load...
Delete Load
OK
Cancel
Plan View - Story3 - Z = 11,4 (m)
3-D View

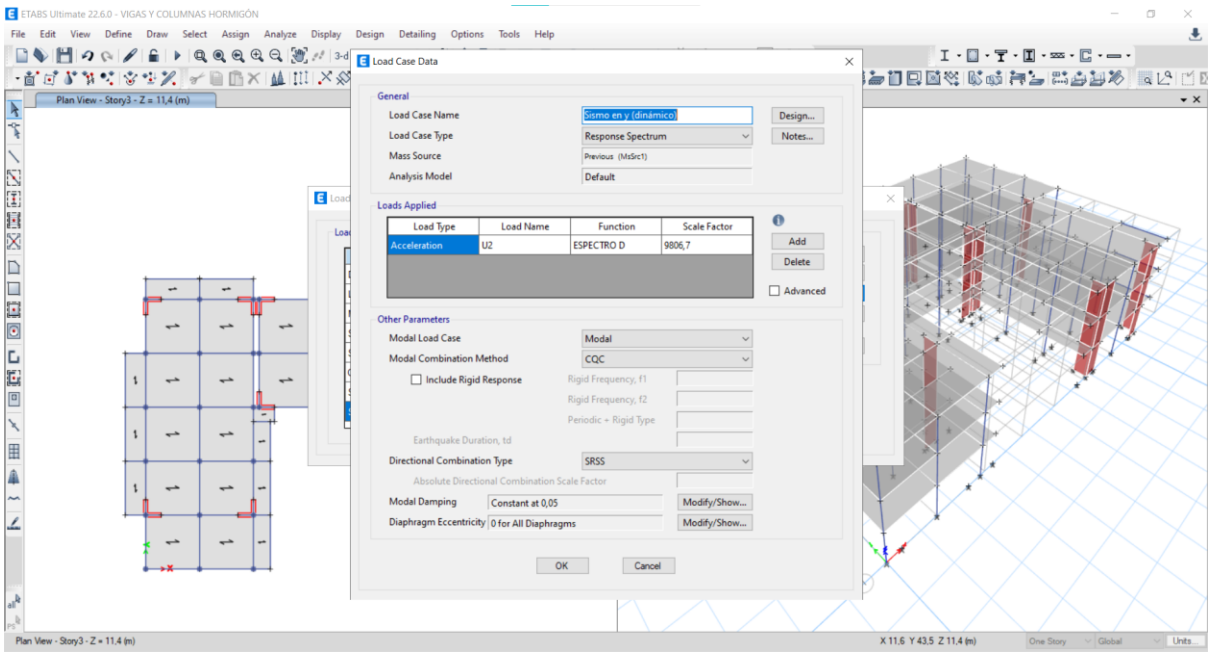

ETABS Ultimate 22.6.0 - VIGAS Y COLUMNAS HORMIGÓN
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story3 - Z = 11,4 (m)
User Seismic Loads on Diaphragms
Number of Load Sets
Load Set 1 of 1
Story
Diaphragm
Fx tonf
Fy tonf
Mz tonf-m
Story3 D3 0 134,93 0
Story2 D2 0 201,15 0
Story1 D1 0 210,98 0
Apply Load at Diaphragm Center of Mass
Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms) 0,05
Sort Rows
Add Row
Delete Row(s)
OK
Cancel
Plan View - Story3 - Z = 11,4 (m)
X 34 Y 40,5 Z 11,4 (m)

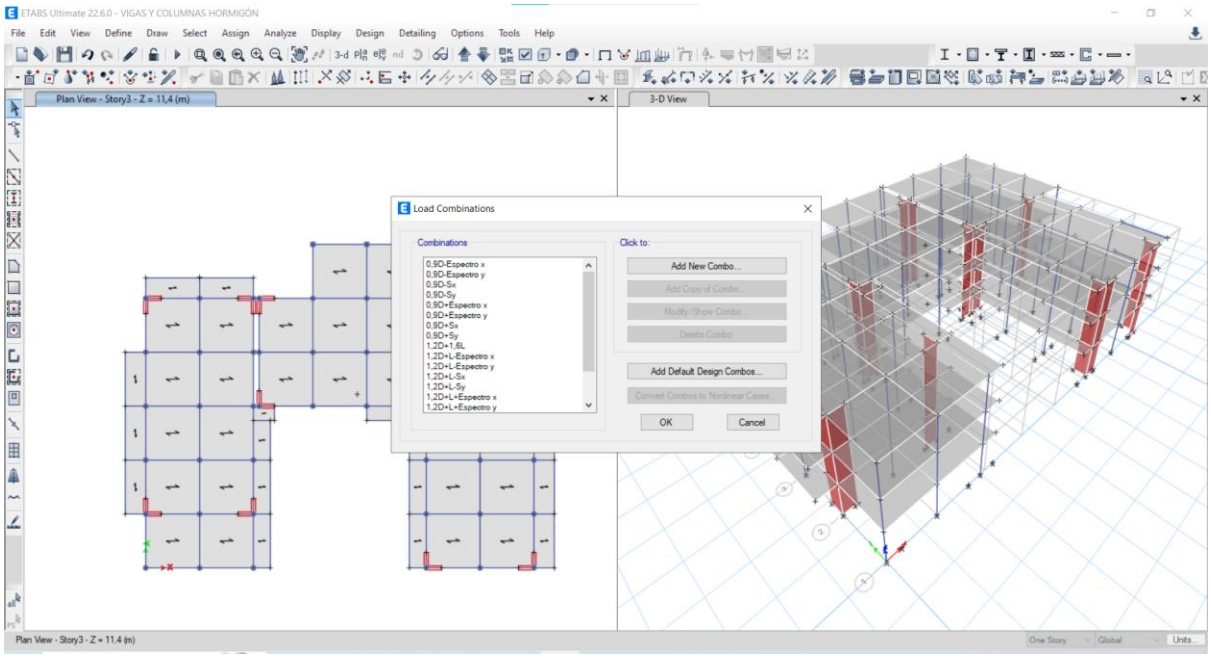

ETABS Ultimate 22.6.0 - VIGAS Y COLUMNAS HORMIGÓN
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story3 - Z = 11,4 (m)
3-D View
Load Cases
Load Cases
Load Case Name
Load Case Type
Dead Linear Static
Live Linear Static
Modal Modal - Eigen
Sismo en x (estático) Linear Static
Sismo en y (estático) Linear Static
Carga Muerta Linear Static
Sismo en x (dinámico) Response Spectrum
Sismo en y (dinámico) Response Spectrum
Click to:
Add New Case...
Add Copy of Case...
Modify/Show Case...
Delete Case
Show Load Case Tree...
OK
Cancel
Plan View - Story3 - Z = 11,4 (m)
X 11,6 Y 43,5 Z 11,4 (m)

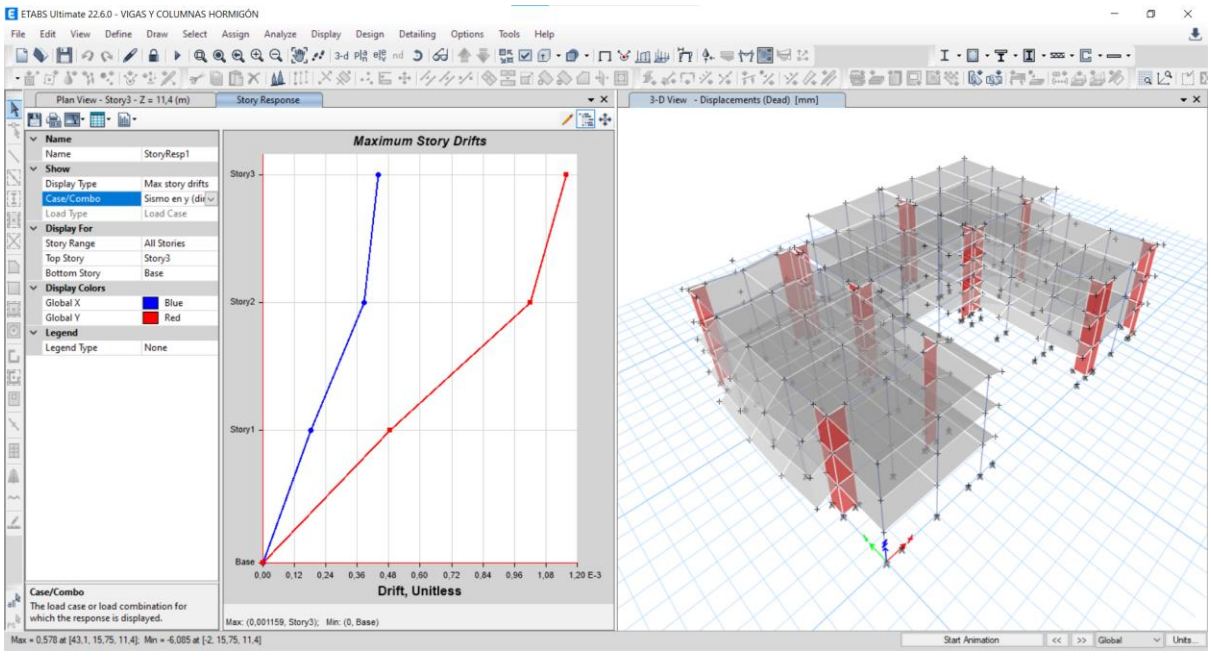

ETABS Ultimate 22.6.0 - VIGAS Y COLUMNAS HORMIGÓN
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story3 - Z = 11,4 (m)
Load Case Data
General
Load Case Name
Sismo en x (estático)
Design...
Load Case Type
Linear Static
Notes...
Mass Source
MsSrc1
Analysis Model
Default
P-Delta/Nonlinear Stiffness
Use Preset P-Delta Settings
None
Modify/Show...
Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)
Nonlinear Case
Loads Applied
Load Type
Load Name
Scale Factor
Load Pattern
Sismo en x (estático)
1
Add
Delete
OK
Cancel
Plan View - Story3 - Z = 11,4 (m)
X 11,6 Y 43,5 Z 11,4 (m)
One Story
Global
Units


ETABS Ultimate 22.6.0 - VIGAS Y COLUMNAS HORMIGÓN
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story3 - Z = 11,4 (m)
Load Case Data
General
Load Case Name
Sismo en y (estático)
Design...
Load Case Type
Linear Static
Notes...
Mass Source
MsSrc1
Analysis Model
Default
P-Delta/Nonlinear Stiffness
Use Preset P-Delta Settings
None
Modify/Show...
Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)
Nonlinear Case
Loads Applied
Load Type
Load Name
Scale Factor
Load Pattern
Sismo en y (estático)
1
Add
Delete
OK
Cancel
Plan View - Story3 - Z = 11,4 (m)
X 11,6 Y 43,5 Z 11,4 (m)
One Story
Global
Units

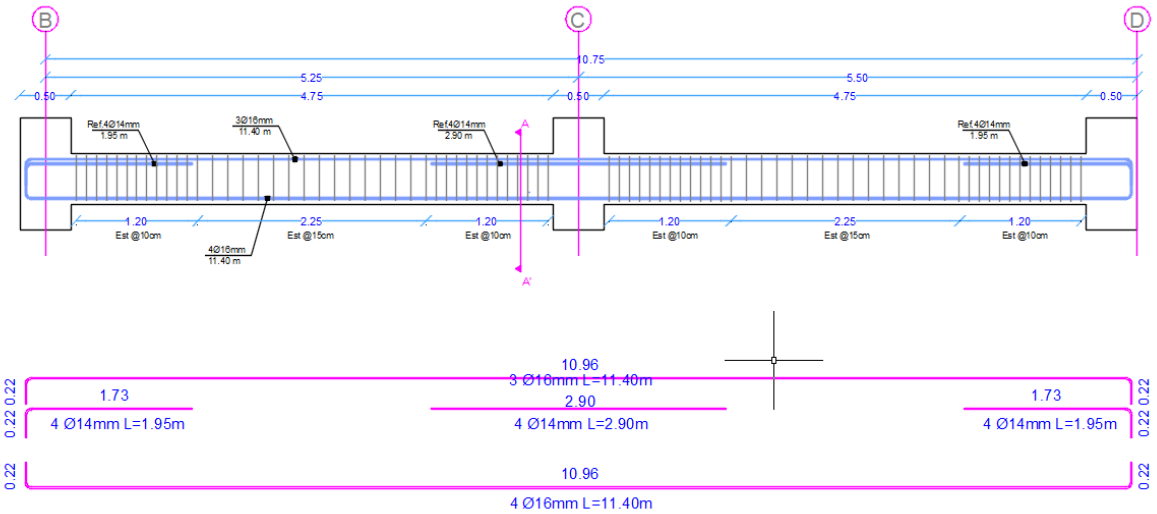

ETABS Ultimate 22.6.0 - VIGAS Y COLUMNAS HORMIGÓN
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story3 - Z = 11,4 (m)
Load Case Data
General
Load Case Name
Sismo en x (dinámico)
Design...
Load Case Type
Response Spectrum
Notes...
Mass Source
Previous (MsSrc1)
Analysis Model
Default
Loads Applied
Load Type
Load Name
Function
Scale Factor
Acceleration
U1
ESPECTRO D
9806,65
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 for All Diaphragms
Modify/Show...
OK
Cancel
Plan View - Story3 - Z = 11,4 (m)
X 11,6 Y 43,5 Z 11,4 (m)
One Story
Global
Units


ETABS Ultimate 22.6.0 - VIGAS Y COLUMNAS HORMIGÓN
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story3 - Z = 11,4 (m)
Load Case Data
General
Load Case Name
Sismo en y (dinámico)
Design...
Load Case Type
Response Spectrum
Notes...
Mass Source
Previous (MsSrc1)
Analysis Model
Default
Loads Applied
Load Type
Load Name
Function
Scale Factor
Acceleration
U2
ESPECTRO D
9806,7
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 for All Diaphragms
Modify/Show...
OK
Cancel
Plan View - Story3 - Z = 11,4 (m)
X 11,6 Y 43,5 Z 11,4 (m)
One Story
Global
Units

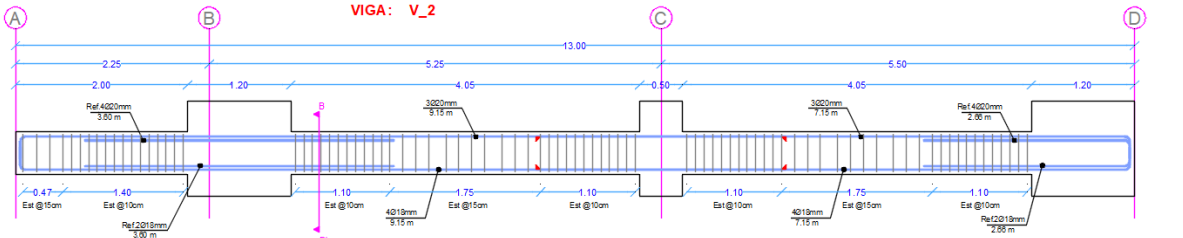

ETABS Ultimate 22.6.0 - VIGAS Y COLUMNAS HORMIGÓN
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story3 - Z = 11,4 (m)
3-D View
Load Combinations
Combinations
Click to:
0,9D-Espectro x
0,9D-Espectro y
0,9D-Sx
0,9D-Sy
0,9D+Espectro x
0,9D+Espectro y
0,9D+Sx
0,9D+Sy
1,2D+1,6L
1,2D+L-Espectro x
1,2D+L-Espectro y
1,2D+L-Sx
1,2D+L-Sy
1,2D+L+Espectro x
1,2D+L+Espectro y
Add New Combo...
Add Copy of Combo...
Modify/Show Combo...
Delete Combo
Add Default Design Combos...
Convert Combos to Nonlinear Cases...
OK
Cancel
Plan View - Story3 - Z = 11,4 (m)
One Story
Global
Units

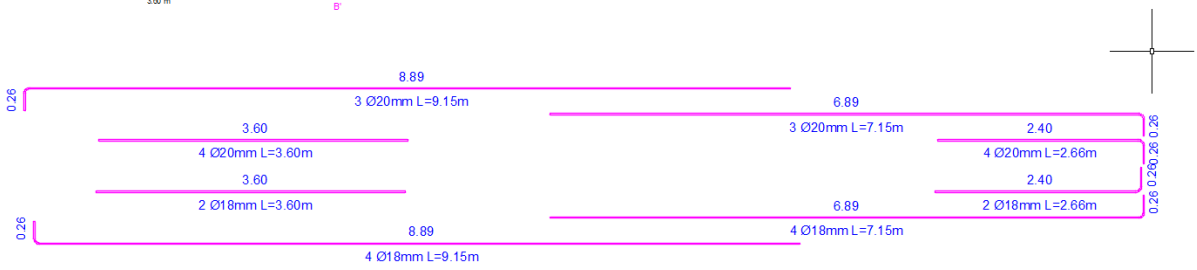

ETABS Ultimate 22.6.0 - VIGAS Y COLUMNAS HORMIGÓN
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story3 - Z = 11,4 (m)
Story Response
3-D View - Displacements (Dead) [mm]
Name
Name StoryResp1
Show
Display Type Max story drifts
Case/Combo Sismo en y (dir
Load Type Load Case
Display For
Story Range All Stories
Top Story Story3
Bottom Story Base
Display Colors
Global X Blue
Global Y Red
Legend
Legend Type None
Case/Combo
The load case or load combination for which the response is displayed.
Maximum Story Drifts
Story3
Story2
Story1
Base
0,00 0,12 0,24 0,36 0,48 0,60 0,72 0,84 0,96 1,08 1,20 E-3
Drift, Unitless
Max: (0,001159, Story3); Min: (0, Base)
Max = 0,578 at [43,1, 15,75, 11,4]; Min = -6,085 at [-2, 15,75, 11,4]
Start Animation
Global
Units

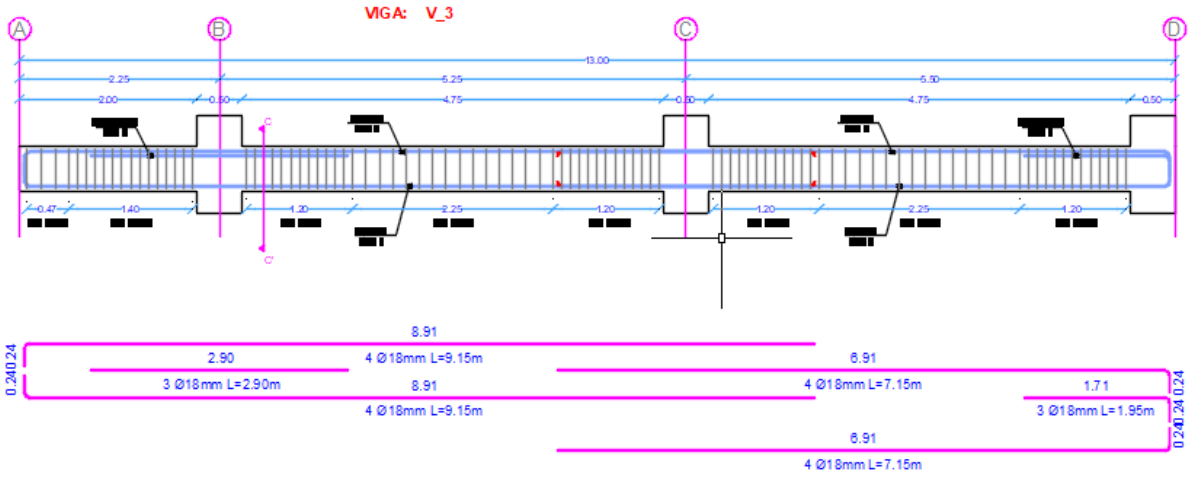
VIGA: V_1

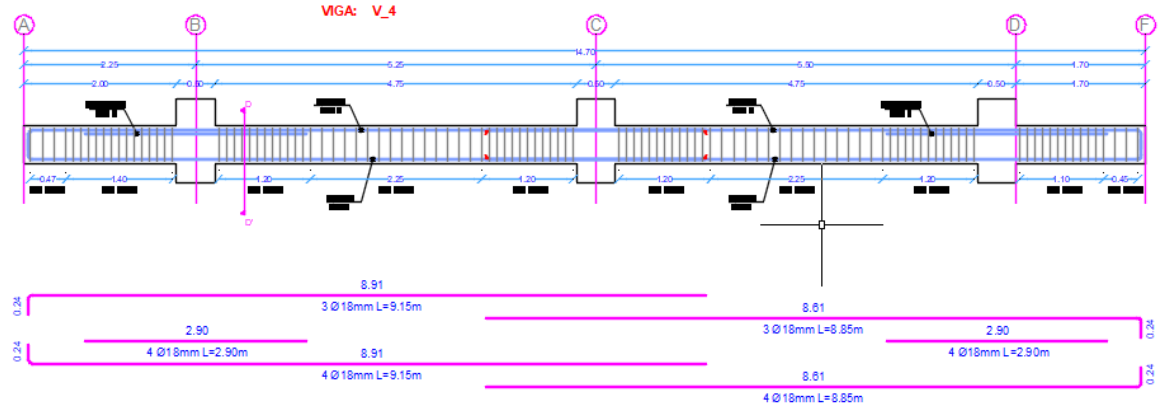


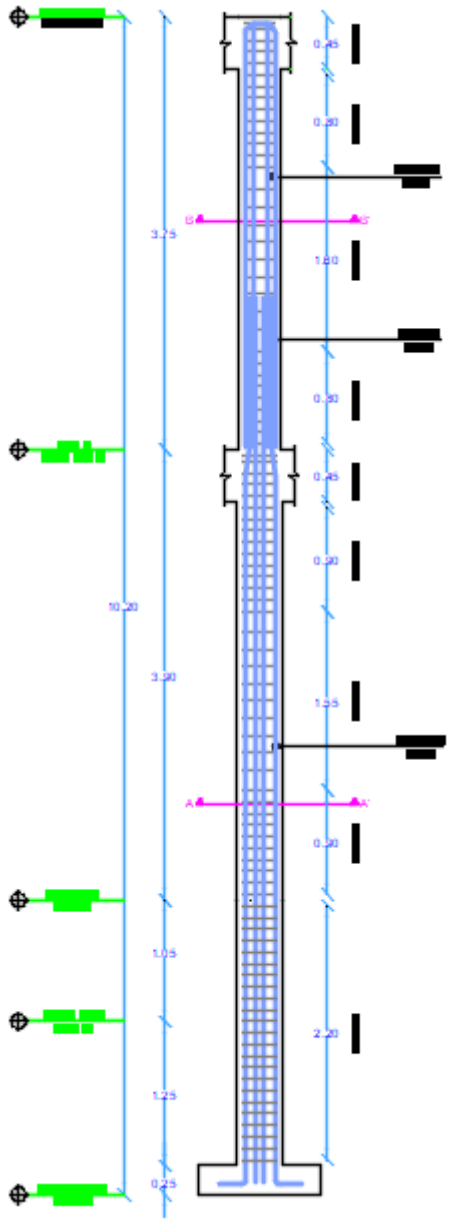
VIGA: V_2

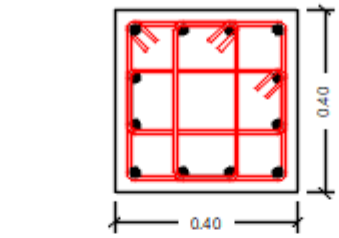





VIGA: V_3
A
B
C
D
13.00
2.25
5.25
5.50
2.00
0.50
4.75
0.50
4.75
0.50
0.47
1.40
1.20
2.25
1.20
1.20
2.25
1.20
8.91
2.90
4 Ø18mm L=9.15m
6.91
3 Ø18mm L=2.90m
8.91
4 Ø18mm L=7.15m
1.71
4 Ø18mm L=9.15m
3 Ø18mm L=1.95m
0.24
0.24
0.24
6.91
4 Ø18mm L=7.15m

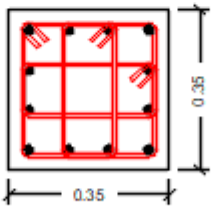

VIGA: V_4
A
B
C
D
F
14.70
2.25
5.25
5.50
1.70
2.00
0.50
4.75
0.50
4.75
0.50
1.70
0.47
1.40
1.20
2.25
1.20
1.20
2.25
1.20
1.10
0.45
8.91
3 Ø18mm L=9.15m
8.61
3 Ø18mm L=8.85m
2.90
4 Ø18mm L=2.90m
2.90
4 Ø18mm L=2.90m
8.91
4 Ø18mm L=9.15m
8.61
4 Ø18mm L=8.85m
0.24
0.24
0.24
0.24





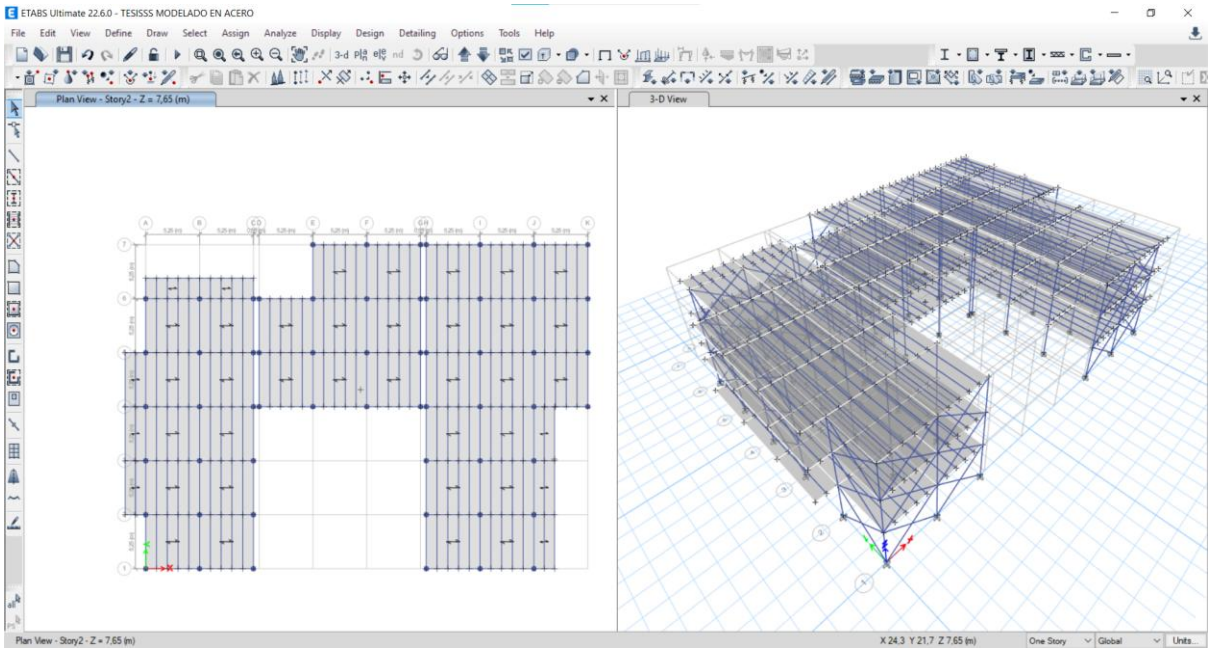
12Ø16mm
Est Ø10mm

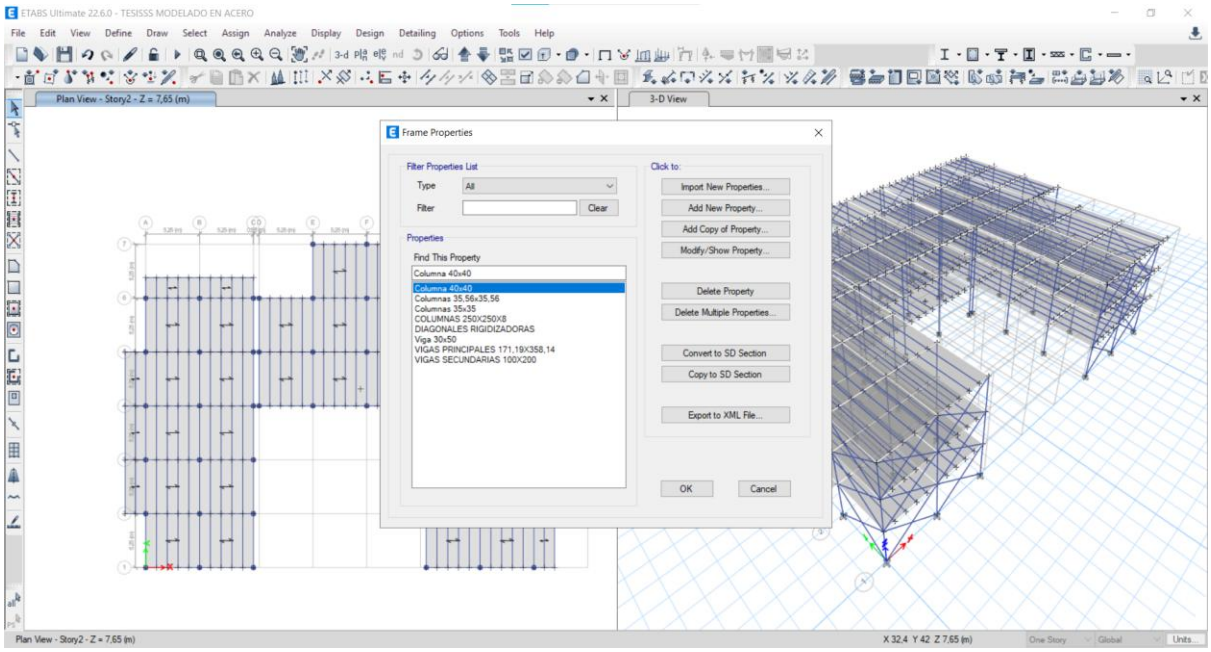
C 1:Seccion A-A'

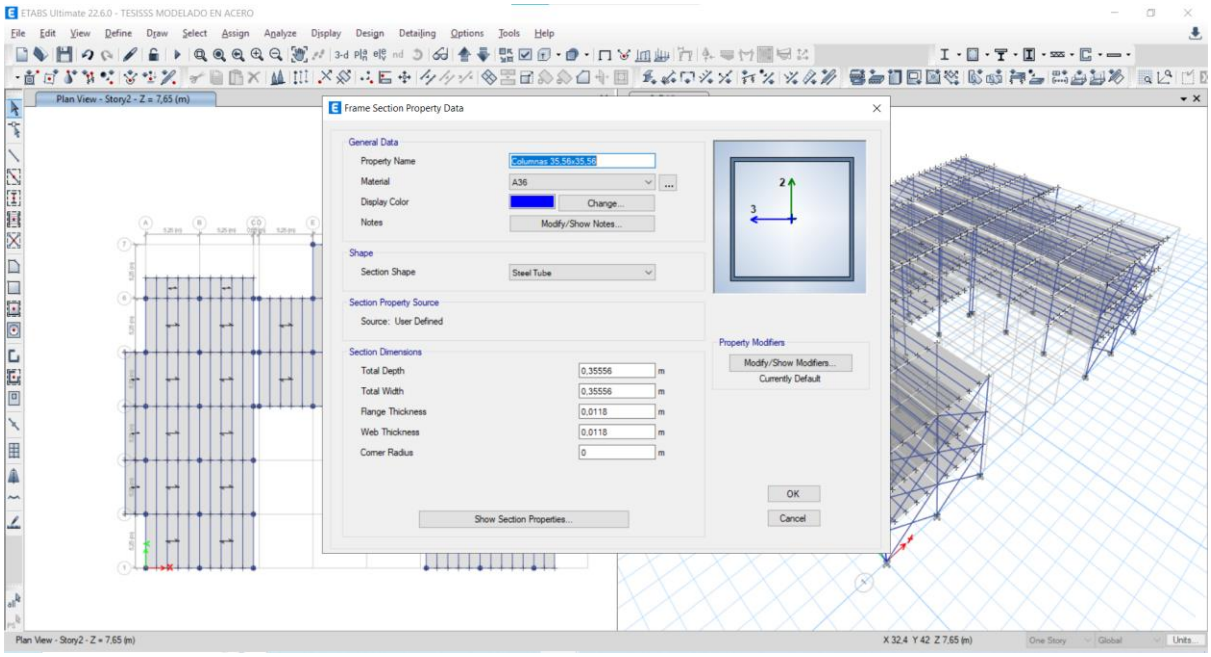


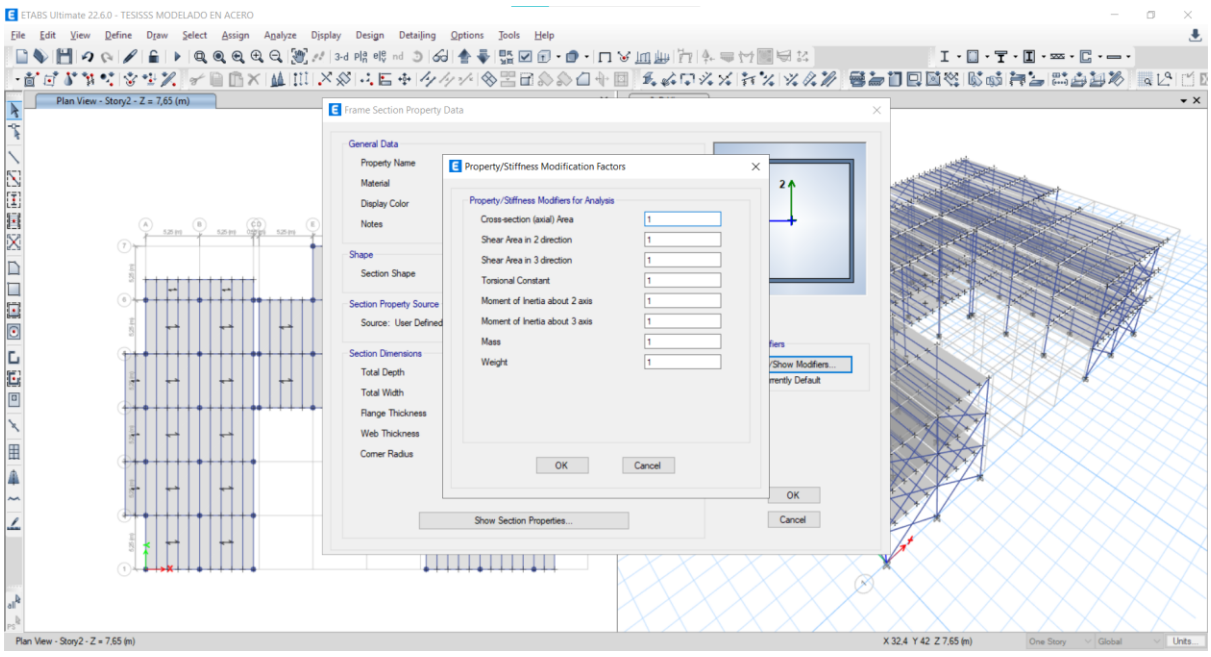
12Ø14mm
Est Ø10mm

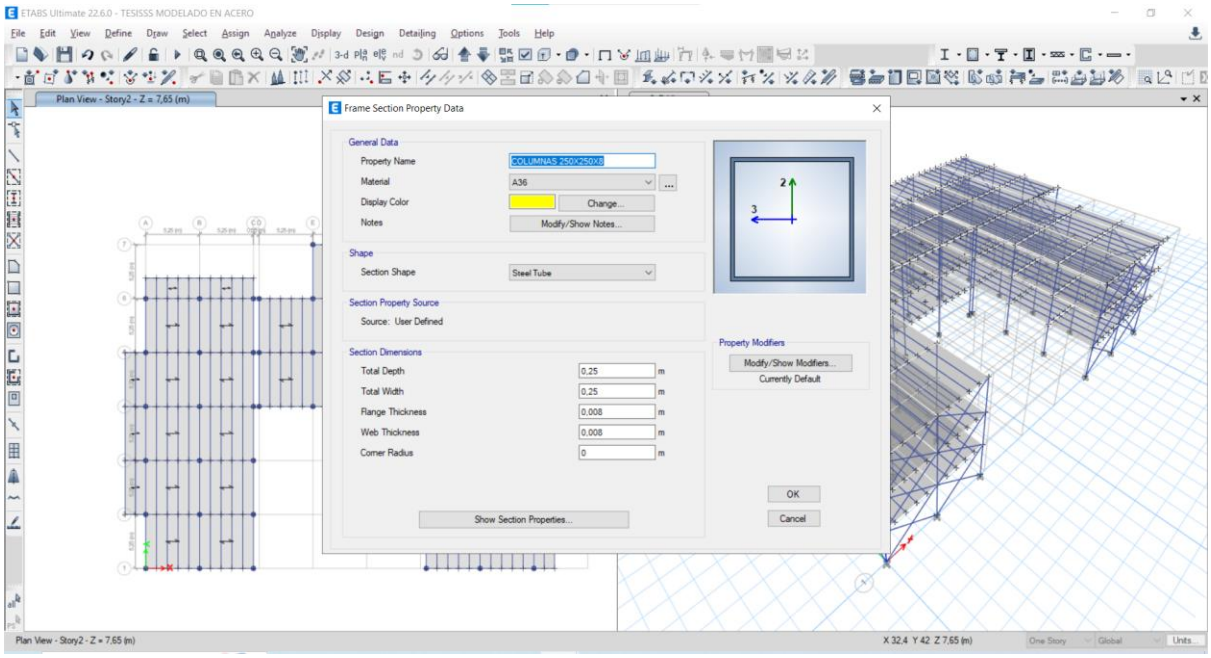
C 1:Seccion B-B'

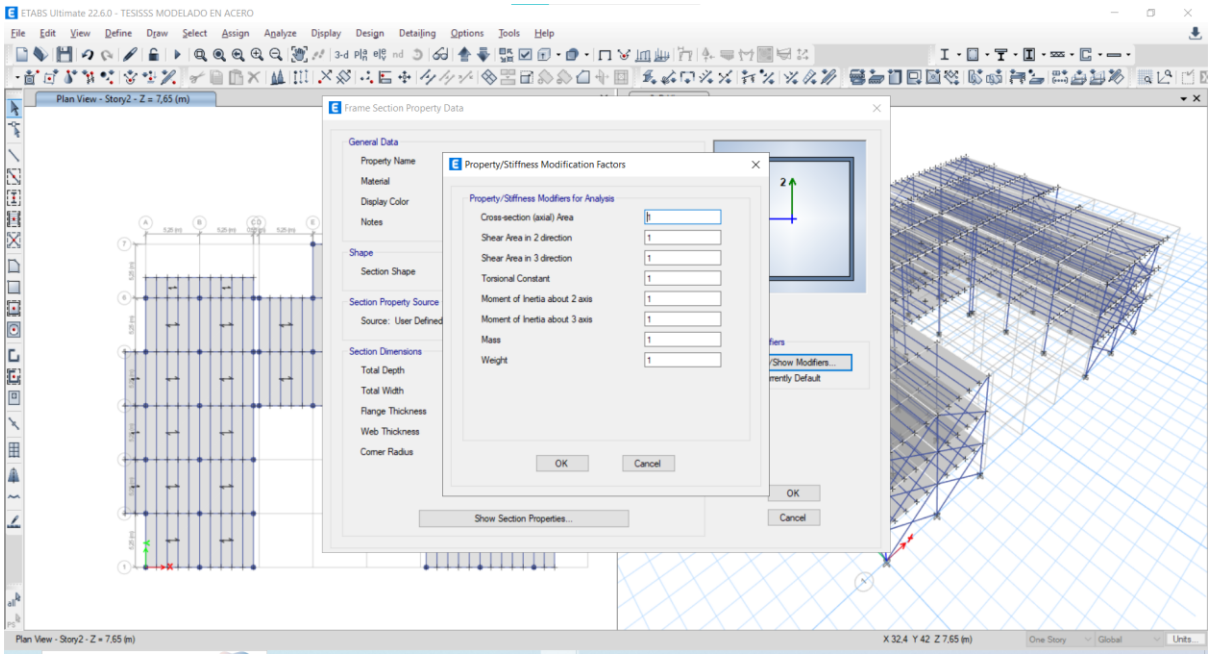

ETABS Ultimate 22.6.0 - TESISSS MODELADO EN ACERO
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
3-D View
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
X 24,3 Y 21,7 Z 7,65 (m)
One Story
Global
Units...

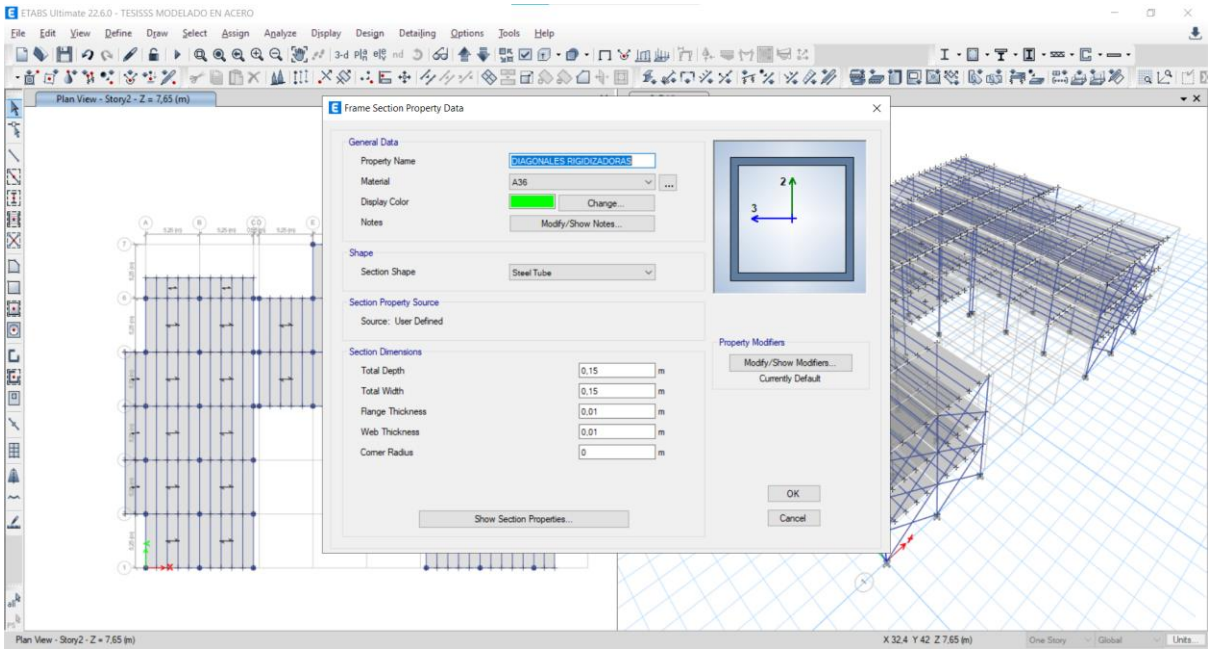

ETABS Ultimate 22.6.0 - TESISSS MODELADO EN ACERO
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
3-D View
Frame Properties
Filter Properties List
Type
All
Filter
Clear
Properties
Find This Property
Columna 40x40
Columna 40x40
Columnas 35,56x35,56
Columnas 35x35
COLUMNAS 250X250X8
DIAGONALES RIGIDIZADORAS
Viga 30x50
VIGAS PRINCIPALES 171,19X358,14
VIGAS SECUNDARIAS 100X200
Click to:
Import New Properties...
Add New Property...
Add Copy of Property...
Modify/Show Property...
Delete Property
Delete Multiple Properties...
Convert to SD Section
Copy to SD Section
Export to XML File...
OK
Cancel
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
X 32,4 Y 42 Z 7,65 (m)
One Story
Global
Units...

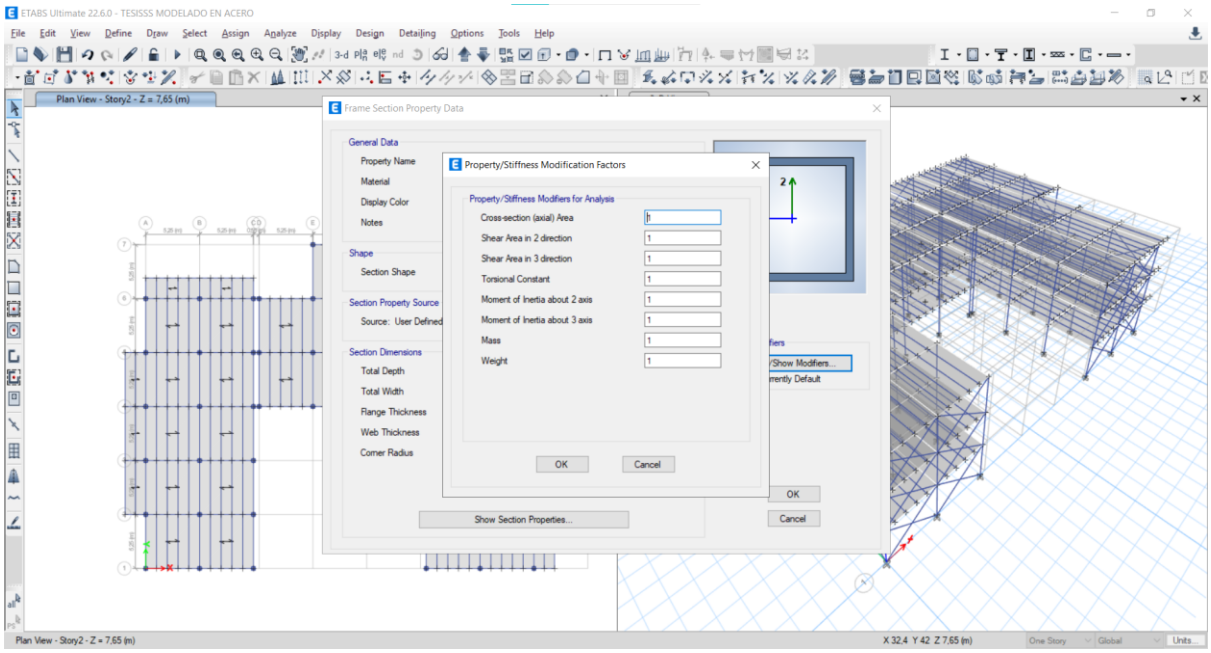

ETABS Ultimate 22.6.0 - TESISSS MODELADO EN ACERO
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
Frame Section Property Data
General Data
Property Name
Columnas 35.56x35.56
Material
A36
Display Color
Change...
Notes
Modify/Show Notes...
Shape
Section Shape
Steel Tube
Section Property Source
Source: User Defined
Section Dimensions
Total Depth
0,35556
Total Width
0,35556
Flange Thickness
0,0118
Web Thickness
0,0118
Corner Radius
0
Property Modifiers
Modify/Show Modifiers...
Currently Default
Show Section Properties...
OK
Cancel
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
X 32,4 Y 42 Z 7,65 (m)

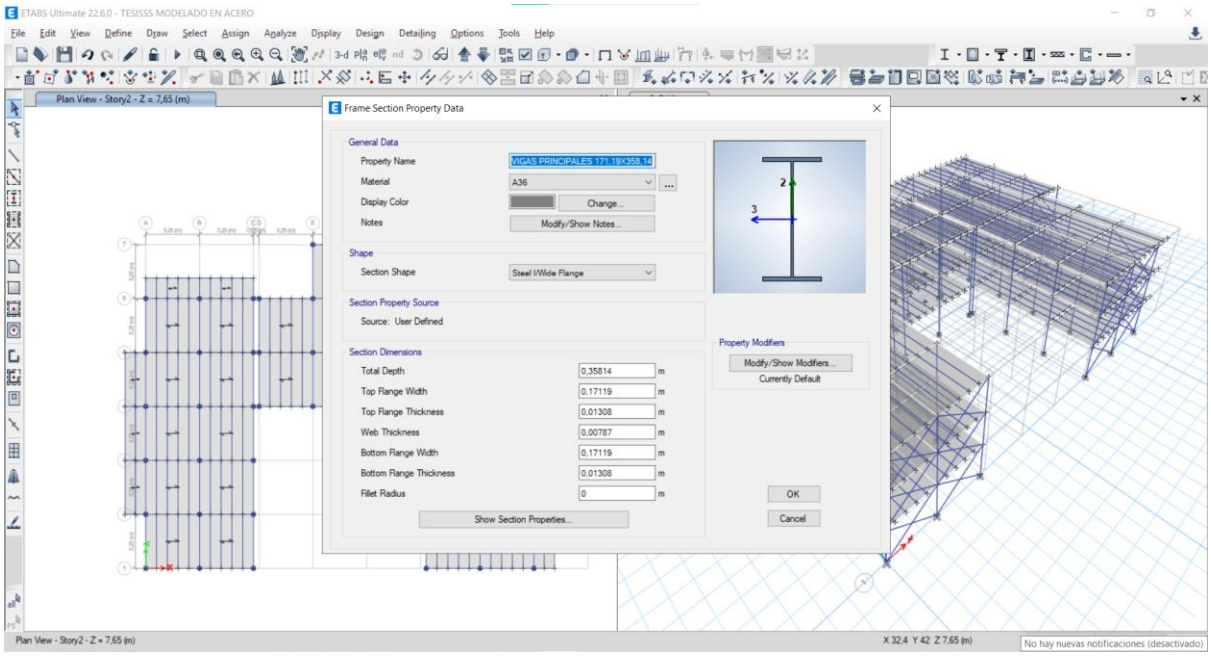

ETABS Ultimate 22.6.0 - TESISSS MODELADO EN ACERO
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
Frame Section Property Data
Property/Stiffness Modification Factors
Property/Stiffness Modifiers for Analysis
Cross-section (axial) Area
Shear Area in 2 direction
Shear Area in 3 direction
Torsional Constant
Moment of Inertia about 2 axis
Moment of Inertia about 3 axis
Mass
Weight
OK
Cancel
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
X 32,4 Y 42 Z 7,65 (m)

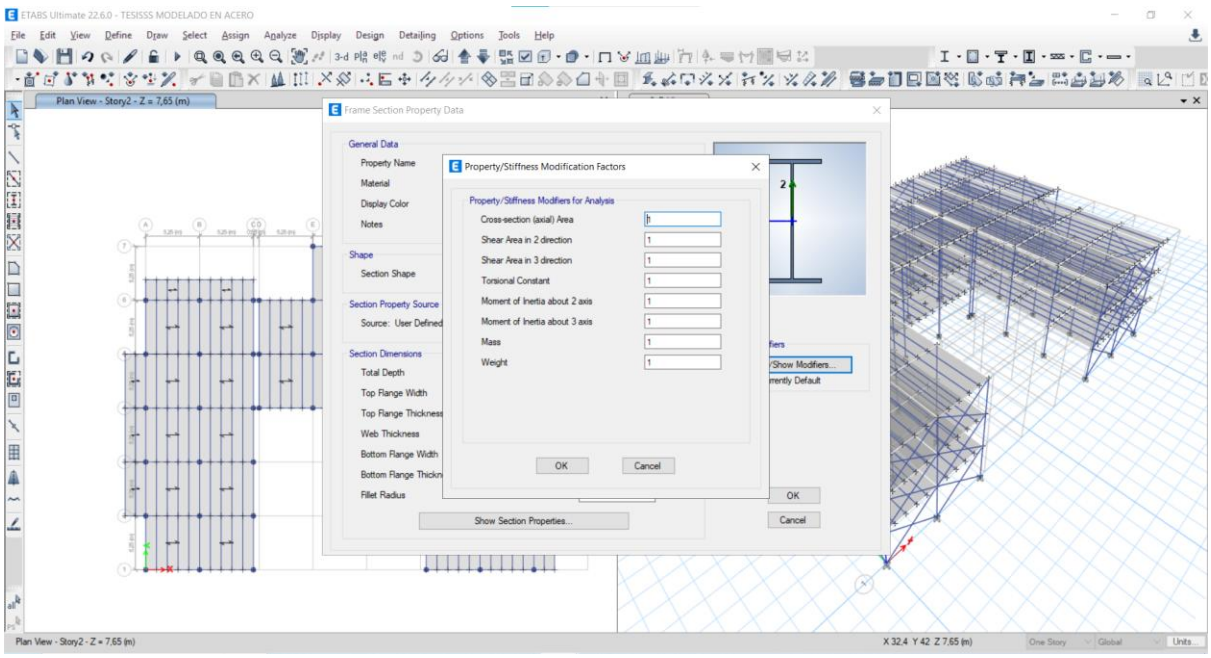

ETABS Ultimate 22.6.0 - TESISSS MODELADO EN ACERO
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
Frame Section Property Data
General Data
Property Name
COLUMNAS 250X250X6
Material
A36
Display Color
Change...
Notes
Modify/Show Notes...
Shape
Section Shape
Steel Tube
Section Property Source
Source: User Defined
Section Dimensions
Total Depth
0,25
Total Width
0,25
Flange Thickness
0,008
Web Thickness
0,008
Corner Radius
0
Property Modifiers
Modify/Show Modifiers...
Currently Default
Show Section Properties...
OK
Cancel
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
X 32,4 Y 42 Z 7,65 (m)

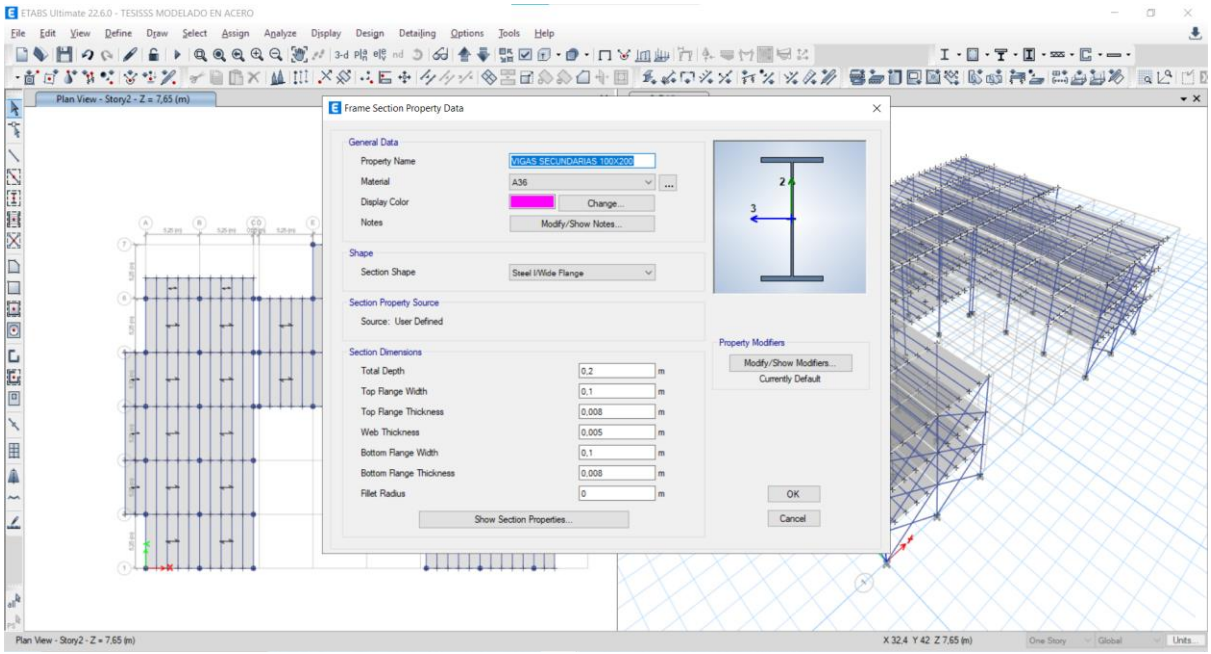

ETABS Ultimate 22.6.0 - TESISSS MODELADO EN ACERO
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
Frame Section Property Data
Property/Stiffness Modification Factors
Property/Stiffness Modifiers for Analysis
Cross-section (axial) Area
Shear Area in 2 direction
Shear Area in 3 direction
Torsional Constant
Moment of Inertia about 2 axis
Moment of Inertia about 3 axis
Mass
Weight
OK
Cancel
Show Section Properties...
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
X 32,4 Y 42 Z 7,65 (m)

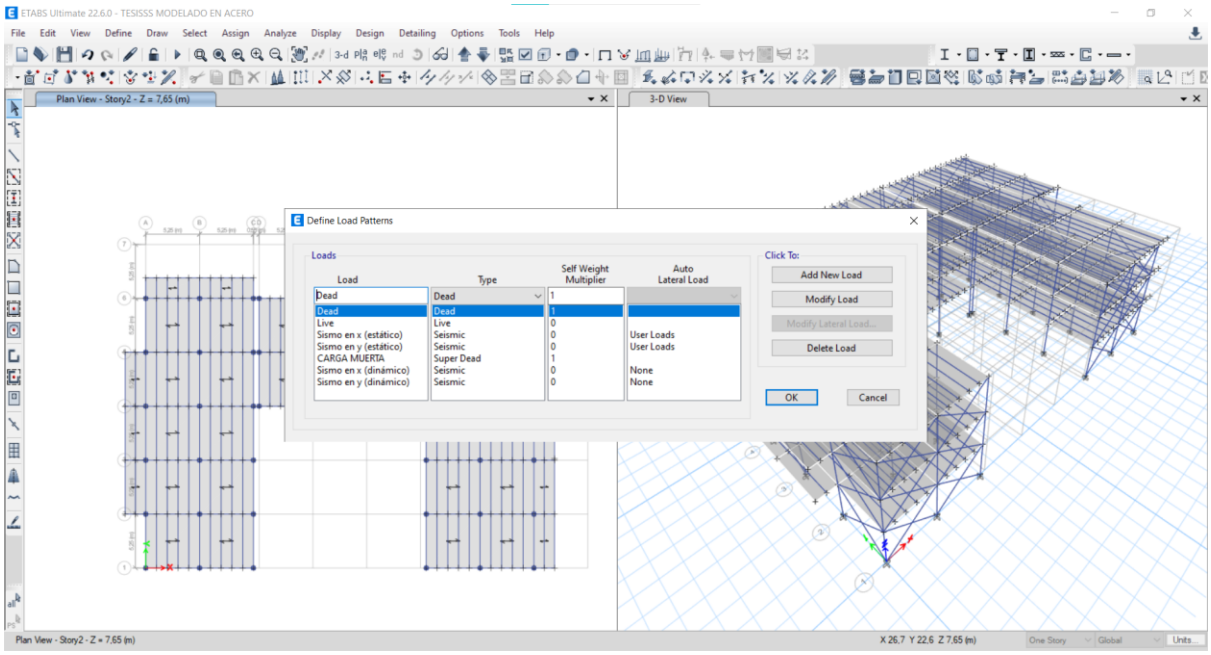

ETABS Ultimate 22.6.0 - TESISSS MODELADO EN ACERO
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
Frame Section Property Data
General Data
Property Name
DIAGONALES RIGIDIZADORAS
Material
A36
Display Color
Change...
Notes
Modify/Show Notes...
Shape
Section Shape
Steel Tube
Section Property Source
Source: User Defined
Section Dimensions
Total Depth
0,15
m
Total Width
0,15
m
Flange Thickness
0,01
m
Web Thickness
0,01
m
Corner Radius
0
m
Property Modifiers
Modify/Show Modifiers...
Currently Default
Show Section Properties...
OK
Cancel
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
X 32,4 Y 42 Z 7,65 (m)

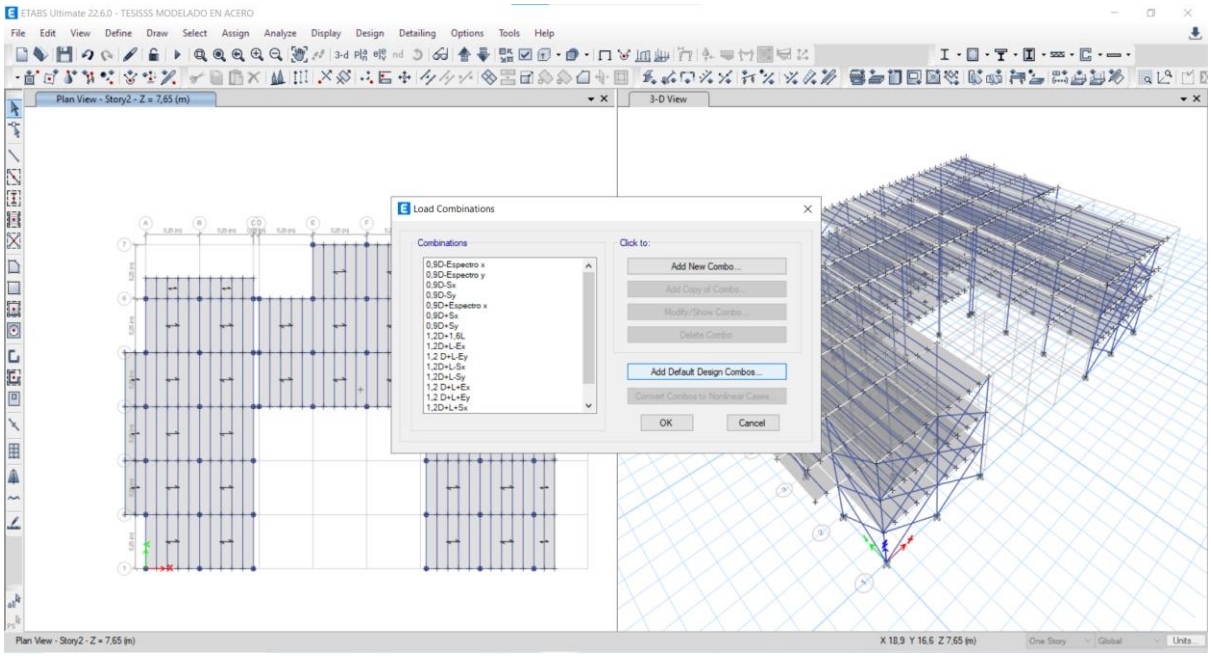

ETABS Ultimate 22.6.0 - TESISSS MODELADO EN ACERO
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
Frame Section Property Data
General Data
Property Name
Material
Display Color
Notes
Shape
Section Shape
Section Property Source
Source: User Defined
Section Dimensions
Total Depth
Total Width
Flange Thickness
Web Thickness
Corner Radius
Property/Stiffness Modification Factors
Property/Stiffness Modifiers for Analysis
Cross-section (axial) Area
Shear Area in 2 direction
Shear Area in 3 direction
Torsional Constant
Moment of Inertia about 2 axis
Moment of Inertia about 3 axis
Mass
Weight
1
OK
Cancel
Show Section Properties...
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
X 32,4 Y 42 Z 7,65 (m)

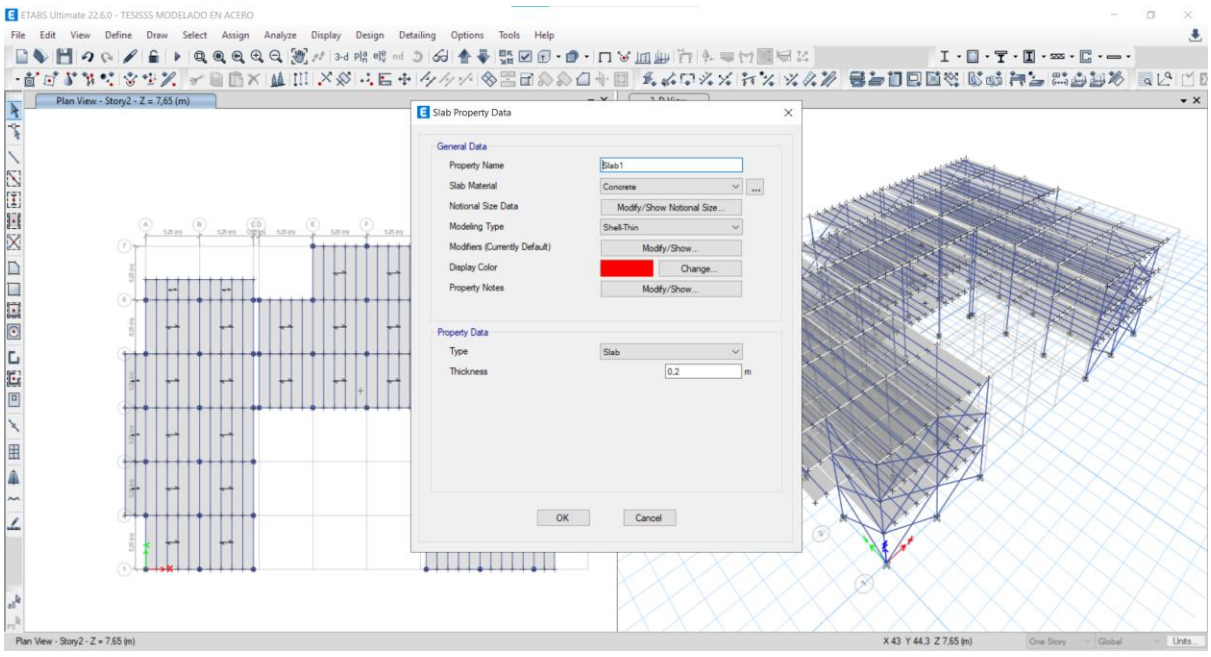

ETABS Ultimate 22.6.0 - TESISSS MODELADO EN ACERO
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
Frame Section Property Data
General Data
Property Name
VIGAS PRINCIPALES 171.19x358.14
Material
A36
Display Color
Change...
Notes
Modify/Show Notes...
Shape
Section Shape
Steel I/Wide Flange
Section Property Source
Source: User Defined
Section Dimensions
Total Depth
0,35814
Top Flange Width
0,17119
Top Flange Thickness
0,01308
Web Thickness
0,00787
Bottom Flange Width
0,17119
Bottom Flange Thickness
0,01308
Fillet Radius
0
Show Section Properties...
Property Modifiers
Modify/Show Modifiers...
Currently Default
OK
Cancel
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
X 32,4 Y 42 Z 7,65 (m)
No hay nuevas notificaciones (desactivado)

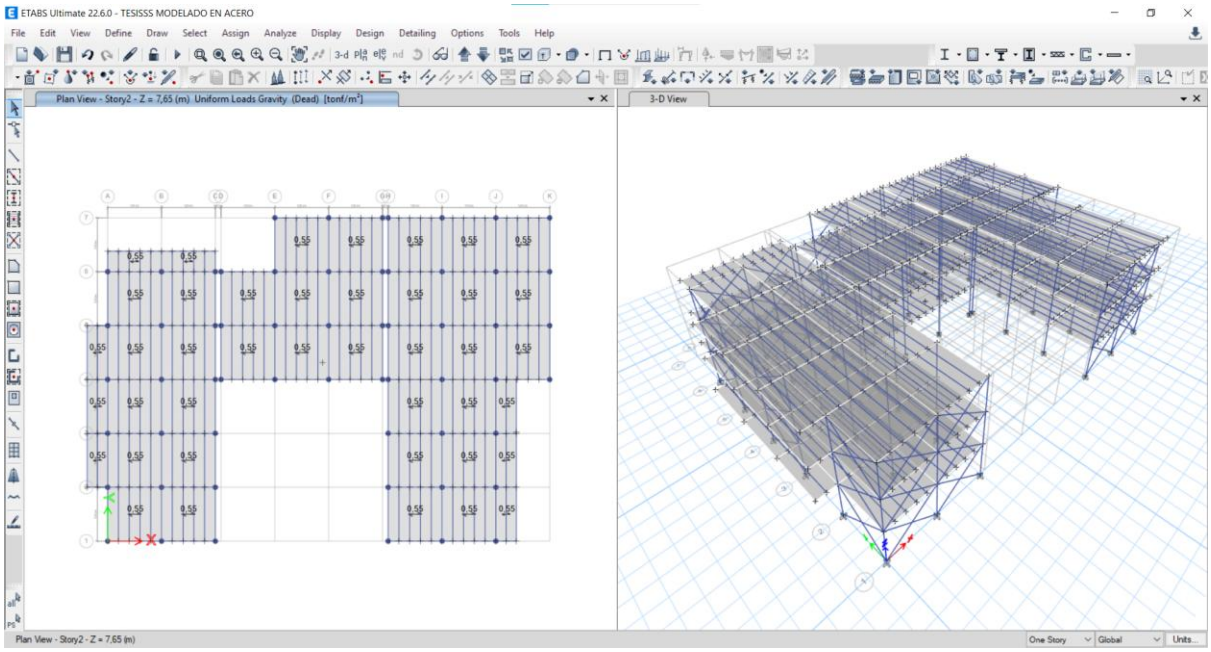

ETABS Ultimate 22.6.0 - TESISSS MODELADO EN ACERO
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
Frame Section Property Data
General Data
Property Name
Material
Display Color
Notes
Shape
Section Shape
Section Property Source
Source: User Defined
Section Dimensions
Total Depth
Top Flange Width
Top Flange Thickness
Web Thickness
Bottom Flange Width
Fillet Radius
Show Section Properties...
Property/Stiffness Modification Factors
Property/Stiffness Modifiers for Analysis
Cross-section (axial) Area
Shear Area in 2 direction
Shear Area in 3 direction
Torsional Constant
Moment of Inertia about 2 axis
Moment of Inertia about 3 axis
Mass
Weight
OK
Cancel
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
X 32,4 Y 42 Z 7,65 (m)

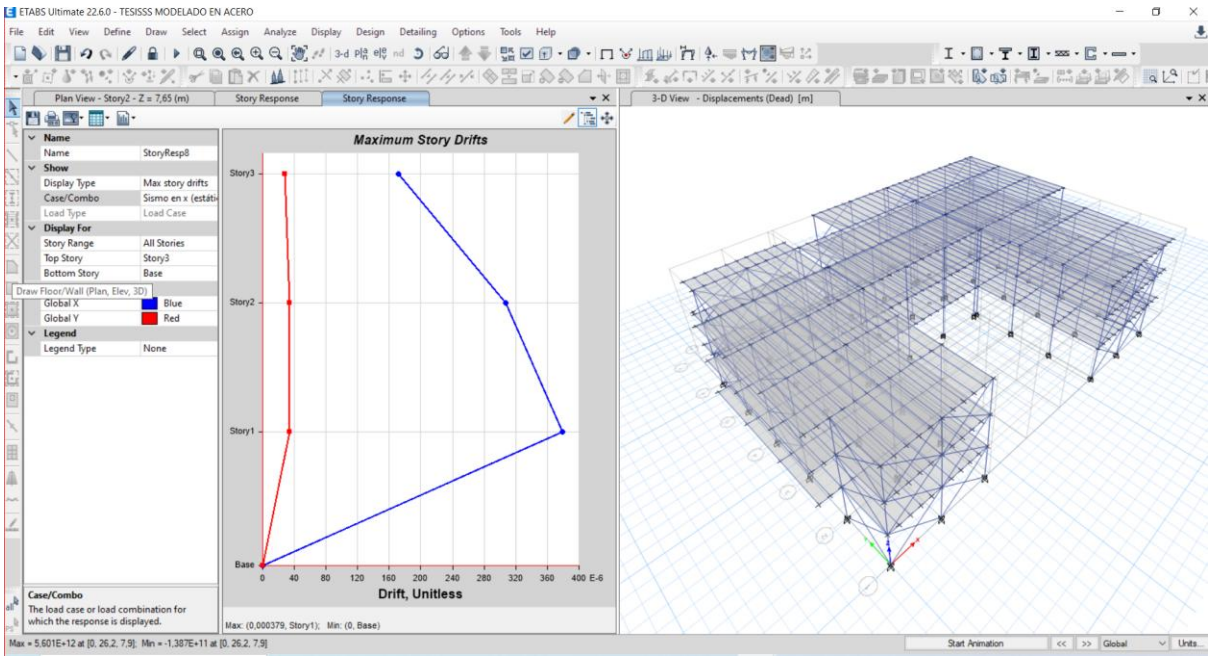

ETABS Ultimate 22.6.0 - TESISSS MODELADO EN ACERO
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
Frame Section Property Data
General Data
Property Name
VIGAS SECUNDARIAS 100X200
Material
A36
Display Color
Change...
Notes
Modify/Show Notes...
Shape
Section Shape
Steel I/Wide Flange
Section Property Source
Source: User Defined
Section Dimensions
Total Depth 0,2 m
Top Flange Width 0,1 m
Top Flange Thickness 0,008 m
Web Thickness 0,005 m
Bottom Flange Width 0,1 m
Bottom Flange Thickness 0,008 m
Fillet Radius 0 m
Show Section Properties...
Property Modifiers
Modify/Show Modifiers...
Currently Default
OK
Cancel
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
X 32,4 Y 42 Z 7,65 (m)


ETABS Ultimate 22.6.0 - TESISSS MODELADO EN ACERO
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
3-D View
Define Load Patterns
Loads
Load
Type
Self Weight Multiplier
Auto Lateral Load
Dead
Dead
1
Live
0
Sismo en x (estático)
Seismic
0
User Loads
Sismo en y (estático)
Seismic
0
User Loads
CARGA MUERTA
Super Dead
1
Sismo en x (dinámico)
Seismic
0
None
Sismo en y (dinámico)
Seismic
0
None
Click To:
Add New Load
Modify Load
Modify Lateral Load...
Delete Load
OK
Cancel
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
X 26,7 Y 22,6 Z 7,65 (m)


ETABS Ultimate 22.6.0 - TESISSS MODELADO EN ACERO
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
3-D View
Load Combinations
Combinations
0,9D-Espectro x
0,9D-Espectro y
0,9D-Sx
0,9D-Sy
0,9D+Espectro x
0,9D+Sx
0,9D+Sy
1,2D+1,6L
1,2D+L-Ex
1,2 D+L-Ey
1,2D+L-Sx
1,2D+L-Sy
1,2 D+L+Ex
1,2 D+L+Ey
1,2D+L+Sx
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
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
X 18,9 Y 16,6 Z 7,65 (m)
One Story
Global
Units


ETABS Ultimate 22.6.0 - TESISSS MODELADO EN ACERO
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
Slab Property Data
General Data
Property Name
Slab1
Slab Material
Concrete
Notional Size Data
Modify/Show Notional Size...
Modeling Type
Shell-Thin
Modifiers (Currently Default)
Modify/Show...
Display Color
Change...
Property Notes
Modify/Show...
Property Data
Type
Slab
Thickness
0,2
m
OK
Cancel
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
X 43 Y 44,3 Z 7,65 (m)
One Story
Global
Units


ETABS Ultimate 22.6.0 - TESISSS MODELADO EN ACERO
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m) Uniform Loads Gravity (Dead) [tonf/m²]
3-D View
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
One Story
Global
Units...


ETABS Ultimate 22.6.0 - TESISSS MODELADO EN ACERO
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Tools Help
Plan View - Story2 - Z = 7,65 (m)
Story Response
Story Response
3-D View - Displacements (Dead) [m]
Name
Name StoryResp8
Show
Display Type Max story drifts
Case/Combo Sismo en x (estáti
Load Type Load Case
Display For
Story Range All Stories
Top Story Story3
Bottom Story Base
Draw Floor/Wall (Plan, Elev, 3D)
Global X Blue
Global Y Red
Legend
Legend Type None
Case/Combo
The load case or load combination for which the response is displayed.
Maximum Story Drifts
Story3
Story2
Story1
Base
0 40 80 120 160 200 240 280 320 360 400 E-6
Drift, Unitless
Max: (0,000379, Story1); Min: (0, Base)
Max = 5,601E+12 at [0, 26,2, 7,9]; Min = -1,387E+11 at [0, 26,2, 7,9]
Start Animation
Global
Units...