



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Estudio de la participación de la respuesta lateral de muros estructurales
para identificar la condición de edificio dual

BERMEO TANDAZO FREDDY ANGELO
INGENIERO CIVIL

VILLA PINZON STEVEN FERNANDO
INGENIERO CIVIL

MACHALA
2025



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**Estudio de la participación de la respuesta lateral de muros
estructurales para identificar la condición de edificio dual**

**BERMEO TANDAZO FREDDY ANGELO
INGENIERO CIVIL**

**VILLA PINZON STEVEN FERNANDO
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2025**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTOS TÉCNICOS

**Estudio de la participación de la respuesta lateral de muros
estructurales para identificar la condición de edificio dual**

**BERMEO TANDAZO FREDDY ANGELO
INGENIERO CIVIL**

**VILLA PINZON STEVEN FERNANDO
INGENIERO CIVIL**

ORDOÑEZ FERNANDEZ JOSE LUIS

**MACHALA
2025**

Bermeo - Villa

1%

Textos sospechosos



< 1% Similitudes

< 1% similitudes entre comillas

0% entre las fuentes mencionadas

13% Idiomas no reconocidos (ignorado)

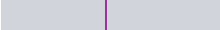
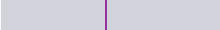
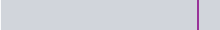
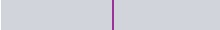
Nombre del documento: Bermeo - Villa.pdf	Depositante: JOSE LUIS ORDOÑEZ FERNANDEZ	Número de palabras: 29,118
ID del documento: 8374921af226c188a393da2e6f21d3c84d04d5d4	Fecha de depósito: 28/7/2025	Número de caracteres: 185.653
Tamaño del documento original: 6,33 MB	Tipo de carga: interface	
	fecha de fin de análisis: 28/7/2025	



Fuentes principales detectadas

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	 Documento de otro usuario #662004 Viene de de otro grupo 37 fuentes similares	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (98 palabras)
2	 idoc.pub Diseño Basado En Fuerzas (dbf) [6ngeg77d90lv] https://idoc.pub/documents/diseo-basado-en-fuerzas-dbf-6ngeg77d90lv 38 fuentes similares	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (109 palabras)
3	 Documento de otro usuario #470947 Viene de de otro grupo 35 fuentes similares	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (97 palabras)
4	 Documento de otro usuario #bc84f0 Viene de de otro grupo 31 fuentes similares	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (89 palabras)
5	 PAUTA-SANMARTIN.pdf PAUTA-SANMARTIN #6261cf Viene de de mi biblioteca 12 fuentes similares	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (79 palabras)

Fuentes con similitudes fortuitas

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	 TESIS DE TITULACIÓN - Espinoza Randy - 10mo. A.docx TESIS DE TITUL... #f7c404 Viene de de mi grupo	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (40 palabras)
2	 Documento de otro usuario #45fac0 Viene de de otro grupo	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (37 palabras)
3	 bibdigital.epn.edu.ec http://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/17370/1/CD-7868.pdf	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (30 palabras)
4	 doi.org Effective Location of Shear Walls in High-Rise RCC Buildings Subjected to... https://doi.org/10.22059/CEIJ.2023.350020.1879	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (30 palabras)
5	 Diagnóstico y propuesta de solución ante efectos de asentamientos diferenciale... /var/dspace/bitstream/15000/19366/3/CD-8749.pdf.txt	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (30 palabras)

Fuentes mencionadas (sin similitudes detectadas)

Estas fuentes han sido citadas en el documento sin encontrar similitudes.

1	 https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.12.525
2	 https://doi.org/10.28991/cej-2021-03091777
3	 https://doi.org/10.33333/rp.vol50n1.06
4	 https://doi.org/10.1016/j.cscm.2023.e02042
5	 https://doi.org/https://doi.org/10.33936/riemat.v6i1.3686

CLÁUSULA DE CESIÓN DE DERECHO DE PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO DIGITAL INSTITUCIONAL

Los que suscriben, **BERMEO TANDAZO FREDDY ANGELO** y **VILLA PINZON STEVEN FERNANDO**, en calidad de autores del siguiente trabajo escrito titulado **Estudio de la participación de la respuesta lateral de muros estructurales para identificar la condición de edificio dual**, otorgan a la Universidad Técnica de Machala, de forma gratuita y no exclusiva, los derechos de reproducción, distribución y comunicación pública de la obra, que constituye un trabajo de autoría propia, sobre la cual tienen potestad para otorgar los derechos contenidos en esta licencia.

Los autores declaran que el contenido que se publicará es de carácter académico y se enmarca en las disposiciones definidas por la Universidad Técnica de Machala.

Se autoriza a transformar la obra, únicamente cuando sea necesario, y a realizar las adaptaciones pertinentes para permitir su preservación, distribución y publicación en el Repositorio Digital Institucional de la Universidad Técnica de Machala.

Los autores como garantes de la autoría de la obra y en relación a la misma, declaran que la universidad se encuentra libre de todo tipo de responsabilidad sobre el contenido de la obra y que asumen la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera exclusiva.

Aceptando esta licencia, se cede a la Universidad Técnica de Machala el derecho exclusivo de archivar, reproducir, convertir, comunicar y/o distribuir la obra mundialmente en formato electrónico y digital a través de su Repositorio Digital Institucional, siempre y cuando no se lo haga para obtener beneficio económico.



BERMEO TANDAZO FREDDY ANGELO

0705990950



VILLA PINZON STEVEN FERNANDO

0106610025

DEDICATORIA

A mi madre, Mariana Tandazo, con todo mi amor y gratitud. Esta meta alcanzada es también suya, porque ha sido mi mayor apoyo en cada etapa de este camino. Su fortaleza, dedicación y amor incondicional me han enseñado el verdadero significado del esfuerzo y la perseverancia. Es a ella a quien más admiro, quien ha confiado en mí incluso cuando yo mismo dudaba, y por quien nunca quise rendirme.

A mi padre, Alfredo Bermeo, y a mis hermanos, William y Cinthya, pilares fundamentales en mi vida. Sus palabras de aliento, confianza y motivación han sido el impulso para seguir adelante y superar cada dificultad. Junto a ellos, mis cuñados, que con su apoyo y cariño han formado parte importante de este camino.

Esta dedicación también es para mis pequeñas sobrinas, Ashley y Yarely, que llenan mis días de alegría y, con su inocencia, me recuerdan la importancia de seguir adelante con esperanza y buen ánimo.

Bermeo Tandazo Freddy Angelo

AGRADECIMIENTO

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento a mi familia, mi madre y mis hermanos por su apoyo incondicional a lo largo de todo este proceso. Gracias por estar siempre presentes. Este logro no sería posible sin ustedes.

A mis amigos de la carrera, en especial a Axel, Abigail, Anthony, Davis, Dayana, José, Kevin y Steven, gracias por acompañarme en este camino. A quienes me han acompañado desde antes, en especial a Oliver, Oscar, Mauricio y Janneth, gracias por ser parte fundamental de mi vida, por su apoyo y por siempre estar presentes en las buenas y en las malas. Su amistad, compañía y apoyo constante hicieron que los momentos difíciles fueran más llevaderos y los buenos, aún más memorables.

A mi tutor, el Ingeniero José Luis Ordóñez, por su valiosa guía, dedicación y disposición para apoyarnos frente a cada una de las dificultades que se presentaron.

A todos lo que participaron de esta etapa de mi vida muchas gracias.

Bermeo Tandazo Freddy Angelo

DEDICATORIA

Dedico este trabajo con todo mi corazón a cada uno de mis seres queridos, a quienes están presentes en mi vida y a aquellos que ya no se encuentran físicamente, pero cuyo recuerdo y amor siguen acompañándome en cada paso. Estoy convencido de que, desde donde estén, se llenarían de orgullo al verme alcanzar esta meta tan anhelada.

Dedico este logro a quienes desde mi niñez creyeron en mí, a quienes vieron en mí un gran potencial incluso antes de que yo mismo lo reconociera. A quienes me extendieron la mano sin esperar nada a cambio, brindándome apoyo, guía y confianza cuando más lo necesité.

A cada uno de mis profesores, quienes sembraron en mí no solo conocimientos, sino también valores que hoy forman parte de mi esencia. Su vocación y compromiso dejaron huellas imborrables en mi camino.

Dedico esta tesis también a mis mascotas, esos seres leales y nobles que, con su amor incondicional, alegría y compañía silenciosa, fueron un consuelo en los días difíciles y una fuente de paz en los momentos de agotamiento.

Finalmente, esta dedicatoria es para todos aquellos que, de una u otra manera, formaron parte de esta travesía. Este logro no es solo mío, es el reflejo de la fuerza, el amor y la esperanza que me brindaron.

Villa Pinzón Steven Fernando

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, agradezco a Dios, por brindarme salud, fortaleza y sabiduría en cada paso de este camino. Sin su guía, nada de esto habría sido posible.

A mi madre, Marisol Pinzón, quien ha sido el pilar fundamental de mi formación personal y académica. Su amor incondicional, su entrega incansable y su constante presencia han sido el motor que me impulsó a nunca rendirme.

A mi padre, Luis Villa, aunque la distancia física ha sido constante debido a su permanencia en el extranjero, su apoyo emocional y respaldo han sido firmes.

A mi abuela, Rosalía Sánchez, una mujer de inmenso corazón y fortaleza, cuyo sacrificio silencioso y dedicación incansable nos permitió acceder a una educación digna. Su entrega y amor han sido faros en mi vida. Gracias por enseñarme que el esfuerzo y la humildad son la base de todo logro.

A mis hermanas, Amy y Mishell, quienes han sido compañeras leales, cómplices en cada desafío, y fuente de motivación constante. Gracias por su amor, su paciencia y por estar siempre dispuestas a tenderme la mano cuando lo necesité.

A la doctora Rita Enríquez y al ingeniero Luis Robalino, les expreso mi más profundo agradecimiento por su apoyo incondicional, su cariño genuino y su guía constante a lo largo de mi vida. Más que mentores, han sido como abuelos para mí, no solo por el amor y la cercanía que siempre me brindaron, sino porque también formaron parte fundamental de mi crianza.

A mi enamorada, Dayana Cedillo, a quien conocí en este proceso académico y que se convirtió en una fuente de energía, alegría y esperanza. Gracias por tu apoyo incondicional, por tu confianza en mí, por el valor y la fuerza que me brindaste cada día, por cada palabra de aliento, por cada reto compartido y por hacer de este camino una experiencia más significativa.

Mi más profundo reconocimiento a cada uno de los docentes que formaron parte de mi proceso educativo. En especial, al Ingeniero José Luis Ordóñez Fernández, quien como tutor de este proyecto fue guía, mentor y fuente de inspiración. Su compromiso, ética profesional y vocación docente han dejado una huella imborrable en mí. Gracias por cada consejo, por su paciencia y por motivarme a buscar siempre la excelencia.

Asimismo, agradezco con admiración a los ingenieros José Lucero, Jaime Ortega, Olga Portilla, Tania Moscoso, a la licenciada Dalila Salazar, y a la licenciada Rocío Sánchez,

por su entrega, dedicación y sabiduría compartida a lo largo de estos años. Desde mis inicios los he admirado profundamente, y hoy reafirmo ese respeto con gratitud sincera. También agradezco profundamente a mi compañero de proyecto, Freddy Bermeo, con quien compartí esta etapa final. Más que un trabajo conjunto, fue una experiencia de crecimiento, aprendizaje y verdadera amistad. Gracias por tu compañerismo, compromiso y por demostrar que el trabajo en equipo, cuando hay respeto y metas claras, es sinónimo de éxito.

Finalmente, a mis amigos José, Axel, Anthony, Davis, Abigail, Kevin, Ángel, Yuly y Fernando, quienes estuvieron desde los primeros días de esta travesía universitaria. Gracias por los momentos compartidos, por cada palabra de aliento, por su apoyo incondicional y por enseñarme algo valioso cada uno desde su esencia.

Este logro no me pertenece solo a mí, es el resultado de una red de afectos, enseñanzas y experiencias que me acompañaron durante estos años. A todos ustedes, gracias infinitas.

Villa Pinzón Steven Fernando

RESUMEN

El presente trabajo de titulación tiene como finalidad evaluar el comportamiento sísmico de una edificación de mediana altura ubicada en la ciudad de Machala, clasificada como zona de amenaza sísmica alta con suelo tipo D, según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15). La estructura combina marcos metálicos y muros de corte de concreto armado, y se analizó con el objetivo de verificar si cumple con los criterios establecidos para ser considerada un sistema estructural dual, en el cual los muros deben absorber al menos el 75 % del cortante basal. Para ello, se aplicaron análisis estático lineal y modal espectral, conforme a los lineamientos de la NEC-SE-DS. Los resultados obtenidos muestran que en ciertas direcciones los muros no alcanzan la participación mínima exigida, por lo que la edificación no puede ser clasificada como sistema dual en su estado actual. Además, para el análisis de esfuerzos y verificación de elementos de acero, se utilizaron los criterios de la norma AISC 360-22, evaluando compacidad, momento plástico y relación demanda/capacidad.

Palabras clave: Muros estructurales, análisis lineal, sistema dual, derivas de piso, columnas compuestas CFST.

ABSTRACT

This degree project aims to evaluate the seismic behavior of a mid-rise building located in the city of Machala, classified as a high seismic hazard zone with soil type D according to the Ecuadorian Construction Code (NEC-15). The structure combines steel moment-resisting frames and reinforced concrete shear walls, and was analyzed to verify whether it meets the criteria to be classified as a dual structural system, in which the walls must resist at least 75% of the base shear. To this end, linear static and modal response spectrum analyses were applied in accordance with the guidelines established in the NEC-SE-DS. The results show that, in certain directions, the walls do not reach the required participation threshold; therefore, the building cannot be classified as a dual system in its current configuration. In addition, for the analysis of internal forces and verification of steel elements, the provisions of the AISC 360-22 standard were used, evaluating compactness, plastic moment, and demand-to-capacity ratio.

Keywords: Structural walls, linear analysis, dual system, story drift, CFST composite columns.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	17
CAPÍTULO 1: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	18
1.1. Antecedentes	18
1.2. Descripción de la situación problemática	26
1.3. Formulación del problema	28
1.4. Delimitación del objeto de estudio	29
1.5. Justificación.....	29
1.6. Objetivos: general y específicos.....	30
1.6.1. Objetivo general.....	30
1.6.2. Objetivos específicos	30
CAPITULO 2: MARCO TEÓRICO.....	31
2.1. Antecedentes contextuales	31
2.2. Antecedentes conceptuales.....	33
2.3. Antecedentes referenciales.....	37
CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA	39
3.1. Modalidad básica de la investigación	39
3.2. Tipo de investigación	39
3.2.1. Documental.....	39
3.2.2. De campo	39
3.2.3. Descriptiva	39
3.2.4. Experimental.....	40
3.3. Objeto de estudio.....	40
3.4. Población y muestra del objeto de estudio	41
3.5. Métodos teóricos con los materiales utilizados.....	41
3.5.1 Modelación	41
3.5.2 Especificaciones técnicas de la edificación	42

3.5.3	Descripción estructural del edificio	50
3.5.4	Distribución de cargas	56
3.5.5	Análisis dinámico espectral	58
3.5.6	Análisis sísmico estático lineal	62
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS		73
4.1.	Análisis e Interpretación de Resultados	73
4.2.	Modos de vibración.....	73
4.3.	Verificación del periodo fundamental de vibración.....	73
4.4.	Determinación del coeficiente sísmico (C_s) y coeficiente k	74
4.5.	Determinación y ajuste del cortante basal.....	75
4.6.	Derivas de piso.....	78
4.7.	Verificación de la capacidad portante de la cimentación.....	80
4.8.	Verificación de la condición de edificio dual.....	87
4.9.	Propuesta para alcanzar la clasificación de sistema dual en ambas direcciones	91
4.10.	Análisis de esfuerzos en vigas.....	93
4.11.	Evaluación de la capacidad de carga axial en columnas	107
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		120
5.1.	CONCLUSIONES	120
5.2.	Recomendaciones.....	121
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		123
ANEXOS		127

Índice de Ilustraciones

Ilustración 1: Zona de estudio.....	18
Ilustración 2: Número de estudiantes por facultad en el año 2023.....	19
Ilustración 3: Comparativo de número de estudiantes del año 2019 al 2024	19
Ilustración 4: Mapa de zonificación sísmica.....	24
Ilustración 5: Árbol de problemas	27
Ilustración 6: Modelado 3D de la estructura.....	42
Ilustración 7: Tipo de perfil de columna, sección compuesta y hueca	44
Ilustración 8: Tipo de perfil de viga, sección tipo I	46
Ilustración 9: Tipo de perfil de viga, sección tipo rectangular	47
Ilustración 10: Losa 1 tipo deck (placa colaborante).....	49
Ilustración 11: Losa 2 y 3 tipo deck (placa colaborante).....	49
Ilustración 12: Losa escalera tipo deck (placa colaborante)	50
Ilustración 13: Armado de cimentación del edificio.....	50
Ilustración 14: Armado de dado de columna.	51
Ilustración 15: Armado de cimentación de muro.....	51
Ilustración 16: Placas de acero para conexión con vigas.....	51
Ilustración 17: Placas de conexión colocadas en muro de concreto.	52
Ilustración 18: Armado interno de columna de acero.	52
Ilustración 19: Vista interna de columna de acero.....	52
Ilustración 20: Conexión columna – placa base.	53
Ilustración 21: Armado de vigas de acero.	53
Ilustración 22: Empalme de vigas de acero.	53
Ilustración 23: Biselado de viga de acero.	54
Ilustración 24: Cambio de sección de columnas.....	54
Ilustración 25: Conexión a momento de viga – columna.	54
Ilustración 26: Conexión a momento de viga principal – viga secundaria.....	55
Ilustración 27: Conexión a momento viga – muro.	55
Ilustración 28: Conexión a momento viga – muro.	55
Ilustración 29: Conexión a corte viga secundaria – nervio.....	56
Ilustración 30: Losa tipo deck (placa colaborante).	56
Ilustración 31: Espectro de diseño Machala Suelo Tipo D.....	60
Ilustración 32: Determinación del Sa para cada dirección.....	75

Ilustración 33: Ajuste de cortante en el eje X	77
Ilustración 34: Ajuste de cortante en el eje Y	77
Ilustración 35: Derivas de piso máxima inelástica en X.....	79
Ilustración 36: Derivas de piso máxima inelástica en Y	80
Ilustración 37: Ubicación de zapatas corridas en X y Y.	81
Ilustración 38: Ubicación vista en planta muros	88
Ilustración 39: Participación de muros en la dirección X.....	89
Ilustración 40: Participación de muros en la dirección Y	90
Ilustración 41: Sección transversal de viga armada 70 cm	93
Ilustración 42: Viga I, referencia para compacidad en patín.	94
Ilustración 43: Viga I, referencia para compacidad en alma.	95
Ilustración 44: $\bar{y}$ viga 70 cm	96
Ilustración 45: Sección transversal de viga armada 55 cm	98
Ilustración 46: Viga I, referencia para compacidad en patín.	99
Ilustración 47: Viga I, referencia para compacidad en alma.	99
Ilustración 48: $\bar{y}$ viga 55 cm	100
Ilustración 49: Sección transversal de viga armada 70 cm	103
Ilustración 50: Viga I, referencia para determinación de C_v	104
Ilustración 51: Sección transversal de viga armada 55 cm	106
Ilustración 52: Viga I, referencia para determinación de C_v	106
Ilustración 53: Columna compuesta de sección 70x70 cm	108
Ilustración 54: Columna compuesta, referencia para compacidad.	109
Ilustración 55: Columna compuesta de sección 60x60 cm	112
Ilustración 56: Columna compuesta, referencia para compacidad.	113
Ilustración 57: Columna compuesta de sección 45x45 cm.....	116
Ilustración 58: Columna compuesta, referencia para compacidad.	117

Índice de tablas

Tabla 1: Clasificación del suelo por su taxonomía	21
Tabla 2: Clasificación del suelo por textura	22
Tabla 3: Conflictos de uso de suelo	22
Tabla 4: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	24
Tabla 5: Aceleración máxima del suelo (PGA)- Machala (Sismo 18/03/2023)	25
Tabla 6: Movimientos en masa – Susceptibilidad cantón Machala.....	26
Tabla 7: Tipo de uso del edificio	40
Tabla 8: Dimensiones de los muros estructurales del edificio.....	44
Tabla 9: Secciones transversales de columnas	44
Tabla 10: Secciones transversales de vigas tipo I.....	46
Tabla 11: Secciones transversales de vigas de sección cuadrada	47
Tabla 12: Características de las vigas	47
Tabla 13: Distribución de cargas (CM Y CV)	56
Tabla 14: Coeficientes de perfil del suelo	59
Tabla 15: Factores de ajuste del espectro sísmico	60
Tabla 16: Coeficientes C_t y α	61
Tabla 17: Determinación del coeficiente k	62
Tabla 18: Derivas máximas por tipo de estructura	63
Tabla 19: Relaciones ancho a espesor: elementos de compresión en miembros sujetos a flexión (patín)	65
Tabla 20: Relaciones ancho a espesor: elementos de compresión en miembros sujetos a flexión (alma).....	65
Tabla 21: Límites de relaciones ancho/espesor para elementos de acero a compresión en miembros compuestos sometidos a compresión axial	68
Tabla 22: Modos de vibración del edificio	73
Tabla 23: Cortante en base.....	76
Tabla 24: Ajuste de cortante	77
Tabla 25: Derivas de piso en dirección X.....	78
Tabla 26: Derivas de piso en dirección Y	79
Tabla 27: Cargas sobre la zapata corrida eje F (CM+CV)	81
Tabla 28: Cargas sobre la zapata corrida eje 9 (CM+CV).....	82
Tabla 29: Cargas sobre la zapata corrida eje F (CM+CV+SDX)	84

Tabla 30: Cargas sobre la zapata corrida eje 9 (CM+CV+SDY)	85
Tabla 31: Cortante en base de muros dirección X	88
Tabla 32: Cortante en base de muros dirección Y	89
Tabla 33: Propuesta de longitud en planta de muros para cumplir	92

INTRODUCCIÓN

El diseño estructural es fundamental para garantizar la seguridad y funcionalidad de las edificaciones frente a demandas sísmicas, especialmente en zonas de alta sismicidad como la ciudad de Machala. Los sistemas duales, que combinan muros de corte y pórticos resistentes a momentos, surgen como una solución eficiente para mejorar la respuesta lateral de las estructuras. Estos sistemas no solo proporcionan rigidez y estabilidad, sino que también optimizan la distribución de esfuerzos, reduciendo deformaciones críticas. En el caso del edificio CRAI (Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación) de la Universidad Técnica de Machala, estas estrategias constructivas son esenciales para proteger a los usuarios y garantizar la continuidad de las actividades académicas y de investigación.

Actualmente, el aumento de los eventos sísmicos en la región y las limitaciones de algunos diseños estructurales evidencian la necesidad de un enfoque más integral en el análisis de las edificaciones. Problemas como los asentamientos diferenciales resaltan las vulnerabilidades de las estructuras que no consideran adecuadamente la interacción entre los elementos estructurales. Estas dificultades, junto con la clasificación de Machala como una zona de alta amenaza sísmica, recalcan la urgencia de adoptar sistemas estructurales innovadores y normativas actualizadas que garanticen la resistencia de las edificaciones frente a movimientos sísmicos extremos.

CAPÍTULO 1: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

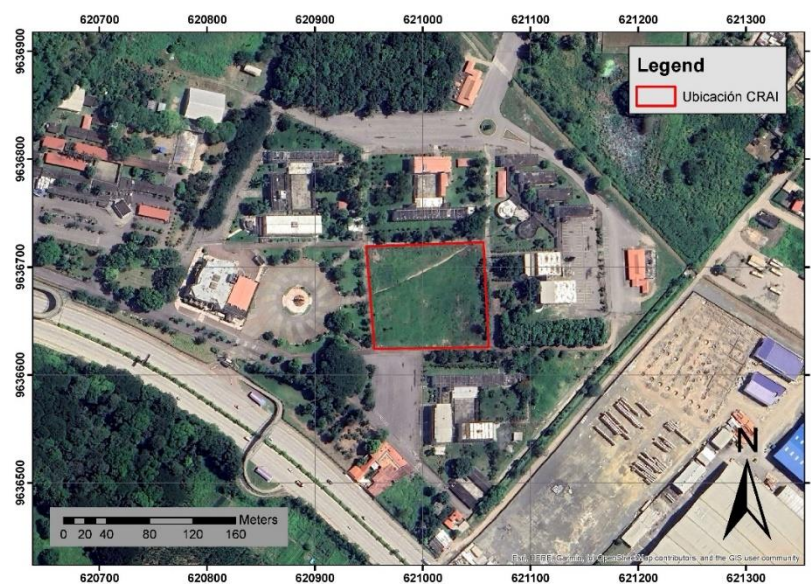
1.1. Antecedentes

Ubicación, Límites y Extensión

El presente trabajo de titulación se desarrollará en la ciudad de Machala, enfocado en el área de estructuras dentro del campus principal de la Universidad Técnica de Machala. El estudio estará centrado en el edificio CRAI (Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación), una edificación de gran importancia para la comunidad universitaria, ya que en sus instalaciones se llevarán a cabo actividades relacionadas con la educación, la investigación y el aprendizaje. El edificio se encuentra dentro de la Universidad Técnica de Machala, ubicada en la entrada de la ciudad de Machala, específicamente en la Av. Panamericana, kilómetro 5 1/2, vía a Pasaje.

La ubicación estratégica de la Universidad Técnica de Machala (UTMACH) en la región costera la convierte en un actor fundamental para impulsar el desarrollo académico, científico y cultural de la provincia. Su infraestructura permite brindar oportunidades educativas que fomentan la formación integral de los estudiantes, promoviendo una conexión activa con las necesidades locales y regionales. Además, la institución desempeña un papel clave en la generación de conocimiento y en la implementación de iniciativas que contribuyen al progreso social y económico de la comunidad.

Ilustración 1: Zona de estudio

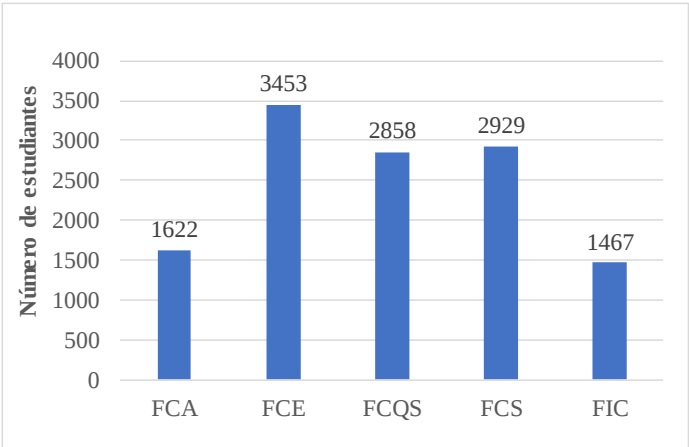


Fuente: Elaboración propia

Población

En el año 2023, la Universidad Técnica de Machala registró un total de 12.329 estudiantes matriculados. Esta cifra representa un indicador clave del alcance educativo de la institución y constituye la base principal para este estudio. Los estudiantes están organizados en cinco facultades, lo que refleja la diversidad académica y el compromiso de la universidad con la formación profesional en distintas áreas del conocimiento.

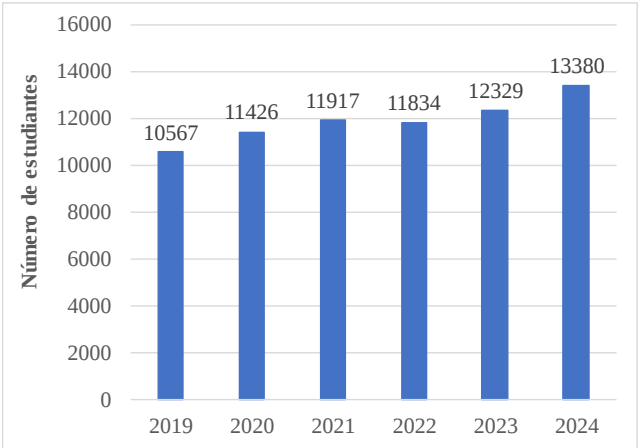
Ilustración 2: Número de estudiantes por facultad en el año 2023



Fuente: Informe Preliminar de Rendición de Cuentas 2023 UTMACH

De acuerdo con datos proporcionados por la universidad, durante el segundo período académico del 2024 se alcanzó un total de 13.380 estudiantes matriculados. Esta cifra representa un incremento significativo en comparación con años anteriores, evidenciando una tendencia positiva en el aumento de la población estudiantil.

Ilustración 3: Comparativo de número de estudiantes del año 2019 al 2024



Fuente: Informe Preliminar de Rendición de Cuentas 2023 UTMACH

El incremento en el número de estudiantes representa un factor clave en el análisis estructural de la edificación, ya que, a mayor cantidad de personas, mayor será la carga viva que deberá soportar la edificación. Esto no solo influye en el diseño y capacidad de los elementos estructurales, sino también en aspectos como la seguridad, la distribución de cargas en los distintos niveles y la necesidad de verificar que la estructura cumpla con los requisitos normativos para garantizar su estabilidad y funcionalidad a largo plazo.

Geología

El componente geológico del terreno es un factor fundamental en el desarrollo del presente anteproyecto, que toma como caso de estudio una edificación en el cantón Machala. Los materiales predominantes en la zona corresponden a arcillas marinas de estuario del período Cuaternario, las cuales generan suelos con características cohesivas y alta plasticidad. Estas propiedades geológicas influyen directamente en el comportamiento del terreno frente a cargas estructurales, ya que los suelos cohesivos tienden a experimentar asentamientos diferenciales y deformaciones significativas bajo ciertas condiciones.

Un aspecto crítico en el análisis del terreno es su sensibilidad a los cambios en la humedad ambiental. Las arcillas marinas presentan una alta capacidad de retención de agua, lo que puede provocar variaciones significativas en su resistencia y estabilidad. Durante la temporada lluviosa, el aumento de la saturación del suelo puede reducir su capacidad portante, mientras que, en épocas secas, el terreno puede experimentar contracciones que afecten su cohesión. Estas condiciones deben ser evaluadas para comprender cómo las fluctuaciones naturales del entorno pueden influir en la estabilidad del suelo. En arcillas saturadas, por ejemplo, el asentamiento final se compone de un componente a corto plazo (asentamiento inicial) y otro componente causado por el proceso de consolidación, que, por regla general, es el predominante (Gusmão et al., 2020).

Otro punto importante es la heterogeneidad del terreno. Los suelos arcillosos suelen presentar variaciones en sus propiedades en función de su profundidad y ubicación dentro del sitio de estudio. Estas diferencias pueden influir en el comportamiento del terreno frente a cargas aplicadas, por lo que es relevante considerar estas variaciones como un factor que podría afectar la estabilidad general del suelo en ciertas zonas.

Suelo

El suelo es un elemento clave dentro del componente biofísico, ya que sus características influyen directamente en la viabilidad y estabilidad de cualquier edificación. En el cantón Machala, los tipos de suelo predominantes, según su taxonomía, son los Entisoles, que abarcan el 46,20 % del territorio (17.220 ha), y los Inceptisoles, que representan el 14,64 % (5.457 ha). Estas unidades se distribuyen principalmente en la parte oriental del cantón, en sectores como La Primavera, Los Ceibales y Guarumal. Los Entisoles, al ser suelos azonales, poseen características formadas por el transporte de materiales, lo que los hace más susceptibles a cambios en su estructura y composición, mientras que los Inceptisoles presentan un mayor desarrollo pedológico, pero con limitaciones en su capacidad portante.

Tabla 1: Clasificación del suelo por su taxonomía

Taxonomía	Área (ha)	%
Entisol	17220,96	46,2
Inceptisol	5457,78	14,64
No aplicable	12817,75	34,39
Cuerpos de agua	1778,74	4,77
Total	37275,23	100

Fuente: Plan de desarrollo y ordenamiento territorial del cantón Machala

Desde el punto de vista constructivo, es fundamental considerar las texturas de los suelos presentes en el área de estudio, ya que estas determinan la capacidad del terreno para soportar cargas estructurales. En Machala, la textura media es la dominante, cubriendo el 22,48 % del territorio (8.377 ha). Este tipo de suelo, compuesto principalmente por limo y arcilla, presenta una buena capacidad de retención de agua y materia orgánica, lo que puede ser favorable para la estabilidad de cimentaciones superficiales. Sin embargo, los suelos de textura fina, que abarcan el 7,42 % del área (2.765 ha), poseen una capa arable limitada y son más susceptibles a asentamientos diferenciales debido a su alta plasticidad y cohesión. Por otro lado, las texturas moderadamente gruesa y gruesa, que en conjunto representan el 30,95 % del territorio, pueden presentar problemas de compactación y drenaje, lo que debe ser evaluado cuidadosamente en el diseño de cimentaciones.

Tabla 2: Clasificación del suelo por textura

Textura de los suelos	Área (ha)	%
Fina	2765,73	7,42
Media	8377,71	22,48
Moderadamente gruesa	5759,38	15,45
Gruesa	5776,08	15,50
No aplicable	12817,59	34,39
Cuerpos de agua	1778,74	4,77
Total	37275,23	100

Fuente: Plan de desarrollo y ordenamiento territorial del cantón Machala

Otro aspecto crítico en el análisis del suelo para edificaciones en Machala es la presencia de zonas subutilizadas o sobreutilizadas. Según el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial, el 41,77 % del territorio (15.570 ha) está subutilizado, mientras que el 29,60 % (11.032 ha) está sobreutilizado debido a actividades como el reemplazo de manglares por camaroneras. Estas alteraciones antrópicas pueden afectar negativamente las propiedades mecánicas del suelo, generando problemas de estabilidad en edificaciones futuras. Además, el uso intensivo de monocultivos en ciertas áreas ha reducido la calidad del suelo, aumentando su susceptibilidad a la erosión y disminuyendo su capacidad portante (Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Machala, 2022).

Tabla 3: Conflictos de uso de suelo

Conflictos de uso del suelo	Área (ha)	%
Área urbana	3689,75	9,9
Bien utilizado, uso adecuado	5203,69	13,96
Conflictos por sobreutilización	11032,35	29,6
Conflictos por subutilización	15570,71	41,77
Cuerpos de agua	1778,74	4,77
TOTAL	37275,24	100

Fuente: Plan de desarrollo y ordenamiento territorial del cantón Machala

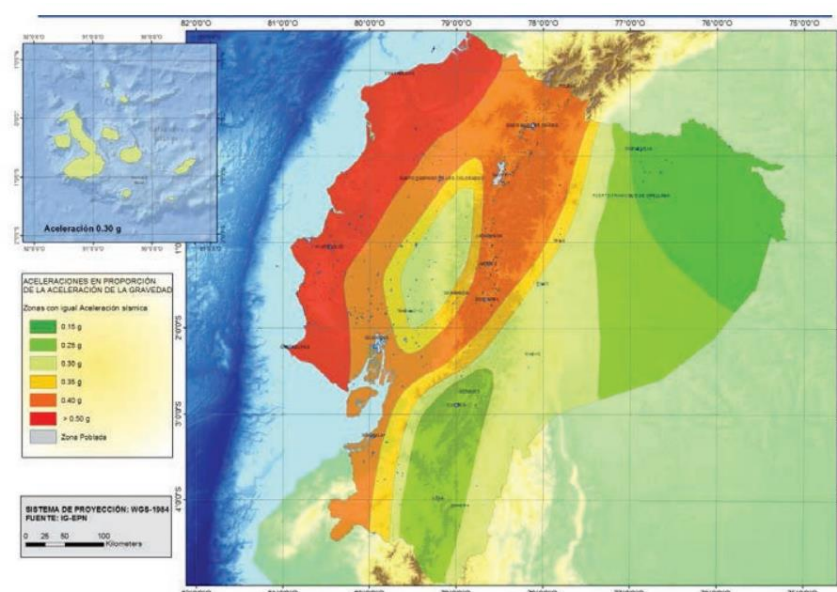
Amenaza sísmica

El cantón Machala se encuentra en una región con alta actividad sísmica, lo que implica una considerable probabilidad de ocurrencia de movimientos sísmicos. Toda la extensión del cantón está expuesta a este riesgo, ya que los sismos pueden generar vibraciones y desplazamientos que afectan tanto a las construcciones como a la población. Este tipo de amenaza es especialmente relevante en el diseño de edificaciones, ya que las estructuras deben ser capaces de resistir las fuerzas sísmicas y reducir al máximo los efectos de los movimientos del terreno.

La alta sismicidad de la zona exige que las construcciones cumplan con las normativas sismorresistentes, considerando tanto las propiedades de los materiales empleados como la interacción con los suelos locales, los cuales pueden intensificar los efectos de un sismo. Ecuador se considera sísmicamente activo. Durante los últimos 110 años se han producido terremotos que han sido estudiados por sus magnitudes y orígenes, siendo un claro ejemplo el terremoto de Esmeraldas en 1906, cuya magnitud fue de 8,8 en la escala de Richter y que fue uno de los mayores terremotos registrados en la historia (Cuenca et al., 2019).

En relación con la normativa vigente, la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en su apartado sobre Peligro Sísmico y Diseño Sismo Resistente, establece que el factor Z , asignado a cada zona sísmica, corresponde a la aceleración máxima esperada en roca durante un sismo de diseño, expresada como una fracción de la aceleración gravitacional. Según esta normativa, la mayor parte del territorio ecuatoriano está clasificada como de alta amenaza sísmica, con algunas excepciones: el nororiente, que se considera de amenaza sísmica intermedia, y la región costera, catalogada como de muy alta amenaza sísmica. Estos valores y clasificaciones se representan gráficamente a continuación:

Ilustración 4: Mapa de zonificación sísmica



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro sísmico

El mapa de zonificación sísmica utilizado para el diseño se basa en el estudio de peligro sísmico, considerando un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, lo que equivale a un período de retorno de 475 años. Este análisis incorpora una saturación de 0.50 g en los valores de aceleración sísmica en roca para la región costera ecuatoriana, identificada como zona VI (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b).

Tabla 4: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro sísmico

Para el cantón Machala el valor de factor Z es 0.4 la cual se caracteriza como alta peligrosidad sísmica. El 18 de marzo de 2023 se registró un evento sísmico en la zona del Golfo de Guayaquil, con una magnitud de 6.64 Mw y una profundidad de 63.1 km de acuerdo con el informe de sísmico del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, el cual se registró la siguiente aceleración máxima del terreno (PGA, por sus

siglas en inglés) para el cantón Machala (Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, 2023).

Tabla 5: Aceleración máxima del suelo (PGA)- Machala (Sismo 18/03/2023)

CODIGO	Componente	PGA (cm/s²)	D. Epicentral (km)	PSa max (cm/s²)	T (s)
ACH1	HNN	317,52	53,15	934,2	0,79
ACH1	HNE	185,38	53,15	454,1	0,9
ACH1	HNZ	41,96	53,15	131,6	0,11

Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional

Ecuador se encuentra ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico y es una de las regiones con mayor actividad sísmica del mundo. Esto se debe a la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana, como lo menciona (Ballesteros-Salazar et al., 2022) en su estudio sobre riesgo sísmico en instituciones educativas del país.

Fallas geológicas

El cantón Machala está situado en una región con alta actividad sísmica debido a su cercanía a fallas geológicas y zonas de subducción en la costa ecuatoriana. Según el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial (PDOT), todo el cantón se encuentra en una zona de alta intensidad sísmica, lo que significa una alta probabilidad de eventos sísmicos que podrían impactar tanto la infraestructura urbana como rural.

Las fallas geológicas son una fuente sísmica clave, cuya actividad depende de parámetros geométricos y cinemáticos, como la proyección espacial, el tipo de falla, el ángulo de desplazamiento y el ancho de la estructura sismogénica. Estos parámetros permiten estimar la magnitud, la intensidad macro sísmica y la aceleración máxima del suelo, siendo las fallas segmentadas responsables de múltiples terremotos pequeños para acomodar el momento sísmico acumulado (Avilés-Campoverde et al., 2021).

En cuanto a las fallas geológicas y fracturas, la información disponible indica que no hay fallas de gran magnitud que crucen directamente la zona urbana. Sin embargo, existen áreas con fracturas y posibles desplazamientos de terreno relacionados con la actividad sísmica. En términos de susceptibilidad a movimientos en masa, el cantón presenta una distribución desigual: alrededor del 49.50% del territorio tiene baja o nula susceptibilidad

a deslizamientos de tierra, el 4.17% tiene susceptibilidad media, y el 41.55% muestra susceptibilidad muy baja. Las áreas con mayor riesgo de deslizamientos y movimientos en masa se encuentran principalmente en la parte este y sur del cantón, donde el relieve y las características geológicas del suelo incrementan la vulnerabilidad.

Este contexto geológico es esencial para el diseño y construcción de edificaciones, ya que la presencia de fallas y la alta sismicidad requieren una evaluación detallada del terreno para asegurar la estabilidad estructural, especialmente en zonas urbanas y cercanas a cuerpos de agua o áreas con mayor pendiente.

Tabla 6: Movimientos en masa – Susceptibilidad cantón Machala

Descripción	Área (ha)	%
Susceptibilidad Baja a Nula	18452,06	49,50
Susceptibilidad Media	1555,06	4,17
Susceptibilidad Muy Baja	15488,98	41,55
Cuerpos de Agua	1778,74	4,77

Fuente: Plan de desarrollo y ordenamiento territorial del cantón Machala

1.2. Descripción de la situación problemática

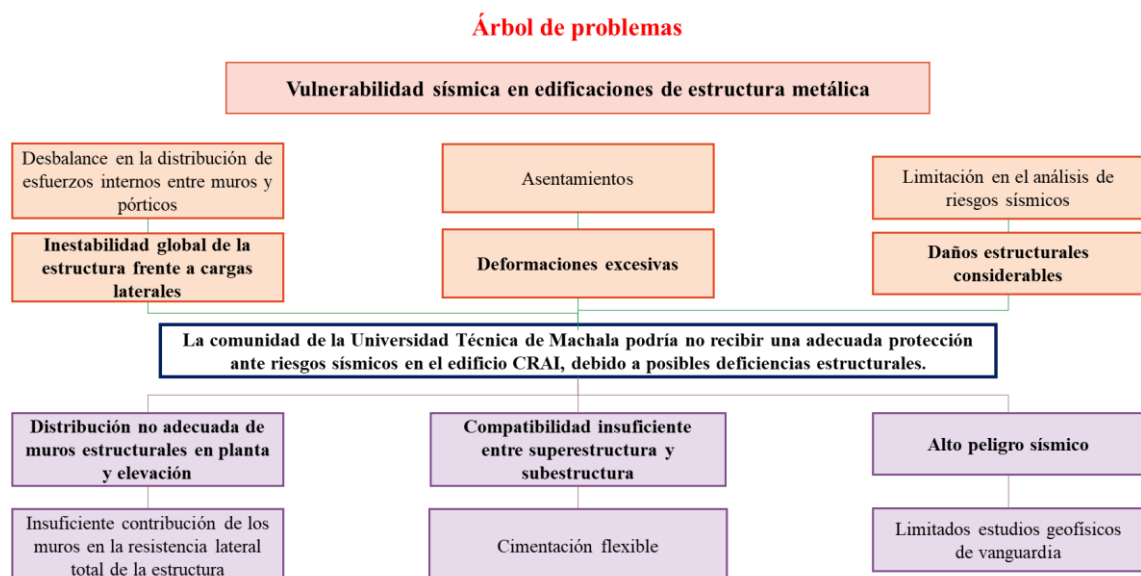
La incompatibilidad entre la superestructura y la subestructura se presenta cuando no se diseñan o construyen de manera que puedan interactuar adecuadamente, siendo la diferencia de rigidez entre ambas una causa común que genera una transmisión ineficiente de cargas hacia el terreno. Esto provoca asentamientos diferenciales que pueden derivar en deformaciones excesivas y daños estructurales significativos, como fisuras y fallas en elementos críticos, comprometiendo la estabilidad e integridad del edificio. Integrar el comportamiento de la cimentación en el análisis de las estructuras es fundamental para simular la deformabilidad real de estas construcciones. Desde el punto de vista del diseño de los cimientos, la adición de rigidez a la estructura implica la reducción de los asentamientos máximos y las distorsiones angulares (Gusmão et al., 2020).

Los muros de corte esbeltos, bajo la acción de cargas laterales, pueden experimentar pandeo, lo que reduce significativamente su capacidad para resistir fuerzas horizontales y compromete la estabilidad global de la edificación, especialmente en estructuras altas.

Este fenómeno afecta directamente el desempeño sísmico del edificio, aumentando el riesgo de fallas estructurales. El comportamiento de un muro de cortante simple esbelto puede compararse con el de una viga en voladizo de hormigón armado. Estos muros pueden considerarse como voladizos verticales que toleran enormes cantidades de momento flector, fuerza cortante y fuerza de compresión debidas a cargas laterales y gravitatorias. En consecuencia, la interacción momento-fuerza axial debe utilizarse para determinar la resistencia de la sección crítica de un muro de cortante. Al evaluar la capacidad de flexión de un muro de cortante, debe tenerse en cuenta el refuerzo vertical o de flexión en la zona del alma (Abbaszadeh & Chaallal, 2022).

Finalmente, el alto peligro sísmico en la zona del caso de estudio evidencia una marcada vulnerabilidad de las edificaciones frente a eventos sísmicos. Los sismos generan altas aceleraciones y fuerzas laterales que ocasionan daños severos en los elementos estructurales, lo que puede provocar un debilitamiento progresivo de las construcciones, incrementando su susceptibilidad ante futuros movimientos sísmicos y comprometiendo la seguridad de sus ocupantes. Las consideraciones de diseño de cimentaciones bajo cargas sísmicas son complejas por naturaleza debido a la variabilidad de las condiciones del suelo y las diversas configuraciones de los edificios y sistemas estructurales (Koboevic et al., 2023).

Ilustración 5: Árbol de problemas



Fuente: Elaboración propia

1.3. Formulación del problema

¿Cómo influye la distribución no adecuada de muros estructurales en planta y elevación en el desempeño sísmico de una edificación? Una disposición ineficiente de los muros estructurales ya sea por una geometría irregular, una ubicación periférica sin simetría o una distribución desbalanceada en altura, puede generar una transferencia no uniforme de esfuerzos laterales y provocar concentraciones de demanda que comprometen la estabilidad global. Según el estudio de (Shukla & Nallasivam, 2024), los muros de corte colocados estratégicamente en el núcleo central del edificio ofrecen un desempeño notablemente superior frente a cargas laterales, logrando reducir hasta 2.5 veces los desplazamientos superiores en comparación con edificios sin muros. Asimismo, se identificó que los muros situados cerca de las esquinas presentan la menor efectividad en términos de rigidez y control de derivas.

¿Cómo influye la incompatibilidad entre la subestructura y la superestructura en la aparición de deformaciones excesivas en edificaciones? La insuficiente compatibilidad entre la subestructura y la superestructura puede generar deformaciones excesivas en edificaciones, especialmente cuando no se considera adecuadamente la interacción dinámica suelo-estructura (SSI). Según investigaciones recientes, la SSI puede causar mayores daños en las estructuras debido a la flexibilidad adicional inducida en la base y al aumento de los momentos de vuelco y esfuerzos cortantes durante sismos. Ignorar estos efectos puede derivar en diseños inseguros, como lo demuestran eventos sísmicos recientes y estudios avanzados en el área (Bapir et al., 2023).

¿En qué medida el alto peligro sísmico puede comprometer la estabilidad estructural de las edificaciones, provocando daños significativos en su capacidad de resistencia? El alto peligro sísmico en edificaciones puede provocar daños estructurales considerables. El comportamiento de edificaciones bajo condiciones de alta intensidad sísmica se analizó mediante análisis dinámico incremental. Según (Alarcón et al., 2023), determinó que las estructuras de muros de corte de concreto reforzado experimentan degradaciones significativas en su capacidad resistente debido a la formación de grietas en el concreto y el flujo plástico de las barras de refuerzo bajo cargas sísmicas reversibles. Esto resulta en cambios en las características dinámicas modales y puede llevar al colapso estructural cuando se alcanzan ciertos límites de intensidad.

1.4. Delimitación del objeto de estudio

El presente trabajo se enfoca en el estudio de los edificios de estructura metálica con muros de corte, analizando su condición de edificio dual y la contribución de estos elementos en la respuesta lateral frente a eventos sísmicos. Dentro de este marco general, se toma como caso de estudio el edificio CRAI (Centro de Recursos para el Aprendizaje e Investigación), ubicado en el campus principal de la Universidad Técnica de Machala, en la Av. Panamericana, kilómetro 5 1/2, vía a Pasaje.

1.5. Justificación

Las edificaciones ubicadas en regiones catalogadas como de alto peligro sísmico, requieren diseños que garanticen un desempeño óptimo frente a eventos extremos. En este contexto, el estudio de los sistemas duales resulta fundamental, ya que estos combinan elementos resistentes a cargas verticales y laterales, como estructuras metálicas y muros de corte de concreto, permitiendo una respuesta estructural integrada y eficiente frente a las demandas sísmicas. Comprender y analizar el comportamiento de este tipo de sistemas es crucial para optimizar la estabilidad global de las edificaciones y reducir su vulnerabilidad ante movimientos sísmicos. Este enfoque es particularmente relevante en el caso del edificio CRAI (Centro de Recursos para el Aprendizaje e Investigación).

El presente trabajo está alineado con las directrices establecidas en el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial (PDOT) del cantón Machala para el período 2019-2030, el cual establece como una prioridad la reducción de la vulnerabilidad ante riesgos naturales, con especial énfasis en amenazas sísmicas debido a la ubicación geográfica de la ciudad en una zona de alta sismicidad. Este enfoque del PDOT destaca la necesidad de implementar medidas que garanticen la capacidad de resistencia de las edificaciones, tanto públicas como privadas, con el fin de salvaguardar la integridad de las personas y la funcionalidad de las infraestructuras.

El desarrollo de este trabajo, titulado “Estudio de la participación de la respuesta lateral de muros estructurales para identificar la condición de edificio dual”, representa un paso fundamental en la culminación de nuestra formación académica como estudiantes de Ingeniería Civil en la Universidad Técnica de Machala. Este estudio nos permitirá demostrar la aplicación práctica de los conocimientos adquiridos a lo largo de nuestra carrera, consolidando nuestros conocimientos en análisis estructural y diseño sismorresistente. Además, es una oportunidad significativa para cumplir con los

requisitos exigidos para la obtención del título de Ingeniero Civil, marcando el inicio de nuestra transición hacia el ejercicio profesional.

1.6. Objetivos: general y específicos

1.6.1. Objetivo general

Evaluar la condición de edificio dual en una estructura metálica con muros de corte de concreto, mediante el análisis de su respuesta sísmica, determinando la participación de los muros en la resistencia lateral para la verificación del cumplimiento de los parámetros de diseño estructural en sistemas duales.

1.6.2. Objetivos específicos

- Examinar la literatura bibliográfica y documental sobre edificios duales con estructura metálica y muros de corte de concreto, considerando normativas, estudios previos y metodologías aplicadas al análisis sísmico en zonas de alto riesgo sísmico, para la evaluación de la participación de los muros en la resistencia lateral y su impacto en el diseño estructural.
- Analizar la respuesta sísmica de una estructura metálica con muros de corte de concreto, mediante simulaciones realizadas en un software de análisis estructural, para la determinación de la condición de edificio dual frente a cargas sísmicas.
- Proponer una alternativa de optimización en el diseño estructural de edificaciones duales, basada en los resultados obtenidos del análisis sísmico, optimizando la participación de los muros de corte.

CAPITULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes contextuales

A nivel mundial, en las últimas décadas, la investigación en diseño y desempeño sísmico de estructuras ha avanzado significativamente, especialmente en el análisis de sistemas estructurales que combinan marcos resistentes a momentos y muros de corte, conocidos como sistemas duales.

El estudio realizado por investigadores de la Universidad de Sheffield (Reino Unido) y el Instituto Nacional de Ciencias e Ingeniería Civil (NUST, Pakistán) investigaron el impacto de la transición del código UBC-97 (Uniform Building Code 1997) al IBC-2021 (International Building Code) en el diseño sísmico y los costos asociados en Pakistán. Este estudio comparó marcos resistentes a momentos (SMF) y sistemas duales bajo ambos códigos, utilizando análisis no lineal mediante ETABS. Los resultados mostraron que el diseño bajo el IBC-2021 genera mayores demandas sísmicas y, por ende, incrementos en el cortante basal y desplazamientos en comparación con el UBC-97. Los sistemas duales demostraron mayor rigidez y menores desplazamientos que los SMF, siendo más eficientes en términos estructurales y económicos (Shakeel et al., 2024).

Por otro lado, en un estudio realizado en Nepal, realizaron una revisión sobre el desempeño de los muros de corte en sistemas estructurales duales, destacando su relevancia en la resistencia a cargas laterales y la reducción de deformaciones relativas entre pisos consecutivos en edificios altos. El estudio analizó diferentes configuraciones, ubicaciones y espesores de muros de corte, concluyendo que su ubicación óptima (en esquinas o núcleos centrales) y un diseño simétrico mejoran significativamente la rigidez lateral y reducen estas deformaciones. Además, se enfatizó que espesores mayores de muros de corte disminuyen los desplazamientos laterales, siendo una solución costo-beneficio en edificaciones de baja y media altura (Suwal & Khawas, 2022).

En el contexto latinoamericano, la investigación sobre el diseño y desempeño sísmico de estructuras ha adquirido relevancia debido al alto riesgo sísmico de diversas regiones. El análisis de sistemas duales, que combinan marcos resistentes a momentos y muros de corte, ha sido un enfoque clave en el desarrollo de soluciones estructurales más eficientes para mitigar los efectos de los sismos.

En Chile, un país caracterizado por su alta actividad sísmica, se analizó el desempeño sísmico de edificios altos con sistemas duales de concreto reforzado en zonas de subducción. El estudio evaluó cuatro modelos estructurales de 16 pisos diseñados según las normativas chilenas actuales, considerando diferentes zonas sísmicas (alta y moderada) y tipos de suelo (muy rígido y moderadamente rígido). Los resultados mostraron que los sistemas duales cumplen con los objetivos de prevención de colapso establecidos por normativas internacionales como el ASCE 7-22, con probabilidades de colapso inferiores al 10 % bajo eventos sísmicos de diseño máximo. Sin embargo, se identificaron discrepancias en el desempeño según el tipo de suelo, siendo los edificios sobre suelos más blandos significativamente más vulnerables (Gallegos et al., 2023).

Un estudio realizado en Brasil, hizo un análisis comparativo del comportamiento estructural de un edificio de concreto de múltiples niveles en Brasil, un país con actividad sísmica moderada a baja. El estudio evaluó dos configuraciones estructurales: una formada únicamente por marcos de concreto y otra con un sistema dual que incorpora muros de corte. Los análisis, realizados bajo la normativa brasileña ABNT NBR 15421:2006, consideraron métodos de fuerzas laterales equivalentes y espectros de respuesta modal. Los resultados revelaron que la inclusión de muros de corte incrementa significativamente la rigidez lateral del edificio, especialmente cuando se disponen paralelos a la dirección de análisis. En la dirección perpendicular, el impacto de los muros de corte fue menor, destacando la importancia de su ubicación estratégica. Además, los desplazamientos absolutos y relativos fueron menores en el sistema dual, lo que demuestra su efectividad en la reducción de deformaciones (Seruti et al., 2023).

En el contexto ecuatoriano, estudios destacan la influencia de factores como las irregularidades torsionales, los detalles de conexión en sistemas mixtos y las características constructivas de las edificaciones en el comportamiento ante eventos sísmicos ocurridos en el país.

El estudio realizado en Guayaquil por Quishpe-Otacomá investigaron el comportamiento cíclico de muros de corte mixtos de acero-hormigón, analizando dos configuraciones con diferentes detalles de conexión. Los resultados experimentales y numéricos demostraron que las conexiones soldadas y el aumento en el número de conectores mejoran la capacidad de disipación de energía y reducen la aparición de grietas en las uniones entre los elementos metálicos y el núcleo de concreto. Aunque ambas configuraciones

alcanzaron capacidades similares de resistencia lateral, se observó que las deficiencias en el proceso constructivo, como la segregación del concreto en la base, pueden comprometer significativamente el desempeño estructural. Este estudio destaca la importancia de un diseño adecuado de las conexiones y de una construcción precisa para maximizar la capacidad y la ductilidad de los sistemas mixtos (Quishpe-Otacoma et al., 2024).

Por otro lado, en Rumiñahui según Ulcuango y Haro que evaluaron el desempeño sísmico de sistemas duales de hormigón armado con diferentes niveles de irregularidad torsional (IT 1.0, IT 1.2 e IT 1.4). El estudio utilizó análisis dinámicos incrementales (IDA) y curvas de fragilidad para determinar los niveles de desempeño estructural: ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso. Los resultados mostraron que un mayor nivel de irregularidad torsional incrementa significativamente las probabilidades de alcanzar el nivel de prevención de colapso, con valores de 3.54%, 18.29% y 31.60% para los modelos IT 1.0, IT 1.2 e IT 1.4, respectivamente. Esto evidencia que las irregularidades torsionales afectan negativamente la distribución de esfuerzos, aumentando las demandas locales y globales en los elementos estructurales. Se dejó en claro que las estrategias de diseño deben considerar límites estrictos para la irregularidad torsional a fin de garantizar un comportamiento sísmico adecuado (Ulcuango & Haro, 2024).

2.2. Antecedentes conceptuales

En el contexto de estructuras metálicas, los muros de corte contribuyen significativamente a la respuesta lateral, actuando como un sistema complementario que mejora la estabilidad global y garantiza un mejor desempeño frente a sismos, siempre que exista una adecuada compatibilidad entre los diferentes sistemas estructurales. Los muros estructurales, también conocidos como muros cortantes, son elementos de concreto armado diseñados para resistir combinaciones de momentos flectores, fuerzas cortantes y axiales, destacándose por su rigidez en la dirección de su plano. Estos muros son esenciales para limitar desplazamientos laterales, reducir los períodos de vibración y mejorar la rigidez tridimensional de las estructuras, protegiendo tanto los elementos estructurales como los no estructurales frente a cargas horizontales, como las generadas por eventos sísmicos (García Vincés et al., 2021).

Las estructuras duales son sistemas que combinan marcos resistentes a momentos y muros de corte, equilibrando la rigidez entre ambos elementos para garantizar un comportamiento eficiente frente a cargas laterales. Los muros de corte aportan rigidez adicional, reduciendo desplazamientos laterales y mejorando la respuesta sísmica (Shakeel et al., 2024). Este concepto destaca la importancia de la interacción entre los elementos estructurales para optimizar la capacidad de disipación de energía y garantizar un desempeño sísmico adecuado.

En un sistema dual, los marcos resistentes a momentos deben ser capaces de resistir al menos el 25% de las fuerzas sísmicas de diseño, mientras que la resistencia total frente a las fuerzas sísmicas debe ser proporcionada por la combinación de los pórticos de momento y los muros de cortante o pórticos arriostrados en proporción a sus rigideces.(ASCE, 2022). Este enfoque asegura una distribución equilibrada de las cargas laterales, optimizando el desempeño sísmico de la estructura. Por su parte, la NEC-SE-DS también establece criterios para clasificar una estructura como sistema dual. En este sentido, se requiere que los muros estructurales estén dispuestos de manera simétrica, preferentemente hacia la periferia del edificio, manteniendo su continuidad en altura. Además, se especifica que, para ser considerado un sistema dual, los muros deben absorber al menos el 75 % del cortante basal en cada dirección.

El peligro sísmico se entiende como la probabilidad de que ocurra un evento sísmico con características específicas en un periodo de tiempo determinado, incorporando combinaciones entre la magnitud y la distancia del sismo al sitio de interés. (Guzmán et al., 2022) establece que a partir de ese concepto se puede desarrollar espectros de peligro uniforme, los cuales poseen la misma probabilidad de ser excedidos en un periodo dado para todo el rango de ordenadas espectrales, y son fundamentales para los análisis espectrales de respuesta estructural. En el caso de los edificios de estructura metálica con muros de corte, este enfoque es clave para evaluar las demandas sísmicas que afectan su comportamiento lateral.

Las estructuras de acero, ampliamente utilizadas en la ingeniería civil, destacan por su capacidad portante, ductilidad y desempeño frente a cargas dinámicas, como las generadas por eventos sísmicos. Según (Chen et al., 2022) estas estructuras se emplean en aplicaciones como grandes estructuras espaciales, edificios de gran altura y puentes,

además de ser cada vez más comunes en la industria prefabricada y en edificios residenciales debido al desarrollo de técnicas y avances económicos. El modelado y las pruebas son herramientas clave para comprender su comportamiento, incluyendo su capacidad de carga y desempeño sísmico, lo que resulta fundamental en sistemas que combinan elementos resistentes a fuerzas laterales y verticales, asegurando estabilidad y funcionalidad global frente a diversas solicitaciones.

Según el estudio de (Yousry et al., 2024), se define que las columnas compuestas de acero rellenas de concreto (CFST) se han consolidado como una solución estructural efectiva en edificaciones de gran altura debido a su elevada capacidad portante axial, rigidez incrementada, eficiencia en la disipación de energía frente a eventos sísmicos y rapidez constructiva en obra. Esta tecnología permite compensar las debilidades propias del acero y del concreto cuando se usan por separado, aprovechando el confinamiento que ofrece el tubo de acero al núcleo de concreto, lo que mejora sus propiedades mecánicas y evita el pandeo local del acero. A su vez, el concreto interior absorbe cargas de compresión, lo que optimiza el comportamiento conjunto del elemento. Esta interacción sinérgica convierte a los elementos CFST en componentes estructurales altamente eficientes y preferidos en la práctica contemporánea de la ingeniería civil.

(Cunalata & Caiza, 2022) mencionan que una de las principales causas de daño en las estructuras durante los sismos es su comportamiento inadecuado. Por ello, es fundamental determinar el grado de vulnerabilidad de las edificaciones considerando su configuración estructural, con el objetivo de investigar soluciones y mejorar su respuesta estructural frente a eventos sísmicos de mediana o gran intensidad. Además, se señala que el Ecuador, al ser un país expuesto a peligro sísmico permanente, enfrenta riesgos significativos de pérdidas humanas, materiales y económicas, lo que resalta la importancia de realizar estudios para planificar y mitigar los efectos negativos de futuros eventos sísmicos.

El pandeo estructural en muros de corte, según (Morales & Wiegand, 2020), se refiere a la inestabilidad fuera del plano que ocurre en muros delgados de hormigón armado sometidos a grandes demandas de desplazamiento o curvatura. Este fenómeno, asociado a la formación de grietas horizontales y la pérdida de rigidez en las zonas comprimidas, puede provocar un desplazamiento abrupto fuera del plano cuando las barras de refuerzo

longitudinal alcanzan su límite de compresión, reduciendo significativamente la capacidad resistente del muro. Factores como el espesor del muro influyen en este comportamiento, ya que un mayor espesor permite el cierre temprano de grietas, mientras que espesores menores aumentan la susceptibilidad al pandeo. Además, los autores destacan que este fenómeno es inherentemente no lineal, requiriendo enfoques energéticos y experimentales para complementarlo.

La estabilidad estructural dinámica, según (Mascolo, 2019), se refiere a los fenómenos que ocurren a frecuencias críticas no nulas y que involucran problemas mecánicos donde la dimensión temporal no puede ser ignorada. Esto incluye sistemas estructurales sometidos a cargas dinámicas en su estado de equilibrio, como fuerzas paramétricas pulsantes o fuerzas seguidoras. Además, menciona que todos los problemas de estabilidad en el mundo real son dinámicos, aunque puedan modelarse exitosamente como estáticos.

El diseño sismorresistente, según (Rodriguez, 2023) se fundamenta en la necesidad de que las estructuras no solo cumplan con la resistencia lateral especificada por las normativas, sino que también posean reservas de capacidad de deformación lateral para enfrentar demandas sísmicas superiores a las previstas. El diseño sismorresistente es crucial en una edificación porque protege vidas humanas al minimizar el riesgo de colapso estructural durante un sismo, reduce daños materiales y asegura la funcionalidad de las estructuras después del evento.

En su investigación (Farzampour et al., 2023) define la resistencia lateral como la capacidad de los sistemas estructurales para soportar cargas laterales, como las generadas por sismos y vientos, mediante mecanismos de ductilidad y disipación de energía. En este contexto, los sistemas de resistencia lateral, como los fusibles estructurales y los amortiguadores innovadores, están diseñados para concentrar la inelasticidad en áreas específicas, protegiendo otros elementos estructurales y mejorando el desempeño global frente a eventos sísmicos. Esto resulta particularmente relevante en el estudio de edificios duales, ya que permite analizar cómo los sistemas estructurales interactúan para garantizar una adecuada estabilidad y rigidez.

Según (Requena-Garcia-Cruz et al., 2021) la ductilidad se define como la capacidad de una estructura para experimentar grandes deformaciones sin una reducción sustancial en su resistencia. Esta propiedad es crucial en el comportamiento sísmico de los edificios,

ya que permite prevenir mecanismos de colapso frágil y minimizar los daños esperados durante eventos sísmicos.

Por otro lado, (Prusty & Banerjee, 2020) menciona la ductilidad en el caso de los aceros estructurales, esta capacidad está altamente influenciada por factores como la tasa de deformación, la temperatura y la composición química. En particular, los aceros con mayor contenido de carbono tienden a mostrar una menor ductilidad, comprometiendo su capacidad para absorber energía antes de alcanzar la fractura, lo cual es crítico en aplicaciones estructurales donde se requiere resistencia a impactos o cargas dinámicas.

2.3. Antecedentes referenciales

(Al Agha & Umamaheswari, 2020), en su investigación titulada “Analytical study of irregular reinforced concrete building with shear wall and dual framed-shear wall system by using Equivalent Static and Response Spectrum Method”, desarrollan una metodología basada en el cálculo de parámetros clave como el cortante basal, el periodo natural fundamental, los desplazamientos y los momentos, con el objetivo de evaluar el comportamiento sísmico de estructuras con sistemas duales. Para ello, implementan el análisis estático equivalente y el análisis modal espectral en edificaciones con configuraciones irregulares, modeladas mediante el software ETABS. Su estudio se centra en comparar el desempeño estructural entre distintas configuraciones de muros de corte y marcos resistentes a momento, demostrando cómo la combinación y ubicación estratégica de estos elementos influye directamente en la eficiencia del sistema dual frente a cargas laterales.

(Suwal & Khawas, 2022), en su trabajo titulado “Performance of Reinforced Concrete Shear Wall in Dual Structural System: A Review”, analizan la interacción entre sistemas duales compuestos por marcos resistentes a momentos y muros de corte. Su metodología se basa en la revisión de literatura técnica, estudios comparativos que evalúan el impacto de la ubicación, cantidad y configuración de los muros de corte sobre la respuesta lateral de estructuras de gran altura y el análisis estático lineal. Además, enfatizan la importancia de optimizar la distribución de los muros para minimizar desplazamientos laterales y derivas de piso.

(Alarcón et al., 2023), en su trabajo “Performance of Medium-Rise Buildings with Reinforced Concrete Shear Walls Designed for High Seismic Hazard”, evalúan edificios de mediana altura con muros de corte diseñados para zonas de alta sismicidad. La

metodología incluye simulaciones aplicando un análisis dinámico incremental, para analizar desplazamientos laterales y comportamiento estructural frente a cargas sísmicas severas, se identificó que una adecuada ductilidad y un diseño equilibrado entre rigidez y deformabilidad son esenciales para garantizar un buen desempeño estructural frente a sismos.

(Atmani et al., 2021), en su estudio sobre el comportamiento de muros estructurales de concreto armado, destacan la importancia de diversos parámetros estructurales —como la resistencia del concreto, la relación de refuerzo longitudinal y las condiciones de carga lateral— en la respuesta global de estos elementos. Aunque el análisis empleado es de tipo no lineal, los conceptos desarrollados resultan útiles también en contextos de análisis lineales como el adoptado en la presente investigación, ya que permiten comprender cómo estos factores inciden en la rigidez lateral, la distribución de esfuerzos y la respuesta estructural frente a solicitaciones sísmicas.

Finalmente, (Khan et al., 2024), en su estudio “Comparison of Tall Building G+30 Based on Shear Wall System and Dual System”, comparan el comportamiento sísmico utilizando dos sistemas estructurales: sistema de muros de corte y sistema dual (muros de corte combinados con marcos resistentes a momento) mediante simulaciones numéricas. Analizan desplazamientos laterales y fuerzas cortantes en edificios altos utilizando diferentes configuraciones estructurales, destacando que el sistema de muros de corte ofrece mejor desempeño en términos de resistencia y rigidez, reduciendo desplazamientos en zonas sísmicas altas, mientras que el sistema dual es más flexible y mejora la ductilidad, pero presenta mayores desplazamientos y derivas de entrepiso en comparación.

La metodología propuesta para el presente estudio se fundamentará en las estrategias descritas anteriormente, adaptándolas a nuestro caso de estudio “edificio CRAI”, un sistema estructural metálico con muros de corte. El análisis incluirá el uso de registros sísmicos representativos de la región, la evaluación del comportamiento lateral mediante simulaciones numéricas y la comparación de resultados para determinar la compatibilidad entre subestructura y superestructura en sistemas duales.

CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA

3.1. Modalidad básica de la investigación

La presente investigación adopta un enfoque cuantitativo, fundamentado en el análisis numérico de variables físicas y estructurales correspondientes a una edificación real. A través de la modelación computacional del edificio y la aplicación de análisis estático y dinámico, se obtienen datos objetivos relacionados con desplazamientos, esfuerzos internos y la distribución de fuerzas. Estos resultados son interpretados cuantitativamente para establecer conclusiones sobre el desempeño estructural. Esta modalidad permite una evaluación precisa del comportamiento de los pórticos y muros estructurales frente a cargas sísmicas, conforme a los lineamientos establecidos en la normativa ecuatoriana de la construcción vigente.

3.2. Tipo de investigación

3.2.1. Documental

Se realizará una revisión técnica de las normas estructurales nacionales (NEC-15) e internacionales (ASCE 7-22), con el fin de establecer criterios de diseño y análisis aplicables a edificaciones ubicadas en zonas sísmicas. Asimismo, se consultarán artículos científicos recientes y trabajos de titulación relacionados con la modelación estructural, el análisis sísmico y el comportamiento de sistemas estructurales duales. Esta revisión permitirá sustentar el enfoque teórico del estudio y establecer comparaciones con investigaciones similares previas.

3.2.2. De campo

A través de visitas técnicas al edificio se recopila información sobre las condiciones reales de construcción: geometría de elementos, materiales utilizados, distribución de muros, distancias entrepisos, y detalles constructivos. Esto permite validar los planos con la realidad, mejorar la precisión del modelo estructural y asegurar la coherencia entre los datos técnicos y la estructura existente.

3.2.3. Descriptiva

La investigación adoptará un enfoque descriptivo para caracterizar detalladamente los elementos estructurales del edificio, así como la interacción entre los muros estructurales y los pórticos resistentes a momento. Se describirán las propiedades geométricas, disposición en planta y elevación, a partir de los planos técnicos, datos de campo y el modelo estructural generado.

Mediante análisis estático y dinámico, se evaluará la respuesta sísmica del sistema, describiendo efectos como derivas, desplazamientos laterales, cortantes basales y modos de vibración. Este enfoque permitirá representar el comportamiento estructural sin alterar las variables del sistema, facilitando la verificación del cumplimiento de los criterios normativos para sistemas duales.

3.2.4. Experimental

Se emplea modelación computacional para estudiar el comportamiento estructural bajo solicitaciones sísmicas. El modelo permite someter al edificio a cargas sísmicas estáticas y dinámicas, y observar el comportamiento de los muros y marcos, lo que facilita la evaluación de su desempeño como sistema dual.

3.3. Objeto de estudio

El objeto de estudio es el edificio CRAI, una edificación de mediana altura con estructura metálica y muros estructurales de concreto armado, ubicada en la ciudad de Machala. Esta configuración mixta lo convierte en un caso representativo para evaluar el comportamiento de sistemas duales sometidos a demanda sísmica. Su selección responde a la disponibilidad de información técnica y su relevancia funcional dentro del entorno universitario.

- El uso funcional del edificio es institucional, orientado a servicios académicos y administrativos universitarios, con la siguiente distribución por niveles:

Tabla 7: Tipo de uso del edificio

Piso	Uso principal
Planta Baja	Acceso general, recepción, salas de lectura, área de exposiciones, salas de tutorías virtuales, cafetería, áreas de servicio, servicios higiénicos.
Primera Planta	Oficinas, biblioteca física, salas de tutorías virtuales, departamentos administrativos, cubículos, biblioteca digital, áreas de lectura, servicios higiénicos.

Segunda Planta	Oficinas, biblioteca física, salas de tutorías virtuales, departamentos administrativos, cubículos, biblioteca digital, áreas de lectura, servicios higiénicos, sala de descanso.
Terraza	Área de lectura, bares, espacios abiertos, servicios higiénicos.

Fuente: Autores

3.4. Población y muestra del objeto de estudio

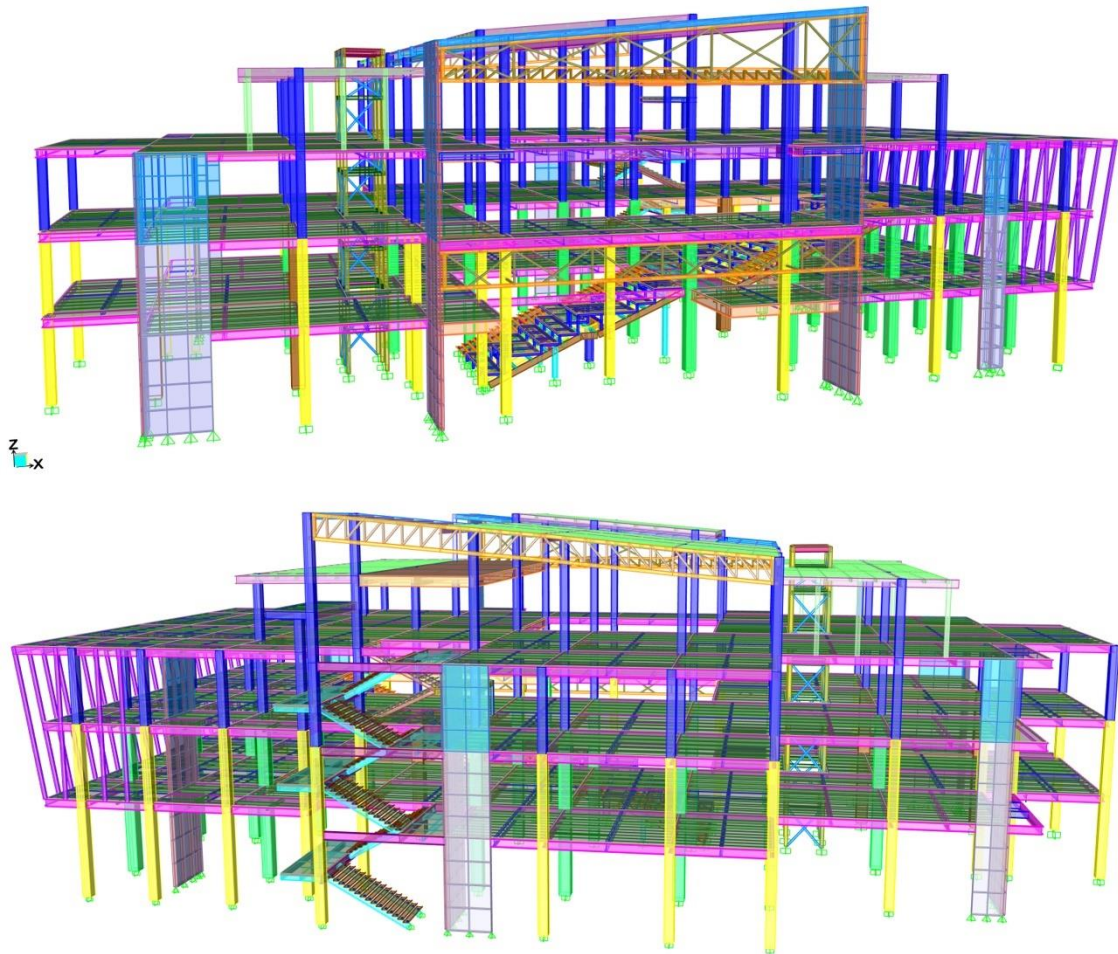
La población está conformada por edificaciones de concreto armado con sistemas estructurales conformado por la combinación de pórticos a momento y muros estructurales, ubicadas en zonas sísmicamente activas del Ecuador. La muestra se define como el edificio CRAI, debido a que representa una estructura típica de mediana altura, expuesta a la amenaza sísmica regional y con características constructivas comunes en el medio.

3.5. Métodos teóricos con los materiales utilizados

3.5.1 Modelación

Se elabora un modelo tridimensional del edificio utilizando una herramienta de análisis estructural. El modelo incluye todos los elementos estructurales: columnas, vigas, losas, nervios y muros. Se representa la rigidez de los elementos y se definen las condiciones de borde, conexiones y restricciones. La elaboración del modelo busca representar fielmente el comportamiento estructural bajo cargas sísmicas.

Ilustración 6: Modelado 3D de la estructura



Fuente: Autores

3.5.2 Especificaciones técnicas de la edificación

El edificio objeto de estudio corresponde a una edificación de mediana altura ubicada en la ciudad de Machala. Se trata de una estructura mixta, compuesta por marcos metálicos rígidos y muros de corte de hormigón armado, concebida para un uso académico y administrativo institucional.

3.5.2.1 Resistencia de materiales

Concreto

- $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ para muros estructurales.
- $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ para relleno de columnas metálicas, losas.
- Módulo de elasticidad del concreto:

Determinar mediante expresión establecida por la NEC y el ACI

$$E_c = 15100 \times \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 15100 \times \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 252671.328 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$E_c = 15100 \times \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 233928.194 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Acero estructural

- Acero en vigas principales: ASTM A572 Gr 50.
- Acero en vigas secundarias: ASTM A572 Gr 50.
- Acero en nervios: ASTM A36.
- Acero en columnas: ASTM A572 Gr 50.
- Acero en celosías: ASTM A36.
- Módulo de elasticidad del acero: $29000 \text{ ksi} = 2038700 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2038.7 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}$

3.5.2.2 Características y dimensiones de los elementos

- Plantas estructurales: 4 niveles (Planta Baja, Primera Planta, Segunda Planta, Terraza), sin subsuelos.
- Altura entre pisos:
 - Losa primera planta N+4.65 m
 - Losa segunda planta N+8.80 m
 - Losa tercera planta N+12.95 m
 - Cubierta N+18.05 m - 20.00 m
- Muros estructurales de hormigón armado:
 - Espesor: 25 cm
 - Inercia agrietada: $0.6 \cdot I_g$ en los dos primeros niveles.

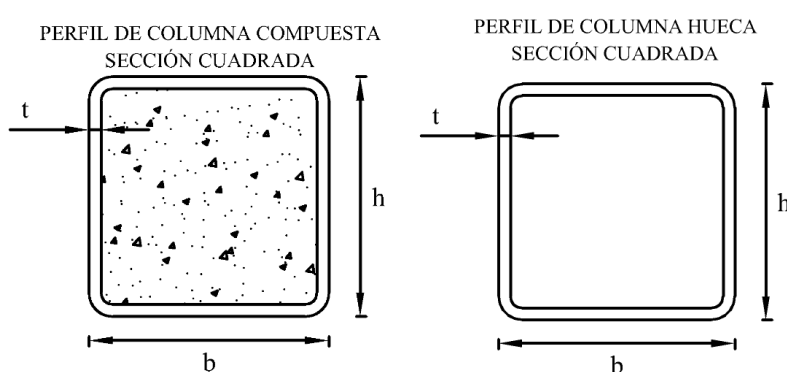
Tabla 8: Dimensiones de los muros estructurales del edificio

Identificación	Tipo de muro	Longitud en planta (m)		Altura (m)	Espesor (m)
		X	Y		
Muro 1	Tipo L	2.20	3.00	12.95	0.25
Muro 2	Tipo L	1.50	3.00	12.95	0.25
Muro 3	Tipo I	-	3.00	12.95	0.25
Muro 4	Tipo L	3.00	1.50	12.95	0.25
Muro 5	Tipo I	-	3.40	18.05	0.25
Muro 6	Tipo I	-	3.40	20	0.25
Muro 7	Tipo L	1.50	1.50	12.95	0.25

Fuente: Autores

- Columnas metálicas:

Ilustración 7: Tipo de perfil de columna, sección compuesta y hueca



Fuente: Autores

Tabla 9: Secciones transversales de columnas

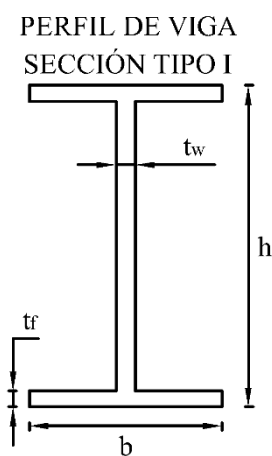
COLUMNAS PLANTA BAJA					
Nivel	Dimensiones	Espesor De Pared (mm)	Tipo De Columna	f'c (kg/cm2)	Acero Estructural
	(b x h)	(t)			
(N+0.00) - (+N 4.65)	0.45 m x 0.45 m	12	Compuesta	240	ASTM A572 Gr. 50

	0.60 m x 0.60 m	12	Compuesta	240	ASTM A572 Gr. 50
	0.70 m x 0.70 m	12	Compuesta	240	ASTM A572 Gr. 50
COLUMNAS PRIMERA PLANTA					
Nivel	Dimensiones	Espesor De Pared (mm)	Tipo De Columna	f'c (kg/cm2)	Acero Estructural
	(b x h)	(t)			
(+N 4.65) - (+N +8.85)	0.45 m x 0.45 m	12	Compuesta	240	ASTM A572 Gr. 50
	0.60 m x 0.60 m	12	Compuesta	240	ASTM A572 Gr. 50
	0.70 m x 0.70 m	12	Compuesta	240	ASTM A572 Gr. 50
COLUMNAS SEGUNDA PLANTA					
Nivel	Dimensiones	Espesor De Pared (mm)	Tipo De Columna	f'c (kg/cm2)	Acero Estructural
	(b x h)	(t)			
(+N 8.85) - (+N 12.95)	0.40 m x 0.40 m	10	Compuesta	240	ASTM A572 Gr. 50
COLUMNAS TERCERA PLANTA					
Nivel	Dimensiones	Espesor De Pared (mm)	Tipo De Columna	f'c (kg/cm2)	Acero Estructural
	(b x h)	(t)			
(+N 12.95) - (VARIOS)	0.40 m x 0.40 m	10	Compuesta	240	ASTM A572 Gr. 50
	0.25 m x 0.25 m	6	Sin relleno	-	ASTM A36
COLUMNAS ASCENSOR					
Nivel	Dimensiones	Espesor De Pared (mm)	Tipo De Columna	f'c (kg/cm2)	Acero Estructural
	(b x h)	(t)			
(+N 0) - (+N 18.05)	0.20 m x 0.20 m	6	Sin relleno	-	ASTM A36

Fuente: Autores

- Vigas metálicas:

Ilustración 8: Tipo de perfil de viga, sección tipo I



Fuente: Autores

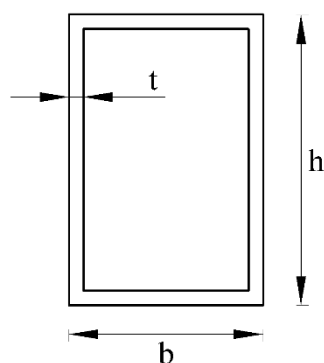
Tabla 10: Secciones transversales de vigas tipo I

Descripción	Unidad	V1	V2	V3	V4	V5
Sección tipo		I	I	I	I	I
Peralte (h)	mm	350	400	550	700	300
Ancho patín (b)	mm	140	170	200	200	150
Espesor Alma (tw)	mm	6	8	10	10	6
Espesor Patín (tf)	mm	10	12	14	14	6
Tipo Acero		Gr. 50	Gr. 50	Gr. 50	Gr. 50	Gr. 36

Fuente: Autores

Ilustración 9: Tipo de perfil de viga, sección tipo rectangular

PERFIL DE VIGA
SECCIÓN RECTANGULAR



Fuente: Autores

Tabla 11: Secciones transversales de vigas de sección cuadrada

Descripción	Unidad	V6	V7	V8	V9
Sección tipo		□	□	□	□
Altura (h)	mm	150	200	300	150
Base (b)	mm	100	100	100	150
Espesor (t)	mm	3	4	6	4
Tipo Acero		Gr. 36	Gr. 36	Gr. 36	Gr. 36

Fuente: Autores

Tabla 12: Características de las vigas

VIGAS LOSA PRIMERA PLANTA			
NIVEL	SECCIÓN TIPO	CLASIFICACIÓN	ACERO ESTRUCTURAL
LOSA (+N 4.65)	V1	Armada	ASTM A572 Gr. 50
	V2	Armada	ASTM A572 Gr. 50

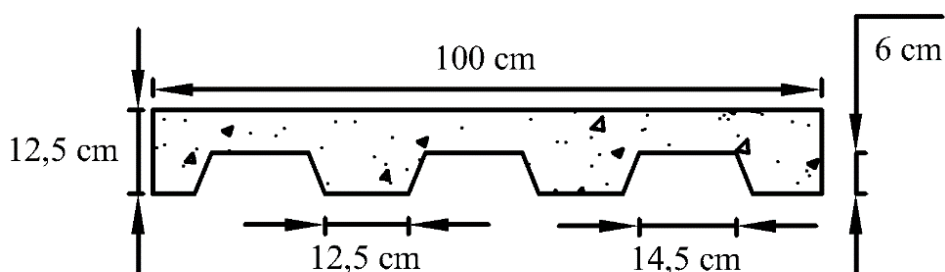
	V3	Armada	ASTM A572 Gr. 50
	V6	Tubular	ASTM A36
VIGAS LOSA SEGUNDO PISO			
NIVEL	SECCIÓN TIPO	CLASIFICACIÓN	ACERO ESTRUCTURAL
LOSA (+N 8.85)	V1	Armada	ASTM A572 Gr. 50
	V2	Armada	ASTM A572 Gr. 50
	V3	Armada	ASTM A572 Gr. 50
	V4	Armada	ASTM A572 Gr. 50
	V6	Tubular	ASTM A36
VIGAS LOSA TERCER PISO			
NIVEL	SECCIÓN TIPO	CLASIFICACIÓN	ACERO ESTRUCTURAL
LOSA (+N 12.95)	V1	Armada	ASTM A572 Gr. 50
	V2	Armada	ASTM A572 Gr. 50
	V3	Armada	ASTM A572 Gr. 50
	V4	Armada	ASTM A572 Gr. 50
	V6	Tubular	ASTM A36
VIGAS CUBIERTA			
NIVEL	SECCIÓN TIPO	CLASIFICACIÓN	ACERO ESTRUCTURAL
(VARIOS)	V2	Armada	ASTM A572 Gr. 50
	V4	Armada	ASTM A572 Gr. 50

	V5	Armada	ASTM A572 Gr. 50
	V7	Tubular	ASTM A36

Fuente: Autores

- Losas:
 - Tipo: losa colaborante o losa tipo deck
 - Espesor en el primer nivel y loseta de cubierta: 12.5 cm

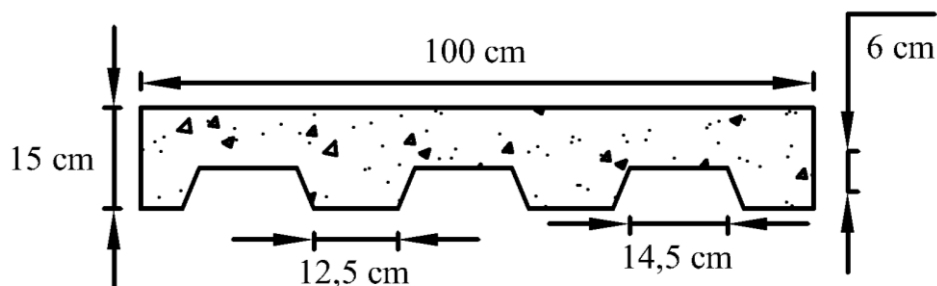
Ilustración 10: Losa 1 tipo deck (placa colaborante)



Fuente: Autores

- Espesor en el segundo y tercer nivel: 15 cm

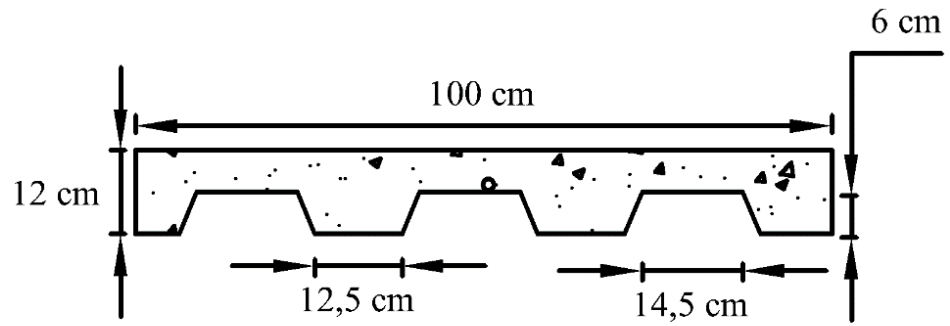
Ilustración 11: Losa 2 y 3 tipo deck (placa colaborante)



Fuente: Autores

- Espesor en el descanso de escaleras: 12 cm

Ilustración 12: Losa escalera tipo deck (placa colaborante)



Fuente: Autores

- Cimentación y geotecnia
 - Tipo de cimentación: zapatas corridas.
 - Profundidad de desplante: 1.50 m
 - Ancho de la zapata de cimentación: 1.50 m
 - Perfil del suelo: Tipo D
 - Capacidad admisible del suelo = 16.1 T/m²

3.5.3 Descripción estructural del edificio

Ilustración 13: Armado de cimentación del edificio.



Fuente: Proporcionado por la empresa constructora.

Ilustración 14: Armado de dado de columna.



Fuente: Proporcionado por la empresa constructora.

Ilustración 15: Armado de cimentación de muro.



Fuente: Proporcionado por la empresa constructora.

Ilustración 16: Placas de acero para conexión con vigas.



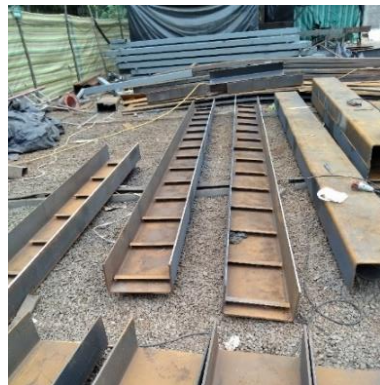
Fuente: Autores

Ilustración 17: Placas de conexión colocadas en muro de concreto.



Fuente: Autores

Ilustración 18: Armado interno de columna de acero.



Fuente: Autores

Ilustración 19: Vista interna de columna de acero.



Fuente: Autores

Ilustración 20: Conexión columna – placa base.



Fuente: Autores

Ilustración 21: Armado de vigas de acero.



Fuente: Autores

Ilustración 22: Empalme de vigas de acero.



Fuente: Autores

Ilustración 23: Biselado de viga de acero.



Fuente: Autores

Ilustración 24: Cambio de sección de columnas.



Fuente: Autores

Ilustración 25: Conexión a momento de viga – columna.



Fuente: Autores

Ilustración 26: Conexión a momento de viga principal – viga secundaria.



Fuente: Autores

Ilustración 27: Conexión a momento viga – muro.



Fuente: Autores

Ilustración 28: Conexión a momento viga – muro.



Fuente: Autores

Ilustración 29: Conexión a corte viga secundaria – nervio.



Fuente: Autores

Ilustración 30: Losa tipo deck (placa colaborante).



Fuente: Autores

3.5.4 Distribución de cargas

Las cargas aplicadas al modelo incluyen:

Tabla 13: Distribución de cargas (CM Y CV)

Tipo de Carga	Ubicación o Uso	Descripción	Carga [kg/m ²]
Carga Muerta (CM)	Losa (Nivel 1 al Nivel 3)	Peso propio	Determinado por software
	Losa (Nivel 1 al Nivel 3)	Peso de recubrimiento	80

	Losa (Nivel 1 al Nivel 3)	Peso de paredes e instalaciones	140
	Escaleras	Peso de recubrimiento	80
	Loseta de cubierta	Peso propio	Determinado por software
	Loseta de cubierta	Peso de recubrimiento	40
	Loseta de cubierta	Peso de cubierta verde	150
	Cubierta metálica	Peso de la cubierta metálica	25
Carga Viva (CV)	Oficinas y salas de tutorías virtuales	Uso habitual de trabajo y reuniones	250
	Biblioteca física	Zona de libros y estanterías	490
	Cubículos y biblioteca digital	Uso mixto con equipamiento electrónico	350
	Escaleras	Uso habitual	490
	Loseta de cubierta	Carga de servicio para mantenimiento	50
	Cubierta metálica	Carga de servicio para mantenimiento	50

Fuente: Autores

Se usarán la combinación de carga estipuladas por la NEC-SE-CG (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015):

- 1.4 D
- 1.2 D + 1.6 L
- 1.2 D + L + SDX
- 1.2 D + L + SDY

- $0.9 D + SDX$
- $0.9 D + SDY$

También se añadieron combinación como:

- $D + L$
- $D + L + SDX$
- $D + L + SDY$

3.5.5 Análisis dinámico espectral

El análisis dinámico espectral constituye una de las metodologías más utilizadas para evaluar la respuesta sísmica de estructuras, ya que permite considerar los efectos dinámicos del sismo mediante la incorporación del espectro de diseño en aceleraciones establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo de Peligro Sísmico (NEC-SE-DS).

Para su aplicación, es indispensable considerar las condiciones geotécnicas del sitio, ya que el tipo de suelo influye directamente en la forma del espectro de respuesta. En este estudio, la edificación se encuentra ubicada en la ciudad de Machala, correspondiente a una zona sísmica de alta peligrosidad y asentada sobre un perfil de suelo tipo D.

En función de este perfil, se emplearán los coeficientes de amplificación sísmica correspondientes a la categoría de suelo tipo D, tales como F_a , F_d y F_s los cuales ajustan el espectro elástico de diseño para reflejar las características dinámicas del terreno. Estos parámetros se determinarán de acuerdo con la zonificación sísmica del país y los criterios definidos en la normativa vigente.

Donde:

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

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.

Tabla 14: Coeficientes de perfil del suelo

Machala Suelo Tipo D	
Fa	1.2
Fd	1.28
Fs	1.19

Fuente: Autores

El factor η representa la relación de amplificación espectral (S_a/Z) utilizada para ajustar el espectro de diseño sísmico en función de la región geográfica del Ecuador. Para periodos de retorno de 475 años su valor normalizado depende de la ubicación del proyecto: para provincias de la Costa (excepto Esmeraldas) se adopta $\eta = 1.80$, para la Sierra, Esmeraldas y Galápagos $\eta = 2.48$, y para el Oriente $\eta = 2.60$. En el caso de Machala, se emplea $\eta = 1.80$.

El factor r es un coeficiente de ajuste del espectro de diseño elástico según el tipo de suelo. Su valor es $r = 1$ para todos los tipos de suelo, excepto para el suelo tipo E, en el cual se incrementa a $r = 1.5$, debido a su mayor nivel de amplificación sísmica.

Para la obtención del espectro de diseño inelástico, es necesario considerar diversos factores de ajuste que reflejan tanto la configuración geométrica de la estructura como su función dentro del entorno construido. Entre estos se incluyen los factores de penalización por irregularidades en planta ($\emptyset P$) y en elevación ($\emptyset E$), que reducen la capacidad de disipación de energía cuando la estructura presenta discontinuidades significativas.

Adicionalmente, el coeficiente de importancia (I) se aplica en función del uso y la criticidad del edificio, incrementando la demanda sísmica en edificaciones esenciales o estratégicas. Por último, se incorpora el factor de reducción de resistencia sísmica (R), que representa la capacidad del sistema estructural para disipar energía mediante comportamiento inelástico, y cuyo valor varía según el tipo de sistema resistente considerado. Estos parámetros, establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS), permiten ajustar el espectro de diseño a condiciones realistas de desempeño estructural frente a eventos sísmicos severos.

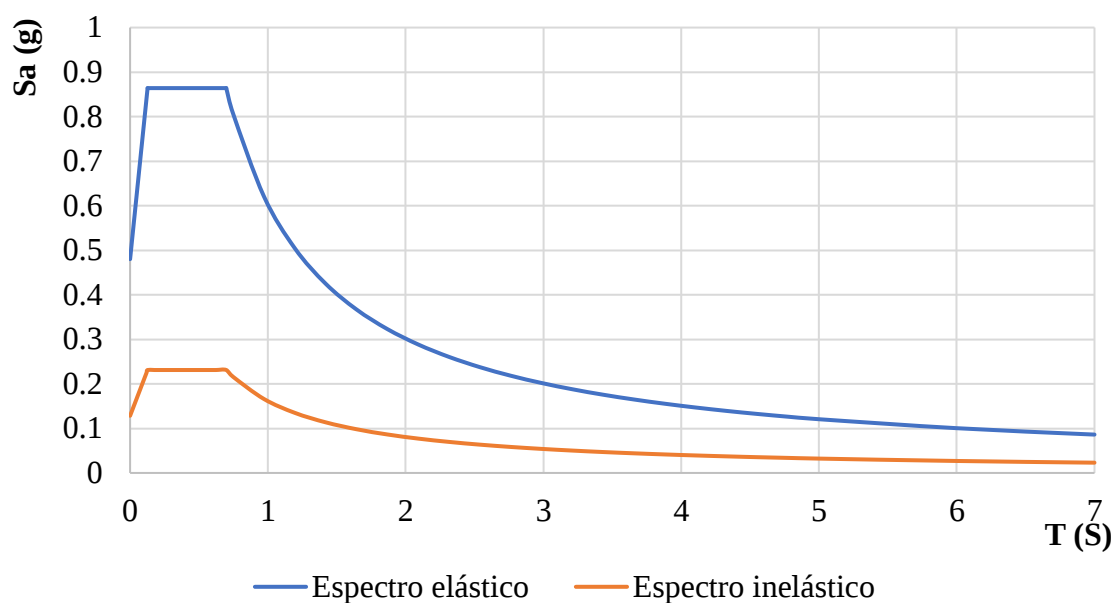
Tabla 15: Factores de ajuste del espectro sísmico

Factores de ajuste del espectro sísmico	
I	1.3
R	6
ØP	0.9
ØE	0.9

Fuente: Autores

Considerando los parámetros previamente establecidos, se construye el espectro de diseño en aceleraciones:

Ilustración 31: Espectro de diseño Machala Suelo Tipo D



Fuente: Autores

- **Carga sísmica reactiva**

Uno de los parámetros que se debe tener en cuenta dentro del análisis estructural es la carga sísmica equivalente, la cual se considerará el 100 % de la carga muerta más un porcentaje de la carga viva. Para este caso, se adopta el 25 % de la carga viva:

$$W_R = D + 0.25 L$$

Donde:

W_R : Carga sísmica reactiva

D : Carga muerta

L : Carga Viva

- **Análisis modal**

Según la NEC-SE-DC, para el análisis modal se debe garantizar que los modos de vibración considerados acumulen al menos el 90 % de la masa total en cada una de las direcciones principales del edificio (X y Y). Este control asegura que la respuesta dinámica esté adecuadamente representada por los modos incluidos en el análisis.

- **Periodo de vibración teórico**

Además, como parte del control de resultados, el período fundamental obtenido mediante el análisis modal debe ser verificado frente al período calculado mediante el método empírico (Método 1), definido por la relación:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Dónde:

T: Período de vibración

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio

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

α : Coeficiente que depende del sistema estructural

Tabla 16: Coeficientes C_t y α

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9

Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75
---	-------	------

Fuente: NEC-15 (NEC-SE-DS)

Como parte del control normativo, se compara el periodo estimado mediante el Método 1 con el resultado obtenido por el análisis modal (Método 2), a fin de verificar que este último no exceda en más del 30% al valor teórico. Este criterio es exigido por la NEC en su capítulo Peligro Sísmico para validar el modelo estructural.

3.5.6 Análisis sísmico estático lineal

El análisis sísmico estático lineal se desarrolla a partir de los periodos fundamentales obtenidos previamente en el análisis modal, permitiendo así calcular la distribución de las fuerzas laterales que inducen los desplazamientos en la estructura.

En este análisis, se requiere determinar el coeficiente k , el cual guarda una relación directa con el período de vibración predominante de la estructura (T) en las direcciones X y Y. Conforme a lo estipulado por la normativa NEC-SE-DS, dicho coeficiente puede calcularse mediante la siguiente expresión:

Tabla 17: Determinación del coeficiente k

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Fuente: Autores

Otro parámetro que debe determinarse es el coeficiente sísmico C_s , el cual se obtiene a partir de la fórmula del cortante basal. Este coeficiente representa el porcentaje de la carga sísmica reactiva que se asigna como fuerza lateral sobre la estructura.

$$V = C_s \cdot W_R = \frac{I \cdot S_a}{R \cdot \Phi_P \cdot \Phi_E} \cdot W_R$$

Donde:

V: Cortante basal

Cs: Coeficiente sísmico

I: Factor de importancia

Sa: Obtenido del espectro de diseño en aceleraciones (depende del periodo)

Φ_P , Φ_E : Coeficientes de configuración en planta y elevación

R: Factor de reducción de resistencia sísmica

WR: Carga sísmica reactiva

- **Ajuste de cortante**

Se necesita verificar si la estructura necesita de un ajuste de cortante, la NEC-SE-DS establece que el valor del cortante dinámico total en la base, obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares).
- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

- **Deriva inelástica**

La deriva inelástica se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta_i = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E$$

Donde:

R: Factor de reducción de resistencia sísmica

Δ_E : Deriva elástica

Δ_i : Deriva inelástica

Otro de los aspectos que deben verificarse es el valor límite de la deriva inelástica, el cual se encuentra establecido según los criterios normativos y se resume en la tabla siguiente:

Tabla 18: Derivas máximas por tipo de estructura

Estructuras de:	Deriva inelástica
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

- **Verificación de la capacidad portante de la cimentación**

La cimentación empleada en esta edificación corresponde al tipo de zapatas corridas. De acuerdo con el estudio de suelo proporcionado que se realizó en el lugar, se identificó que el tipo de suelo corresponde a un perfil tipo D, con una capacidad de carga admisible del suelo de 16.10 Ton/m². Con base en esta información, se procede a calcular el esfuerzo de contacto transmitido por la zapata corrida más solicitada, tanto en la dirección X como en la dirección Y, utilizando la siguiente fórmula:

$$q = \frac{P}{A}$$

Donde:

q: Esfuerzo de contacto.

P: Carga total sobre la zapata.

A: Área de la zapata.

El esfuerzo de contacto obtenido será comparado con la capacidad portante admisible del suelo, con el objetivo de verificar que dicho esfuerzo no la exceda. Para determinar la carga transmitida a la zapata, se utilizarán combinaciones de carga de servicio, específicamente **D+L**, y también combinaciones que incluyan la acción sísmica: **D+L+SDX** para la dirección X, y **D+L+SDY** para la dirección Y.

- **Condición de edificio dual**

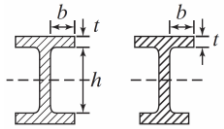
La NEC-15 en su capítulo de Peligro sísmico, establece que para que una edificación sea considerada como un sistema estructural dual, los muros de corte deben absorber al menos el 75 % del cortante basal en cada una de las direcciones principales. En este sentido, se determinará el porcentaje del cortante que es resistido por los muros estructurales tanto en la dirección X como en la Y, a partir del análisis sísmico dinámico en ambas direcciones. Cabe resaltar que no todos los muros participan en ambas direcciones, debido a su orientación y disposición geométrica, tal como se indicó en la Tabla 8.

- **Análisis de esfuerzos en vigas**

Se analizarán las vigas que presentan la mayor demanda interna, tanto en momento flector como en fuerza cortante, en las direcciones X y Y, según los resultados del análisis estructural.

Se verificará la compacidad de las secciones utilizando las fórmulas establecidas en la norma (AISC, 2022). Tanto los patines como el alma deben ser evaluados individualmente para determinar su grado de compacidad. En el caso de los patines, la verificación se realiza conforme a los criterios aplicables a vigas con secciones armadas de perfil I y doble simetría, de acuerdo con los siguientes parámetros:

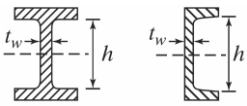
Tabla 19: Relaciones ancho a espesor: elementos de compresión en miembros sujetos a flexión (patín)

Elemento no rigidizado	CASO	Descripción del elemento	Relación ancho-espesor	Relaciones limitantes ancho - espesor		Ejemplo
				λ_p Compacto/ No compacto	λ_r No compacto/ esbelto	
	11	Patines de secciones compuestas de perfil I, de simetría simple y doble	b/t	$0.38 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \times \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$	

Fuente: AISC 360-22

Para el alma de las vigas, la verificación de la compacidad se realiza mediante las siguientes fórmulas, según lo establecido para vigas de sección tipo I con doble simetría:

Tabla 20: Relaciones ancho a espesor: elementos de compresión en miembros sujetos a flexión (alma)

Elementos rigidizados	CASO	Descripción del elemento	Relación ancho-espesor	Relaciones limitantes ancho - espesor		Ejemplo
				λ_p Compacto/ No compacto	λ_r No compacto/ esbelto	
	15	Almas de secciones de perfil I con simetría doble y canales	h/tw	$3.76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Fuente: AISC 360-22

Para determinar el momento plástico de la viga, se debe emplear la siguiente fórmula:

$$M_p = \phi \times f_y \times Z_x$$

Donde:

M_p: Momento plástico.

F_y: Limite de fluencia.

Z_x: Modulo plástico. $\rightarrow Z_x = \frac{A_g}{2} \times (y_c + y_T)$

Una vez determinado el momento plástico, se procederá a calcular la relación D/C por plasticidad, utilizando la demanda obtenida del análisis estructural.

Para el momento de fluencia de la viga, se debe emplear la siguiente fórmula:

$$M_y = \phi \times f_y \times S_x$$

Donde:

M_y: Momento de fluencia.

F_y: Limite de fluencia.

S_x: Modulo de fluencia.

$$S_x = \frac{\text{Inercia x}}{\frac{\text{Altura de la viga}}{2}}$$

Una vez determinado el momento fluencia, se procederá a calcular la relación D/C por fluencia, utilizando la demanda obtenida del análisis estructural.

Para verificar la viga por corte se usará la fórmula del libro “Diseño de Estructuras de Acero” (5ta edición) de McCormac y Csernak presenta la fórmula utilizada para determinar la resistencia nominal al corte de una viga, la cual se fundamenta en los lineamientos establecidos por la norma AISC. Esta expresión permite calcular la capacidad del alma para resistir esfuerzos cortantes, considerando las propiedades geométricas de la sección y las características del material.

La fórmula es la siguiente:

$$\phi_v V_n = 0.6 \times \phi_v \times F_y \times A_w \times C_v$$

Donde:

ϕ_v : Factor de reducción de resistencia al corte. Para las almas de todos los perfiles con simetría doble, perfiles con simetría simple, y canales, excepto el perfil redondo HSS, se usa 0.90.

V_n: Resistencia nominal al corte.

F_y: Límite de fluencia.

A_w: Área del alma resistente al corte.

C_v: Coeficiente de cortante del alma

El A_w se calcula de la siguiente manera:

$$A_w = d \times t_w$$

Donde:

d: altura de la viga.

t_w: espesor del alma.

El coeficiente de cortante del alma C_v:

$$\text{Para } \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \times \sqrt{\frac{k_v \times E}{F_y}}$$

$$C_v = 1$$

$$\text{Para } 1.10 \times \sqrt{\frac{k_v \times E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \times \sqrt{\frac{k_v \times E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.10 \times \sqrt{\frac{k_v \times E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}$$

$$\text{Para } \frac{h}{t_w} > 1.37 \times \sqrt{\frac{k_v \times E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51 \times E \times k_v}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 \times F_2}$$

El coeficiente de pandeo por cortante de la placa del alma, k_v :

$$\frac{h}{t_w} < 260$$

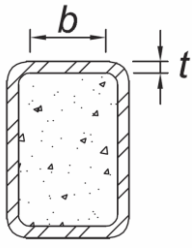
$$k_v = 5$$

- **Evaluación de la capacidad de carga axial en columnas**

En la planta baja de la edificación se identifican tres tipos de columnas. Se analizará cada una de ellas considerando la máxima demanda por carga axial obtenida a partir de las combinaciones de carga asignadas. Para este tipo de columnas compuestas, se aplicarán los lineamientos establecidos en la norma AISC 360-22.

Se verificará si la columna es compacta o no:

Tabla 21: Límites de relaciones ancho/espesor para elementos de acero a compresión en miembros compuestos sometidos a compresión axial

Descripción del elemento	Relación ancho-espesor	Relaciones limitantes ancho - espesor		Ejemplo
		λ_p Compacto/ No compacto	λ_r No compacto/ esbelto	
Paredes de secciones rectangulares HSS o secciones tipo caja de espesor uniforme	b/t	$2.26 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Fuente: AISC 360-22

La sección se considera compuesta si:

$$\frac{A_s}{A_g} > 1 \%$$

Donde:

As: Área de acero.

Ag: Área gruesa de la columna.

Si la columna es compacta:

$$P_{no} = P_p$$

Donde:

Pno: Resistencia disponible a compresión axial.

Pp: Resistencia plástica axial a compresión.

$$P_p = F_y \times A_s + C_2 \times f'_c \times (A_c + A_{sr} \times \frac{E_s}{E_c})$$

Donde:

Fy: Limite de fluencia.

As: Área de acero.

C2: 0.85 para secciones rectangulares y 0.95 para secciones circulares.

f'c: Resistencia a compresión del concreto.

Ac: Área de concreto.

Asr: Área de barras longitudinales de refuerzo.

Es: Módulo de elasticidad del acero.

Ec: Módulo de elasticidad del concreto

Si la columna es no compacta:

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2$$

Donde:

P_{no}: Resistencia disponible a compresión axial.

P_p: Resistencia plástica axial a compresión.

P_y: Resistencia plástica axial a compresión.

λ: Relación ancho/espesor real del elemento estructural.

λ_r: Límite de relación ancho/espesor para compacto/no compacto.

λ_p: Límite de relación ancho/espesor para no compacto/esbelto.

$$P_y = F_y \cdot A_s + 0.7 \cdot f'_c (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c})$$

Donde:

P_y: Resistencia plástica axial a compresión.

F_y: Límite de fluencia.

A_s: Área de acero.

A_c: Área de concreto.

A_{sr}: Área de barras longitudinales de refuerzo.

E_s: Módulo de elasticidad del acero.

E_c: Módulo de elasticidad del concreto.

Factor de rigidez:

$$EI_{eff} = E_s \times I_s + E_s \times I_{sr} + C_3 \times E_c \times I_c$$

Donde:

E_s: Módulo de elasticidad del acero.

I_s: Inercia del acero estructural.

I_{sr}: Inercia de inercia del acero estructural.

E_c: Módulo de elasticidad del concreto.

I_c: Inercia del concreto.

C₃: Coeficiente de rigidez efectiva del concreto.

$$C_3 = 0.45 + 3 \times \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) < 0.9$$

Donde:

E_s: Módulo de elasticidad del acero.

A_s: Área de acero.

A_{sr}: Área de barras longitudinales de refuerzo.

A_g: Área gruesa de la columna.

Carga crítica de pandeo elástico de Euler:

$$P_e = \frac{\pi^2 \times EI_{eff}}{(k \times L)^2}$$

Donde:

P_e: Carga crítica elástica de pandeo.

EI_{eff}: Factor de rigidez.

L: Longitud de la columna

K: Factor de longitud efectiva, que depende de las condiciones de apoyo del miembro.

Se utilizará un valor de 1.

La **resistencia nominal** a la compresión **P_n** de columnas de acero, se determina a partir de:

Cuando $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$

$$P_n = P_{no} \left[0.658^{\frac{P_{no}}{P_e}} \right]$$

Cuando $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$

$$P_n = 0.877P_e$$

Para la capacidad a compresión axial de la columna:

$$P_u = \phi_c P_n$$

Donde:

ϕ_c : Factor de reducción de resistencia. 0.75

P_n : Resistencia nominal.

P_u : Resistencia de diseño a compresión axial.

El valor obtenido para P_u debe compararse con la carga axial máxima obtenida del análisis estructural. Para ello, se realizará la relación Demanda/Capacidad con el fin de verificar el cumplimiento del elemento.

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Análisis e Interpretación de Resultados

Para el inicio del análisis, se desarrolló un modelo estructural del edificio a partir de la información contenida en los planos estructurales y los datos recolectados en campo. Este modelo fue elaborado considerando las condiciones geométricas, propiedades de los materiales y cargas normativas, con el objetivo de representar de forma precisa el comportamiento estructural ante acciones sísmicas.

La estructura modelada corresponde al edificio CRAI, el cual combina elementos de acero estructural con muros de concreto armado, lo que permite evaluar su comportamiento dentro de un sistema potencialmente dual.

4.2. Modos de vibración

El análisis modal permite caracterizar el comportamiento dinámico de la estructura mediante la identificación de sus formas propias de vibración. En esta sección se presentan los tres primeros modos, seleccionados por ser representativos de los principales tipos de desplazamiento que puede experimentar la edificación.

El primer modo corresponde predominantemente a una traslación en la dirección X, el segundo refleja una traslación en la dirección Y, y el tercero presenta un componente torsional en torno al eje vertical. Estos modos aportan información clave sobre la respuesta estructural ante sollicitaciones sísmicas y permiten evaluar la distribución de rigidez y masa en planta.

Tabla 22: Modos de vibración del edificio

Modos	Periodo (s)	UX	UY	RZ
1	0.441	0.718	0.032	0.000
2	0.407	0.033	0.694	0.000
3	0.184	0.000	0.034	0.014

Fuente: Autores

4.3. Verificación del periodo fundamental de vibración

El periodo fundamental de vibración es un parámetro clave en el análisis sísmico, ya que permite definir la respuesta dinámica de la estructura frente a sollicitaciones horizontales. Para garantizar la validez del modelo estructural, es necesario comparar el periodo

obtenido del análisis modal con el valor estimado teóricamente mediante las expresiones empíricas de la NEC-SE-DS, denominado Método 1:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$$T = (0.072)(20)^{0.8}$$

$$T = 0.791 \text{ s}$$

Este valor representa una estimación empírica basada en la altura total de la estructura y el tipo de sistema resistente lateral.

Por otro lado, el análisis modal de la estructura arrojó los siguientes periodos fundamentales de vibración para las dos direcciones principales:

- **Dirección X** (modo 1): $T_x=0.441 \text{ s}$
- **Dirección Y** (modo 2): $T_y=0.407 \text{ s}$

Con el fin de verificar la validez del modelo estructural, se comparan estos valores con el estimado teórico. La NEC establece que el periodo obtenido mediante el **Método 2** (modal o analítico) **no debe superar en más del 30%** al estimado por el Método 1.

- **Dirección X:** $0.441 \text{ s} < 1.3 T_1 \rightarrow 0.441 \text{ s} < 1.028 \text{ s}$
- **Dirección Y:** $0.407 \text{ s} < 1.3 T_1 \rightarrow 0.407 \text{ s} < 1.028 \text{ s}$

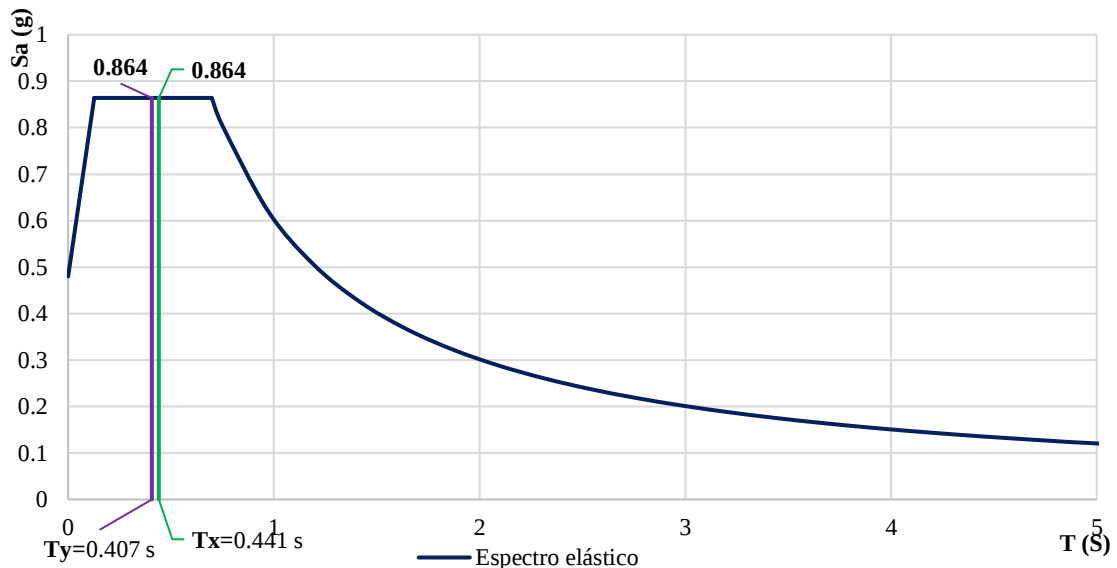
En este caso, los periodos obtenidos del análisis modal en ambas direcciones principales resultan inferiores al valor estimado mediante el Método 1 de la NEC. Por lo tanto, los resultados del modelo estructural cumplen con el límite normativo establecido, lo cual respalda que el comportamiento dinámico de la edificación está adecuadamente representado y que el modelo es consistente con las características físicas y estructurales del edificio analizado.

4.4. Determinación del coeficiente sísmico (C_s) y coeficiente k

Una vez determinados los periodos fundamentales de vibración en las direcciones principales de análisis, se procedió a calcular el coeficiente sísmico C_s y el coeficiente k , parámetros necesarios para el análisis estático.

El valor del coeficiente sísmico se obtuvo a partir de la aceleración espectral correspondiente a cada periodo de vibración, utilizando el espectro de diseño elástico definido por la NEC-SE-DS. Para ello, se identificaron los valores de S_a sobre la curva espectral en función del periodo T en cada dirección.

Ilustración 32: Determinación del S_a para cada dirección



Fuente: Autores

$$C_{sx} = \frac{1.3 \cdot (0.864)}{(6) \cdot (0.9) \cdot (0.9)} = 0.231$$

$$C_{sy} = \frac{1.3 \cdot (0.864)}{(6) \cdot (0.9) \cdot (0.9)} = 0.231$$

En cuanto al coeficiente k , la NEC-SE-DS establece una relación directa con el periodo fundamental de vibración. De acuerdo con la tabla normativa, si el periodo es menor o igual a 0.5 segundos, el valor de k debe considerarse igual a 1, en ambas direcciones.

4.5. Determinación y ajuste del cortante basal

De acuerdo con lo establecido por la NEC-SE-DS, para el caso de estructuras irregulares, el cortante basal determinado por métodos dinámicos no debe ser menor al 85% del cortante calculado por el método estático.

Tabla 23: Cortante en base

Eje de análisis	Cortante en Base		Dinámico/Estático
	Estático (Ton)	Dinámico (Ton)	
X	738.109	554.229	0.75
Y	738.109	532.779	0.72

Fuente: Autores

La relación entre el cortante dinámico y el cortante estático fue del 75% en la dirección X y del 72% en la dirección Y, valores que no cumplen con lo establecido por la normativa para edificaciones irregulares. Por esta razón, se determina que es necesario aplicar el factor de ajuste en ambas direcciones.

En X:

$$\frac{0.85}{0.75} = 1.13$$

$$1.13 \cdot g = 1.13 \cdot \left(9.81 \frac{m}{s}\right) = \mathbf{11.09 \frac{m}{s}}$$

En Y:

$$\frac{0.85}{0.72} = 1.18$$

$$1.18 \cdot g = 1.18 \cdot \left(9.81 \frac{m}{s}\right) = \mathbf{11.58 \frac{m}{s}}$$

Los valores de los factores de escala calculados previamente fueron ingresados directamente en el software de análisis estructural, dentro del campo denominado Scale Factor, correspondiente a la asignación espectral en cada dirección principal.

- En la dirección X, el valor aplicado fue 11.09, asignado a la carga U1.

Ilustración 33: Ajuste de cortante en el eje X

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Espectro ine	11.09
Accel	U1	Espectro inelást	11.09

Fuente: Autores

- En la dirección Y, se ingresó un valor de 11.58, asociado a la carga U2.

Ilustración 34: Ajuste de cortante en el eje Y

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	Espectro ine	11.58
Accel	U2	Espectro inelást	11.58

Fuente: Autores

Con este cambio, se procede a verificar nuevamente el cortante basal dinámico obtenido del modelo, con el objetivo de comprobar que el valor ajustado cumple con el mínimo requerido por la normativa para edificaciones irregulares. Esta segunda revisión permite confirmar que el factor de escala fue aplicado correctamente y que el nuevo cortante dinámico ajustado alcanza o supera el 85% del valor calculado por el análisis estático:

Tabla 24: Ajuste de cortante

Eje de análisis	Cortante en Base		Dinámico/Estático
	Estático (Ton)	Dinámico (Ton)	
X	738.109	626.544	0.85
Y	738.109	628.907	0.85

Fuente: Autores

Se puede verificar que, tras el ajuste aplicado, el cortante dinámico en ambos ejes de análisis alcanza el 85% del cortante estático, cumpliendo así con lo establecido por la normativa para edificaciones irregulares. Esta condición garantiza que el análisis

dinámico ajustado sea válido y representativo para los fines de diseño estructural conforme a la NEC-SE-DS.

4.6. Derivas de piso

La deriva de piso es un parámetro fundamental en la evaluación del desempeño sísmico de una estructura, ya que representa el desplazamiento relativo entre dos niveles consecutivos.

$$\Delta_i = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E$$

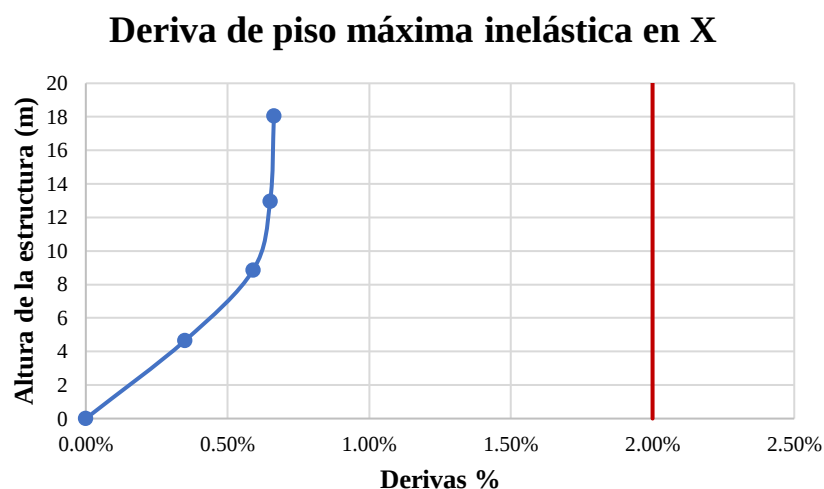
En la dirección X de análisis, la máxima deriva inelástica se registró en la columna ubicada en la intersección de los ejes A y 5 (columna A-5), como se puede visualizar en la siguiente tabla:

Tabla 25: Derivas de piso en dirección X

Sismo Dinámico en X				
Planta	Altura (m)	Desplazamiento X (mm)	Deriva elástica X	Deriva inelástica X
Cubierta	18.05	22.571	0.1475%	0.6637%
Tercera planta	12.95	15.049	0.1445%	0.6504%
Segunda planta	8.85	9.123	0.1311%	0.5900%
Primera planta	4.65	3.616	0.0778%	0.3499%
Planta baja	0	0	0%	0%

Fuente: Autores

Ilustración 35: Derivas de piso máxima inelástica en X



Fuente: Autores

La deriva inelástica se produjo específicamente en la cubierta de la estructura, evidenciando que el nivel superior es el más flexible frente a las acciones laterales en esa dirección. El valor máximo observado fue comparado con el límite normativo establecido por la NEC-SE-DS para este tipo de edificaciones, que permite una deriva inelástica máxima del 2%. En este caso, el resultado obtenido se encuentra dentro del rango permitido.

En la dirección Y de análisis, la máxima deriva inelástica se registró en la columna ubicada en la intersección de los ejes H y 7 (columna H-7), como se puede visualizar en la siguiente tabla:

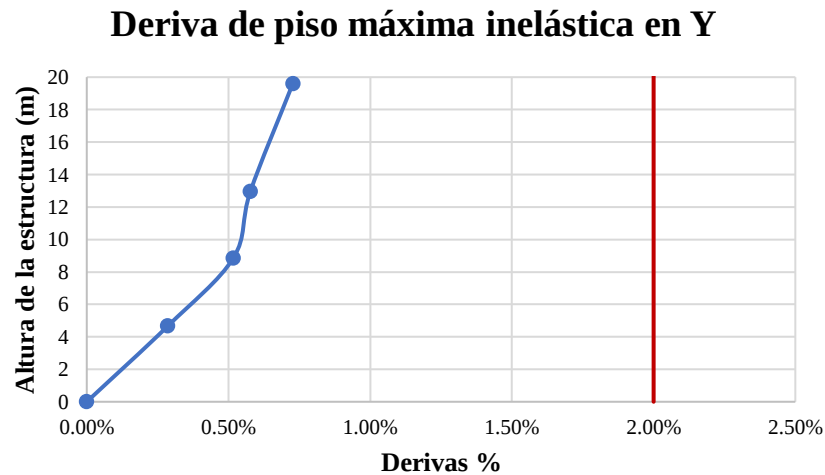
Tabla 26: Derivas de piso en dirección Y

Sismo Dinámico en Y				
Planta	Altura (m)	Desplazamiento Y (mm)	Deriva elástica Y	Deriva inelástica Y
Cubierta	19.6	23.772	0.1615%	0.7270%
Tercera planta	12.95	13.029	0.1283%	0.5772%
Segunda planta	8.85	7.77	0.1149%	0.5171%

Primera planta	4.65	2.944	0.0633%	0.2849%
Planta baja	0	0	0%	0%

Fuente: Autores

Ilustración 36: Derivas de piso máxima inelástica en Y



Fuente: Autores

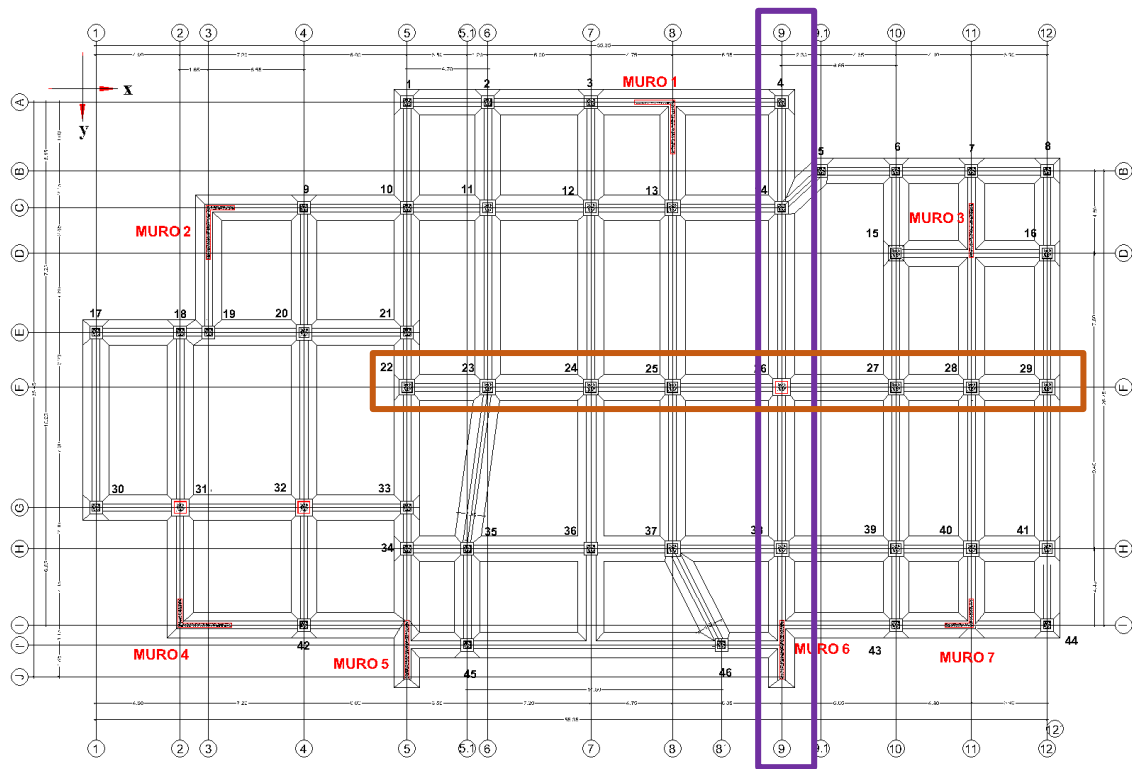
4.7. Verificación de la capacidad portante de la cimentación

Con el objetivo de garantizar la estabilidad de la estructura desde su base, se realiza la verificación de la capacidad portante del suelo sobre el cual se apoyan las zapatas corridas. Esta revisión consiste en comparar los esfuerzos transmitidos por las columnas hacia la cimentación con el esfuerzo admisible del terreno, determinado en el estudio geotécnico del sitio.

$$q_{adm} = 16.10 \frac{\text{Ton}}{m^2}$$

Se identificaron las zapatas corridas que reciben la mayor sollicitación vertical tanto en el eje X como en el eje Y. A partir del modelo estructural, se extrajo el esfuerzo de contacto máximo ejercido por dichas cimentaciones, el cual representa la presión que se transmite directamente al terreno bajo la acción combinada de las columnas que descargan sobre cada zapata.

Ilustración 37: Ubicación de zapatas corridas en X y Y.



Fuente: Autores

Se considera la acción de las cargas de servicio, correspondientes al peso propio y sobrecarga (CM) y las cargas vivas (CV), las cuales representan el escenario más frecuente de funcionamiento estructural. Este enfoque permite evaluar el comportamiento de la cimentación bajo condiciones normales de operación antes de considerar combinaciones sísmicas o de carga última.

En el eje X:

Tabla 27: Cargas sobre la zapata corrida eje F (CM+CV)

EJE F	
Columna	Cargas (Ton)
F-5	63.307
F-6	102.856
F-7	98.909
F-8	129.184
F-9	181.220
F-10	136.872

F-11	97.878
F-12	112.305
Total	922.529

Fuente: Autores

El área de esta zapata es la siguiente:

$$A = \text{Largo de la zapata} \cdot \text{Ancho de la zapata}$$

$$A = 36.75 \text{ m} \cdot 1.50 \text{ m}$$

$$A = 55.125 \text{ m}^2$$

El esfuerzo de contacto que se generaría en el terreno como resultado de la carga total transmitida por las columnas a la zapata corrida se calcula mediante la siguiente expresión:

$$q = \frac{P}{A} = \frac{\text{Carga total sobre la zapata}}{\text{Área de la zapata}}$$

$$q = \frac{922.529 \text{ Ton}}{55.125 \text{ m}^2}$$

$$q = 16.735 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Este valor, al ser comparado con el esfuerzo admisible del terreno $q_{adm} = 16.10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$, permite determinar que la presión transmitida excede la capacidad admisible del suelo, lo cual podría generar problemas estructurales en la cimentación tales como asentamientos diferenciales o fallas localizadas por compresión del terreno.

En el eje Y:

Tabla 28: Cargas sobre la zapata corrida eje 9 (CM+CV)

EJE 9	
Columna	Cargas (Ton)
A-9	46.620
C-9	135.943
F-9	181.220
H-9	116.772
MURO6	5.257

	16.791
	22.816
	21.594
	12.800
Total	559.812

Fuente: Autores

El área de esta zapata es la siguiente:

$$A = \text{Largo de la zapata} \cdot \text{Ancho de la zapata}$$

$$A = 33.45 \text{ m} \cdot 1.50 \text{ m}$$

$$A = 50.175 \text{ m}^2$$

El esfuerzo de contacto que se generaría en el terreno como resultado de la carga total transmitida por las columnas a la zapata corrida se calcula mediante la siguiente expresión:

$$q = \frac{P}{A} = \frac{\text{Carga total sobre la zapata}}{\text{Área de la zapata}}$$

$$q = \frac{559.812 \text{ Ton}}{50.175 \text{ m}^2}$$

$$q = 11.157 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Este valor, al ser comparado con el esfuerzo admisible del terreno $q_{adm} = 16.10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$, permite determinar que la presión transmitida es menor a la capacidad admisible del suelo, en consecuencia, la zapata verificada no presenta inconvenientes.

Luego del análisis de la cimentación bajo cargas de servicio, se incluye en el estudio la acción de la carga sísmica en dirección X y Y, correspondientes a cada eje de análisis. Estas combinaciones permiten evaluar la respuesta de la zapata corrida bajo condiciones más exigentes, simulando los efectos de las solicitaciones laterales provocadas por un evento sísmico.

Este análisis adicional tiene como objetivo verificar si el esfuerzo de contacto generado en el terreno sigue siendo compatible con la capacidad portante del suelo, aún en situaciones críticas. Para este caso, se admite un incremento del 30% en el esfuerzo

admisible del terreno, dado que la carga sísmica es de corta duración. Por lo tanto, el nuevo valor admisible a considerar en este escenario es:

$$q_{adm(sismo)} = 16.10 \frac{\text{Ton}}{m^2} \cdot 1.30 = 20.93 \frac{\text{Ton}}{m^2}$$

En el eje X:

Tabla 29: Cargas sobre la zapata corrida eje F (CM+CV+SDX)

EJE F	
Columna	Cargas (Ton)
F-5	66.679
F-6	109.852
F-7	109.703
F-8	131.671
F-9	183.878
F-10	150.097
F-11	99.668
F-12	133.487
Total	985.035

Fuente: Autores

Al ser la zapata ubicada en el eje F el área es la misma calculada anteriormente de 55.125 m^2 .

El esfuerzo de contacto sería:

$$q = \frac{P}{A} = \frac{\text{Carga total sobre la zapata}}{\text{Área de la zapata}}$$

$$q = \frac{985.035 \text{ Ton}}{55.125 \text{ m}^2}$$

$$q = 17.869 \frac{\text{Ton}}{m^2}$$

Al compararlo con $q_{adm(sismo)} = 20.93 \frac{\text{Ton}}{m^2}$, el esfuerzo de contacto calculado resulta menor que el esfuerzo admisible ajustado, se concluye que la zapata corrida no presentaría problemas frente a las sollicitaciones sísmicas consideradas.

En el eje Y:

Tabla 30: Cargas sobre la zapata corrida eje 9 (CM+CV+SDY)

EJE 9	
Columna	Cargas (Ton)
A-9	54.771
C-9	142.764
F-9	183.917
H-9	127.749
MURO6	70.075
	152.960
	54.497
	146.206
	142.710
Total	1075.648

Fuente: Autores

El área de la zapata en este eje es de:

$$A = 33.45 \text{ m} \cdot 1.50 \text{ m}$$

$$A = 50.175 \text{ m}^2$$

El esfuerzo de contacto sería:

$$q = \frac{P}{A} = \frac{\text{Carga total sobre la zapata}}{\text{Área de la zapata}}$$

$$q = \frac{1075.648 \text{ Ton}}{50.175 \text{ m}^2}$$

$$q = 21.438 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Al compararlo con $q_{adm(sismo)} = 20.93 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$, dado que el esfuerzo de contacto calculado supera la capacidad portante del terreno, se concluye que la zapata corrida bajo análisis presentaría problemas.

La zapata corrida ubicada en el eje F de la estructura, correspondiente a la dirección X, presentó un esfuerzo de contacto superior a la capacidad portante del suelo incluso bajo la combinación de cargas de servicio (CM + CV). Esto indica que, aún en condiciones normales de operación, presentaría problemas.

De igual manera, la zapata corrida ubicada en el eje 9, correspondiente a la dirección Y, fue evaluada bajo una combinación que incluye cargas de servicio y carga sísmica en dicha dirección, obteniéndose un esfuerzo de contacto superior al esfuerzo admisible ajustado con el incremento del 30%, es decir, al valor de $q_{adm(sismo)} = 20.93 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$. Esta condición crítica confirma que la cimentación también resulta insuficiente para resistir sollicitaciones de tipo sísmico.

Por lo tanto, y con base en este análisis, se plantea la necesidad de modificar el ancho de las zapatas corridas afectadas, con el objetivo de incrementar su área de apoyo y, por ende, reducir el esfuerzo de contacto generado por las cargas del edificio. En base a la longitud total de la zapata y las cargas transmitidas por las columnas, se procede a calcular un nuevo ancho mínimo requerido que garantice que el esfuerzo de contacto se mantenga dentro del límite admisible.

En la dirección X eje F:

$$16.10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} = \frac{P}{A}$$

$$16.10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} = \frac{922.529 \text{ Ton}}{L \cdot \text{Ancho de la zapata}}$$

$$\text{Ancho de la zapata} = \frac{922.529 \text{ Ton}}{36.75 \text{ m} \cdot 16.10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}}$$

$$\text{Ancho de la zapata} = 1.56 \text{ m} \approx 1.60 \text{ m}$$

Con el nuevo ancho de zapata propuesto, se procedió a verificar nuevamente el esfuerzo de contacto en la zapata corrida ubicada en el eje F, correspondiente a la dirección X, bajo la combinación de cargas de servicio (CM + CV). El esfuerzo de contacto se calculó como:

$$q = \frac{922.529 \text{ Ton}}{36.75 \text{ m} \cdot 1.60 \text{ m}}$$

$$q = 15.689 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

El esfuerzo de contacto ahora es menor al esfuerzo admisible del terreno $q_{adm} = 16.10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$.

Manteniendo este mismo ancho de zapata, se procede a verificar su efectividad también para la zapata corrida ubicada en el eje 9, correspondiente a la dirección Y, bajo una condición de carga más exigente que incluye cargas de servicio más carga sísmica en esa dirección.

En la dirección Y eje 9:

$$q = \frac{1075.648 \text{ Ton}}{33.45 \text{ m} \cdot 1.60 \text{ m}}$$

$$q = 20.098 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Una vez aplicado el mismo ancho de zapata de 1.60 m a la zapata corrida ubicada en el eje 9, correspondiente a la dirección Y, se realizó la verificación bajo la combinación de cargas de servicio más carga sísmica. El esfuerzo de contacto resultante fue comparado con el esfuerzo admisible del terreno ajustado para condiciones sísmicas $q_{adm(sismo)} = 20.93 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$.

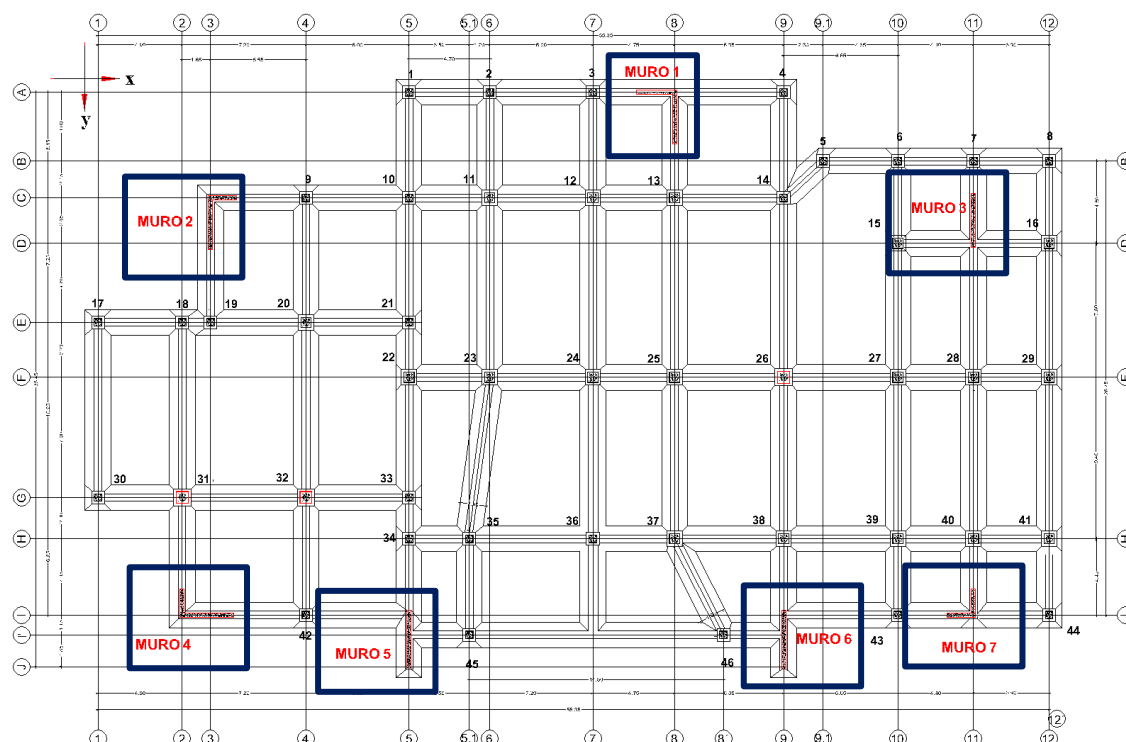
El resultado obtenido fue inferior a dicho valor, lo cual indica que la zapata también cumple satisfactoriamente en esta dirección bajo condiciones sísmicas. Por lo tanto, se puede concluir que, con un ancho de 1.60 m, las zapatas corridas trabajarían sin ningún inconveniente frente a las cargas consideradas en ambos ejes de análisis.

4.8. Verificación de la condición de edificio dual

Según la NEC-SE-DS, un sistema estructural se considera dual cuando combina la acción de pórticos especiales sismos resistentes con muros estructurales adecuadamente distribuidos, diseñados conjuntamente para resistir fuerzas sísmicas. Este tipo de sistema proporciona un equilibrio entre rigidez lateral, aportada principalmente por los muros, y ductilidad, proporcionada por los marcos.

La normativa establece que, para que una edificación pueda clasificarse como sistema dual, los muros estructurales deben absorber al menos el 75 % del cortante basal en cada dirección principal de análisis. Esta condición asegura que la contribución de los muros sea predominante en la resistencia lateral del edificio.

Ilustración 38: Ubicación vista en planta muros



Fuente: Autores

En la siguiente tabla se presenta la participación de los muros estructurales en la dirección X, en relación con la cortante basal dinámica total obtenida para esta misma dirección:

Tabla 31: Cortante en base de muros dirección X

Tipo de muro	Identificación	Longitud (m)	Cortantes (Ton)				
			Nodo 1	Nodo 2	Nodo 3	Nodo 4	Σ
Tipo L	Muro 1	2.2	33.45	21.64	18.61	-	73.7
Tipo L	Muro 2	1.5	6.7	6	23.08	-	35.78
Tipo L	Muro 4	3	29.4	28.81	27.58	41.19	126.98
Tipo L	Muro 7	1.5	20.27	4.93	8.32	-	33.52
Total							269.98

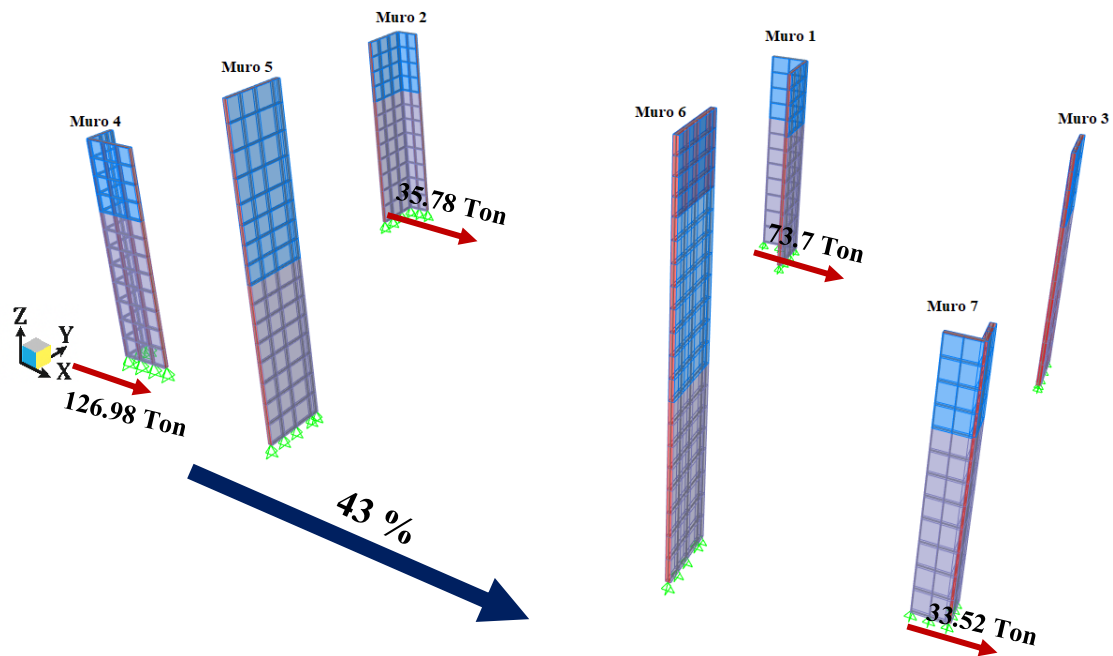
Fuente: Autores

Los muros estructurales en la dirección X resisten un total de **269.98 Ton**, frente a un cortante basal dinámico ajustado de **626.54 Ton**. Esto representa una participación de:

$$\text{Participación de muros en x} = \frac{269.98 \text{ Ton}}{626.54 \text{ Ton}} \cdot 100\%$$

Participación de muros en x = 43 %

Ilustración 39: Participación de muros en la dirección X



Fuente: Autores

De acuerdo con lo establecido por la NEC-SE-DS, para que una edificación se clasifique como un sistema dual, los muros deben resistir al menos el 75 % del cortante basal en cada dirección principal. Por lo tanto, la edificación no cumple con esta condición en la dirección X, ya que la participación de los muros estructurales es notablemente inferior.

En la siguiente tabla se presenta la participación de los muros estructurales en la dirección Y, en relación con la cortante basal dinámica total obtenida para esta misma dirección:

Tabla 32: Cortante en base de muros dirección Y

Tipo de muro	Identificación	Longitud (m)	Cortantes (Ton)					
			Nodo 1	Nodo 2	Nodo 3	Nodo 4	Nodo 5	Σ
Tipo L	Muro 1	3	21.61	23.18	22.62	34.37	-	101.78
Tipo L	Muro 2	3	22.43	20.55	19.29	31.51	-	93.78
Tipo I	Muro 3	3	15.9	1.45	1.41	0.81	17.58	37.15

Tipo L	Muro 4	1.5	16.56	1.12	3.96	4.41	-	26.05
Tipo I	Muro 5	3.4	22.64	8.86	13.38	11.58	27.62	84.08
Tipo I	Muro 6	3.4	22.48	8.82	13.48	11.68	27.87	84.33
Tipo L	Muro 7	1.5	13.82	0.79	2.65	5.96	-	23.22
Total								450.39

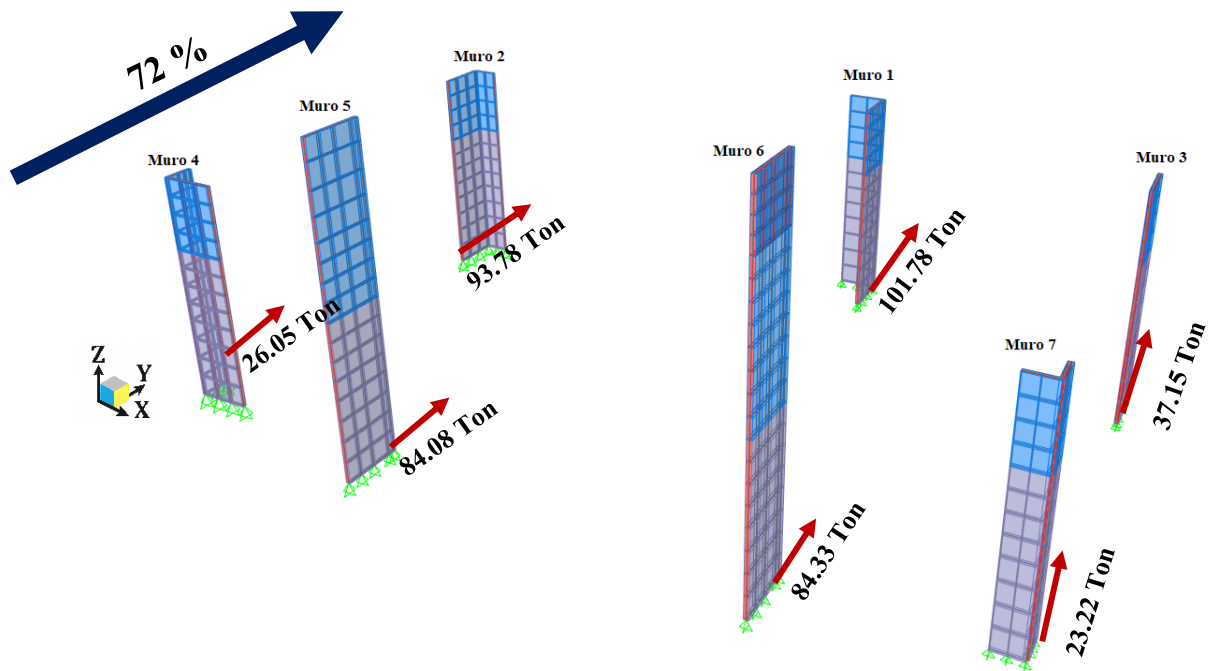
Fuente: Autores

Los muros estructurales en la dirección Y resisten un total de **450.39 Ton**, frente a un cortante basal dinámico ajustado de **628.91 Ton**. Esto representa una participación de:

$$\text{Participación de muros en Y} = \frac{450.39 \text{ Ton}}{628.91 \text{ Ton}} \cdot 100\%$$

$$\text{Participación de muros en Y} = 72 \%$$

Ilustración 40: Participación de muros en la dirección Y



Fuente: Autores

Aunque la participación en la dirección Y es significativa, no alcanza el valor mínimo requerido, y se concluye que la edificación no cumple con la condición de sistema dual en dicha dirección.

4.9. Propuesta para alcanzar la clasificación de sistema dual en ambas direcciones

Se ha identificado que la participación de los muros estructurales en la resistencia al cortante basal es del 43 % en la dirección X y del 72 % en la dirección Y. Dado que la NEC-SE-DS establece que los muros deben resistir al menos el 75 % del cortante basal en cada dirección para que una edificación pueda ser clasificada como un sistema estructural dual, estos resultados indican que actualmente la estructura no cumple con dicho criterio normativo en ninguna de las dos direcciones principales.

Aumento de longitud en la dirección X

En la dirección X, la longitud total actual de muros en planta que contribuyen a la resistencia lateral es de 8.20 metros. Para alcanzar el 75 % de participación requerida, se propone incrementar esta longitud. Aplicando una relación proporcional directa basada en la participación actual del 43 %, se tiene:

$$\begin{array}{cc} 43\% & 8.2 \text{ m} \\ 75\% & x \end{array}$$
$$\frac{8.2 \text{ m} \cdot 75\%}{43\%} = 14.30 \text{ m}$$

Se necesitaría aumentar la longitud en planta total de muros en la dirección X a 14.30 m.

Aumento de longitud en la dirección Y

En la dirección Y el porcentaje de participación es de 72%, al igual que en la dirección X, se propone un incremento de la longitud total en planta de los muros que participan en esta dirección, con el objetivo de alcanzar el porcentaje mínimo requerido. Actualmente, la longitud total en planta de muros en la dirección Y es de 18.80 metros. Mediante una proporción directa, se calcula la longitud necesaria para lograr la participación del 75 %:

$$\begin{array}{cc} 72\% & 18.80 \text{ m} \\ 75\% & x \end{array}$$
$$\frac{18.80 \text{ m} \cdot 75\%}{72\%} = 19.58 \text{ m} \approx 19.60 \text{ m}.$$

Se necesitaría aumentar la longitud en planta total de muros en la dirección Y a 19.60 m.

A continuación, se presenta la tabla con las longitudes en planta originales de los muros con sus longitudes propuestas para alcanzar la dualidad partiendo del porcentaje calculado.

Tabla 33: Propuesta de longitud en planta de muros para cumplir

Identificación	Tipo de muro	Longitud original (m)		Longitud propuesta (m)	
		X	Y	X	Y
Muro 1	Tipo L	2.20	3.00	3.60	3.60
Muro 2	Tipo L	1.50	3.00	3.60	3.00
Muro 3	Tipo I	-	3.00	-	3.00
Muro 4	Tipo L	3.00	1.50	3.50	1.50
Muro 5	Tipo I	-	3.40	-	3.50
Muro 6	Tipo I	-	3.40	-	3.50
Muro 7	Tipo L	1.50	1.50	3.60	1.50
Total (m)		8.20	18.80	14.30	19.60

Fuente: Autores

Cabe señalar que esta propuesta de incremento en la longitud de muros no responde a una necesidad estructural por derivas excesivas, ya que los resultados obtenidos en los análisis muestran que la edificación presenta un comportamiento suficientemente rígido, cumpliendo con los límites normativos de desplazamiento establecidos. Por tanto, el planteamiento de aumento en la longitud en planta de los muros se realiza únicamente con el objetivo de cumplir la condición normativa para ser clasificado como sistema dual, conforme a lo dispuesto en la NEC-SE-DS.

Además, esta modificación podría generar beneficios complementarios en el diseño estructural, como una optimización en las secciones de columnas, al redistribuir las fuerzas laterales hacia elementos con mayor rigidez. Sin embargo, se aclara que el análisis estructural detallado de esta propuesta no fue parte del alcance del presente trabajo de titulación, por lo que se sugiere considerarlo como una línea de estudio para futuros trabajos de investigación o como parte del desarrollo de ingeniería definitiva del proyecto.

4.10. Análisis de esfuerzos en vigas

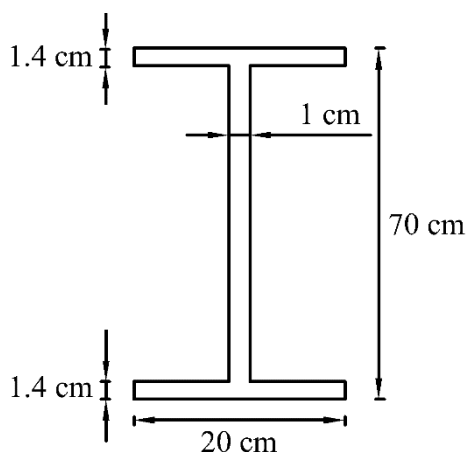
En este apartado se verifica la capacidad de las vigas con mayor demanda de momento flector y cortante en las direcciones X y Y, considerando los esfuerzos resultantes de la aplicación de las combinaciones de carga establecidas por la NEC-SE-DS. El objetivo es comprobar que estas vigas cumplen con los requisitos normativos mediante la evaluación de la relación demanda-capacidad (D/C), tanto por plasticidad como por fluencia.

Relación D/C por plasticidad y fluencia

Luego de revisar los resultados del análisis en la dirección X, se identificó que la viga más solicitada corresponde a una viga principal de pórtico, ubicada en la segunda planta alta del edificio, en su frente principal. Esta viga posee una longitud de 14.95 metros, siendo una de las dos vigas de mayor luz libre en toda la estructura. Y es de acero ASTM A572 Gr.50.

La sección transversal de esta viga está compuesta por una altura total de 700 mm, un ancho de patín de 200 mm, un espesor de 10 mm en el alma y 14 mm en los patines.

Ilustración 41: Sección transversal de viga armada 70 cm



Fuente: Autores

El momento máximo obtenido del análisis estructural para esta viga fue de **39.358 Ton·m**, proveniente del combo **1.2D+L+SDX**. A continuación, se presenta la verificación correspondiente mediante la relación D/C basada en los criterios de diseño por flexión.

Esta viga, bajo la combinación gravitacional sin sismo **1.2D + 1.6L**, presenta un momento flector máximo de **37.168 Ton·m**. Al compararlo con el momento obtenido en la

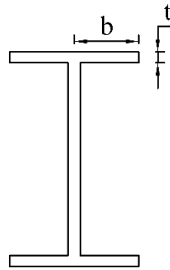
combinación con sismo, que alcanza un valor de **39.358 Ton·m**, se observa un incremento del **5.9 %**. Este aumento puede atribuirse a la acción adicional generada por la carga sísmica. Aunque el valor no representa un cambio drástico, evidencia la influencia que tiene el efecto dinámico del sismo sobre la demanda de momento en esta viga específica.

- **Verificación de compacidad**

Según la AISC 360-22 la verificación de compacidad en vigas requiere evaluar por separado el comportamiento del alma y de los patines de la sección transversal, para este tipo de vigas de sección armada y doble simetría se usan las siguientes formulas:

Patín:

Ilustración 42: Viga I, referencia para compacidad en patín.



Fuente: Autores

$$\frac{b}{t} = \frac{\frac{200}{2}}{14} = 7.143$$

Límite de compacidad en patín

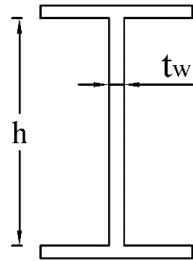
$$\lambda_p = 0.38 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \times \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}} = 9.152$$

$$\frac{b}{t} < 0.38 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$7.143 < 9.152 \therefore \rightarrow \text{Cumple}$$

Alma:

Ilustración 43: Viga I, referencia para compacidad en alma.



Fuente: Autores

$$\frac{h}{t_w} = \frac{700 - 2(14)}{10} = 67.20$$

Límite de compacidad en patín

$$\lambda_p = 3.76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \times \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}} = 90.553$$

$$\frac{h}{t_w} < 3.76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$67.20 < 90.553 \therefore \rightarrow \text{Cumple}$$

La viga se clasifica como compacta al cumplir con los límites de compacidad tanto en el patín como en el alma, conforme a lo establecido en la AISC 360-22.

- **Datos de la sección transversal de la viga:**

$$I = 91181.291 \text{ cm}^4$$

$$A_g = 123.2 \text{ cm}^2$$

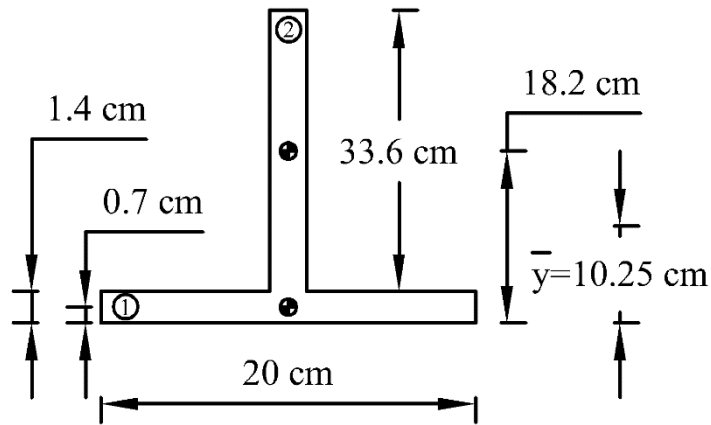
$$\frac{A_g}{2} = 61.6 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 50 \text{ ksi} = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- **Cálculo de la relación D/C por plasticidad**

Encontraremos el módulo plástico de la viga Z_x :

Ilustración 44: $\bar{y}$ viga 70 cm



Fuente: Autores

$$\bar{y} = \frac{\sum(A_i) \times d_i}{\frac{A_g}{2}}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum(A_i) \times d_i}{\frac{A_g}{2}} = \frac{A_1 \times d_1 + A_2 \times d_2}{\frac{A_g}{2}}$$

$$\bar{y} = \frac{(20 \text{ cm} \times 1.4 \text{ cm}) \times 0.7 \text{ cm} + (33.6 \text{ cm} \times 1 \text{ cm}) \times 18.2 \text{ cm}}{61.6 \text{ cm}^2}$$

$$\bar{y} = 10.25 \text{ cm}$$

$$Z_x = \frac{A_g}{2} \times (y_c + y_T)$$

$$Z_x = 61.6 \text{ cm}^2 \times (70 \text{ cm} - 2(10.24545 \text{ cm}))$$

$$Z_x = 3049.76 \text{ cm}^3$$

Se procede a calcular el momento plástico M_p :

$$M_p = \phi \times f_y \times Z_x$$

$$M_p = 0.9 \times 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 3049.76 \text{ cm}^3$$

$$M_P = 9647915.76 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_P = 96.479 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Relación D/C plasticidad:

$$\text{Relación} \frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = \frac{39.358 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{96.479 \text{ Ton} \cdot \text{m}}$$

$$\text{Relación} \frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = 0.41 \approx \mathbf{41\%}$$

- **Cálculo de la relación D/C por fluencia:**

Modulo elástico de la viga:

$$S_x = \frac{I}{\frac{H}{2}} = \frac{91181.291 \text{ cm}^4}{\frac{70 \text{ cm}}{2}} = 2605.18 \text{ cm}^3$$

Se procede a calcular el momento de fluencia M_y :

$$M_y = \phi \times f_y \times S_x$$

$$M_y = 0.9 \times 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 2605.18 \text{ cm}^3$$

$$M_y = 8241486.93 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_y = 82.415 \text{ Ton} \cdot \text{cm}$$

Relación D/C fluencia:

$$\text{Relación} \frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = \frac{39.358 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{82.415 \text{ Ton} \cdot \text{m}}$$

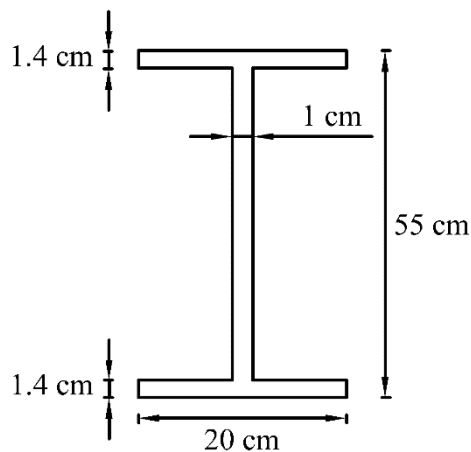
$$\text{Relación} \frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = 0.48 \approx \mathbf{48\%}$$

Preliminarmente, y con base en los resultados obtenidos, se observa que la viga presenta indicios de un posible sobredimensionamiento, ya que la relación demanda-capacidad (D/C) calculada es significativamente baja en comparación con el límite permitido.

Luego de revisar los resultados del análisis en la dirección Y, se identificó que la viga más solicitada corresponde a una viga ubicada en la zona de la escalera, ubicado en la segunda planta alta del edificio. Esta viga presenta una longitud de 9.40 metros y es de acero estructural ASTM A572 Gr.50.

La sección transversal de esta viga está compuesta por una altura total de 550 mm, un ancho de patín de 200 mm, un espesor de 10 mm en el alma y 14 mm en los patines.

Ilustración 45: Sección transversal de viga armada 55 cm



Fuente: Autores

El momento máximo obtenido del análisis estructural para esta viga fue de **29.515 Ton·m**, proveniente del combo **1.2D+L+SDY**. A continuación, se presenta la verificación correspondiente mediante la relación D/C basada en los criterios de diseño por flexión.

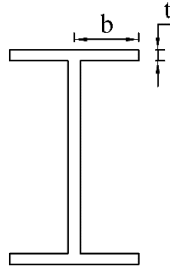
Esta viga, bajo la combinación gravitacional sin sismo **1.2D + 1.6L**, presenta un momento flector máximo de **29.515 Ton·m**. Al compararlo con el momento obtenido en la combinación con sismo, que alcanza un valor de **28.560 Ton·m**, se observa un incremento del **3.34%**. Este aumento puede atribuirse a la acción adicional generada por la carga sísmica. Aunque el valor no representa un cambio drástico, evidencia la influencia que tiene el efecto dinámico del sismo sobre la demanda de momento en esta viga específica.

- **Verificación de compacidad**

Según la AISC 360-22 la verificación de compacidad en vigas requiere evaluar por separado el comportamiento del alma y de los patines de la sección transversal, para este tipo de vigas de sección armada y doble simetría se usan las siguientes formulas:

Patín:

Ilustración 46: Viga I, referencia para compacidad en patín.



Fuente: Autores

$$\frac{b}{t} = \frac{200}{14} = 7.143$$

Límite de compacidad en patín

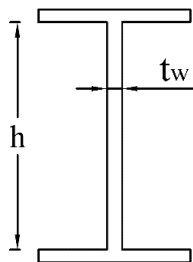
$$\lambda_p = 0.38 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \times \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}} = 9.152$$

$$\frac{b}{t} < 0.38 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$7.143 < 9.152 \therefore \rightarrow \text{Cumple}$$

Alma:

Ilustración 47: Viga I, referencia para compacidad en alma.



Fuente: Autores

$$\frac{h}{t_w} = \frac{550 - 2(14)}{10} = 52.20$$

Límite de compacidad en patín

$$\lambda_p = 3.76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \times \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}} = 90.553$$

$$\frac{h}{t_w} < 3.76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$52.20 < 90.553 \therefore \rightarrow \text{Cumple}$$

La viga se clasifica como compacta al cumplir con los límites de compacidad tanto en el patín como en el alma, conforme a lo establecido en la AISC 360-22.

- **Datos de la sección transversal de la viga:**

$$I = 52083.641 \text{ cm}^4$$

$$A_g = 108.2 \text{ cm}^2$$

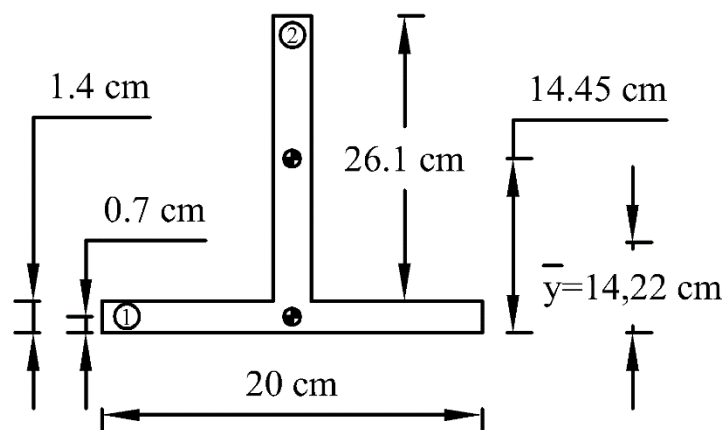
$$\frac{A_g}{2} = 54.1 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 50 \text{ ksi} = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- **Cálculo de la relación D/C por plasticidad**

Encontraremos el módulo plástico de la viga Z_x :

Ilustración 48: $\bar{y}$ viga 55 cm



Fuente: Autores

$$\bar{y} = \frac{\sum(A_i) \times d_i}{\frac{A_g}{2}}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum(A_i) \times d_i}{\frac{A_g}{2}} = \frac{A_1 \times d_1 + A_2 \times d_2}{\frac{A_g}{2}}$$

$$\bar{y} = \frac{(20 \text{ cm} \times 1.4 \text{ cm}) \times 0.7 \text{ cm} + (26.1 \text{ cm} \times 1 \text{ cm}) \times 14.45 \text{ cm}}{54.1 \text{ cm}^2}$$

$$\bar{y} = 7.334 \text{ cm}$$

$$Z_x = \frac{A_g}{2} \times (y_c + y_T)$$

$$Z_x = 54.1 \text{ cm}^2 \times (55 \text{ cm} - 2(7.334 \text{ cm}))$$

$$Z_x = 2181.961 \text{ cm}^3$$

Se procede a calcular el momento plástico M_p :

$$M_p = \phi \times f_y \times Z_x$$

$$M_p = 0.9 \times 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 2181.961 \text{ cm}^3$$

$$M_p = 6902633.624 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_p = 69.026 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Relación D/C plasticidad:

$$\text{Relación} \frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = \frac{29.515 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{69.026 \text{ Ton} \cdot \text{m}}$$

$$\text{Relación} \frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = 0.43 \approx \mathbf{43\%}$$

- **Cálculo de la relación D/C por fluencia:**

Modulo elástico de la viga:

$$S_x = \frac{I}{\frac{H}{2}} = \frac{52083.641 \text{ cm}^4}{\frac{55 \text{ cm}}{2}} = 1893.951 \text{ cm}^3$$

Se procede a calcular el momento de fluencia M_y :

$$M_y = \phi \times f_y \times S_x$$

$$M_y = 0.9 \times 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 1893.951 \text{ cm}^3$$

$$M_y = 5991512.666 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_y = 59.915 \text{ Ton} \cdot \text{cm}$$

Relación D/C fluencia:

$$\text{Relación} \frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = \frac{29.515 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{59.915 \text{ Ton} \cdot \text{m}}$$

$$\text{Relación} \frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = 0.49 \approx \mathbf{49\%}$$

Con base en los resultados obtenidos, se observa que la viga presenta indicios de un posible sobredimensionamiento, ya que la relación demanda-capacidad (D/C) calculada es significativamente baja en comparación con el límite permitido.

Verificación por corte en vigas

Para evaluar la resistencia a esfuerzo cortante, se identificaron las vigas que presentan los mayores valores de cortante en las direcciones X y Y de la estructura, considerando las combinaciones de carga establecidas por la NEC-SE-DS.

En la dirección X, la viga que registró el mayor cortante corresponde a la misma que presentó la mayor demanda de momento, ubicada en la segunda planta alta. En este caso, el valor máximo de cortante se produjo bajo la combinación gravitacional **1.2D+1.6L**, alcanzando un cortante de **24.487 Ton**.

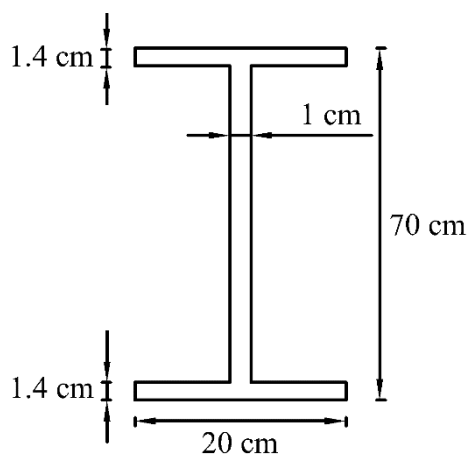
Por su parte, en la combinación que incluye sismo, específicamente **1.2D+1L+SDX**, el valor de cortante fue de **22.814 Ton**. Esto representa una diferencia del **7.33 %** a favor de la combinación gravitacional. Este resultado puede estar asociado a una distribución

particular de cargas o condiciones de rigidez lateral que afectan la forma en que las fuerzas sísmicas se redistribuyen en el sistema estructural.

Dado que el valor máximo de cortante en la viga analizada se presentó bajo la combinación gravitacional $1.2D + 1.6L$, con un esfuerzo de **24.487 Ton**, este será el valor considerado para la verificación de la resistencia a corte.

La sección transversal de esta viga está conformada por una altura total de 700 mm, un ancho de patín de 200 mm, un espesor de 10 mm en el alma y 14 mm en los patines.

Ilustración 49: Sección transversal de viga armada 70 cm

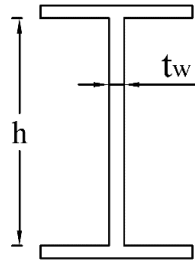


Fuente: Autores

El libro “Diseño de Estructuras de Acero” (5ta edición) de McCormac y Csernak presenta la fórmula utilizada para determinar la resistencia nominal al corte de una viga, la cual se fundamenta en los lineamientos establecidos por la norma AISC. Esta expresión permite calcular la capacidad del alma para resistir esfuerzos cortantes, considerando las propiedades geométricas de la sección y las características del material.

- **Determinación de C_v :**

Ilustración 50: Viga I, referencia para determinación de C_v .



Fuente: Autores

$$\frac{h}{t_w} = \frac{700 \text{ mm} - 2(14 \text{ mm})}{10 \text{ mm}} = 67.20$$

$$\frac{h}{t_w} < 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$67.20 < 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$\text{Para } \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \times \sqrt{\frac{k_v \times E}{F_y}} \rightarrow C_v = 1$$

$$67.20 \leq 1.10 \times \sqrt{\frac{5 \times 29000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}}$$

$$67.2 \leq 59.237 \rightarrow \text{No cumple}$$

$$\text{Para } 1.10 \times \sqrt{\frac{k_v \times E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \times \sqrt{\frac{k_v \times E}{F_y}} \rightarrow C_v = \frac{1.10 \times \sqrt{\frac{k_v \times E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}$$

$$59.237 < 67.2 \leq 1.37 \times \sqrt{\frac{5 \times 29000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}}$$

$$59.237 < 67.2 \leq 73.777 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$C_v = \frac{1.10 \times \sqrt{\frac{k_v \times E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} = \frac{59.237}{67.2} = 0.88$$

$$C_v = 0.882$$

- **Determinación de V_n :**

$$\phi_v V_n = 0.6 \times \phi_v \times F_y \times A_w \times C_v$$

$$A_w = d \times t_w$$

$$\phi_v = 0.90$$

$$\phi_v V_n = 0.6 \times 0.90 \times 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 70 \text{ cm} \times 1 \text{ cm} \times 0.882$$

$$\phi_v V_n = 117188.694 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n = 117.189 \text{ Ton}$$

$$\text{Relación} \frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = \frac{24.487 \text{ Ton}}{117.189 \text{ Ton}}$$

$$\text{Relación} \frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = 0.21 \approx 21\%$$

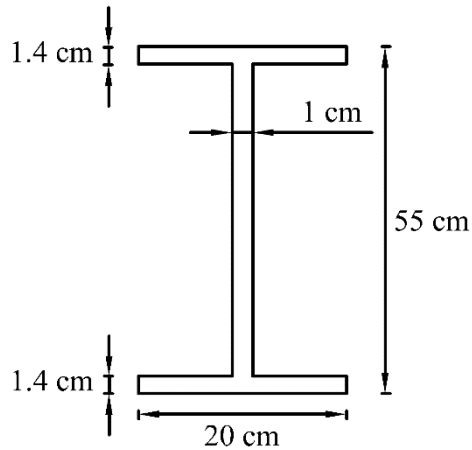
En la dirección Y, la viga que presentó el mayor esfuerzo cortante no coincide con la que registró la mayor demanda por momento flector. Esta viga se encuentra ubicada en la losa del primer piso, en la parte posterior del edificio, y tiene una longitud de 10.45 metros.

En este caso, el valor máximo de cortante se produjo bajo la combinación gravitacional **1.2D+1.6L**, alcanzando un cortante de **27.622 Ton**.

el valor máximo de cortante se presentó bajo la combinación gravitacional **1.2D + 1.6L**, alcanzando un valor de **27.622 Ton**. Por su parte, la combinación que incluye la acción sísmica en esa dirección, específicamente **1.2D + 1L + SDY**, arrojó un valor de **23.382 Ton**, lo cual representa una diferencia del **18.13 %** a favor de la combinación gravitacional.

La sección transversal de esta viga está compuesta por una altura total de 500 mm, un ancho de patín de 200 mm, un espesor de 10 mm en el alma y 14 mm en los patines.

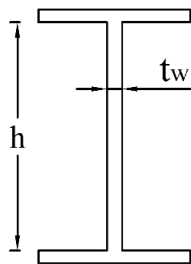
Ilustración 51: Sección transversal de viga armada 55 cm



Fuente: Autores

- **Determinación de C_v :**

Ilustración 52: Viga I, referencia para determinación de C_v .



Fuente: Autores

$$\frac{h}{t_w} = \frac{550 \text{ mm} - 2(14 \text{ mm})}{10 \text{ mm}} = 52.20$$

$$\frac{h}{t_w} < 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$52.20 < 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$\text{Para } \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \times \sqrt{\frac{k_v \times E}{F_y}} \rightarrow C_v = 1$$

$$52.20 \leq 1.10 \times \sqrt{\frac{5 \times 29000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}}$$

$$52.20 \leq 59.237 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$C_v = 1$$

- **Determinación de V_n :**

$$\phi_v V_n = 0.6 \times \phi_v \times F_y \times A_w \times C_v$$

$$A_w = d \times t_w$$

$$\phi_v = 0.90$$

$$\phi_v V_n = 0.6 \times 0.90 \times 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 55 \text{ cm} \times 1 \text{ cm} \times 1$$

$$\phi_v V_n = 104395.50 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n = 104.396 \text{ Ton}$$

$$\text{Relación } \frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = \frac{27.622 \text{ Ton}}{104.396 \text{ Ton}}$$

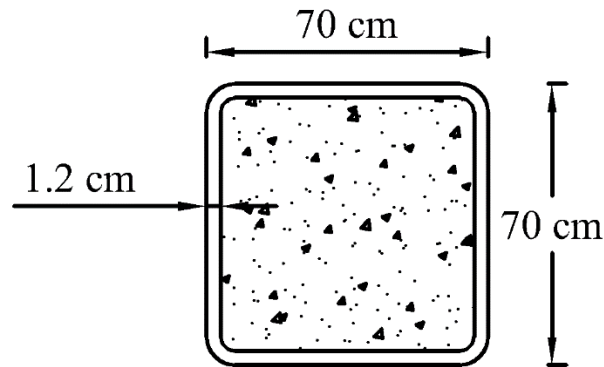
$$\text{Relación } \frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = 0.26 \approx 26\%$$

4.11. Evaluación de la capacidad de carga axial en columnas

La columna que presenta la mayor demanda axial en la estructura se encuentra ubicada en la intersección de los ejes F y 9 (F-9). Este elemento corresponde a una columna de sección compuesta con dimensiones de **70 cm × 70 cm**. La carga axial es de **240.446 Ton** que proviene de la combinación de carga **1.2D+1.6L**.

Se procede con la verificación de la capacidad axial resistente de este elemento, comparando la demanda obtenida con la resistencia de diseño, conforme a los lineamientos establecidos por la AISC 360-22 para columnas compuestas.

Ilustración 53: Columna compuesta de sección 70x70 cm



Fuente: Autores

Datos de la columna:

$$f'_c = 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 50 \text{ ksi} = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$E_s = 29000 \text{ ksi} = 2038700 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2038.7 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}$$

$$E_c = 15100 \times \sqrt{240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 233928.194 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Área gruesa de columna} = A_g = 4888.875 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de acero en columna} = A_s = 324.059 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de concreto en columna} = A_c = 4564.816 \text{ cm}^2$$

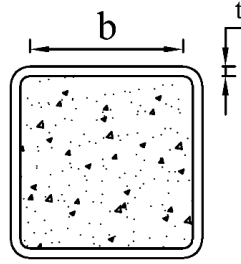
$$\text{Inercia gruesa de columna} = I_{g_x} = 1987819.205 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inercia de acero en columna} = I_{s_x} = 253065.618 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inercia de concreto en columna} = I_{c_x} = 1734753.588 \text{ cm}^4$$

- Verificación de compacidad

Ilustración 54: Columna compuesta, referencia para compacidad.



Fuente: Autores

$$\frac{b}{t} = \frac{70 \text{ cm} - 6 (1.2 \text{ cm})}{1.2} = 52.333$$

$$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.26 \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}} = 54.428$$

$$52.333 < 54.428 \therefore \text{Sección compacta}$$

- La sección se considera compuesta si:

$$\frac{A_s}{A_g} > 1 \%$$

$$\frac{324.059 \text{ cm}^2}{4888.875 \text{ cm}^2} > 1 \%$$

$$6.66 \% > 1 \%$$

- Como es de sección compacta, la carga nominal de la columna se calcula:

$$P_{no} = P_p = F_y \times A_s + C_2 \times f'_c \times (A_c + A_{sr} \times \frac{E_s}{E_c})$$

$$C_2 = 0.85 \rightarrow \text{Sección rectangular}$$

$$P_{no} = P_p = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 324.059 \text{ cm}^2 + 0.85 \times 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times (4564.816 \text{ cm}^2)$$

$$P_{no} = P_p = 2070289.849 \text{ kg} = 2070.290 \text{ Ton}$$

Factor de rigidez:

$$EI_{eff} = E_s \times I_s + E_s \times I_{sr} + C_3 \times E_c \times I_c$$

$$C_3 = 0.45 + 3 \times \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right)$$

$$C_3 = 0.45 + 3 \times \left(\frac{324.059 \text{ cm}^2}{4888.875 \text{ cm}^2} \right)$$

$$C_3 = 0.65 < 0.9$$

$$EI_{\text{eff}} = 2038700 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 253065.618 \text{ cm}^4$$

$$+ 0.65 \times 233928.194 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 1734753.588 \text{ cm}^4$$

$$EI_{\text{eff}} = 779699926397 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$EI_{\text{eff}} = 779699928.436 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}$$

- **Carga crítica de pandeo elástico de Euler:**

$$P_e = \frac{\pi^2 \times EI_{\text{eff}}}{(k \times L)^2} = \frac{\pi^2 \times 779699928.436 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}}{(1 \times 465 \text{ cm})^2}$$

$$P_e = 35589.455 \text{ Ton}$$

- La resistencia nominal a la compresión P_n de columnas de acero, se determina a partir de:

$$\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25 \rightarrow P_n = P_{no} \left[0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right]$$

$$\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25 \rightarrow P_n = 0.877 P_e$$

$$\frac{2070.290 \text{ Ton}}{35589.455 \text{ Ton}} \leq 2.25$$

$$0.058 \leq 2.25 \therefore \rightarrow P_n = P_{no} \left[0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right]$$

$$P_n = 2070.290 \text{ Ton} \left[0.658 \frac{2070.290 \text{ Ton}}{35589.455 \text{ Ton}} \right]$$

$$P_n = 2020.492 \text{ Ton}$$

$$P_u = \phi_c \times P_n$$

$$P_u = 0.75 \times (2020.492 \text{ Ton})$$

$$P_u = 1515.369 \text{ Ton}$$

$$\text{Relación } \frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = \frac{240.446}{1515.369 \text{ Ton}}$$

$$\text{Relación } \frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = 0.159 \approx 16\%$$

Con base en los resultados obtenidos, se identifica que la columna compuesta de sección $70 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}$ presenta una relación demanda-capacidad (D/C) del 16 %, lo cual evidencia una posible tendencia al sobredimensionamiento de dicho elemento. Este bajo nivel de solicitación, en proporción a su capacidad resistente, el cual podría ser objeto de optimización.

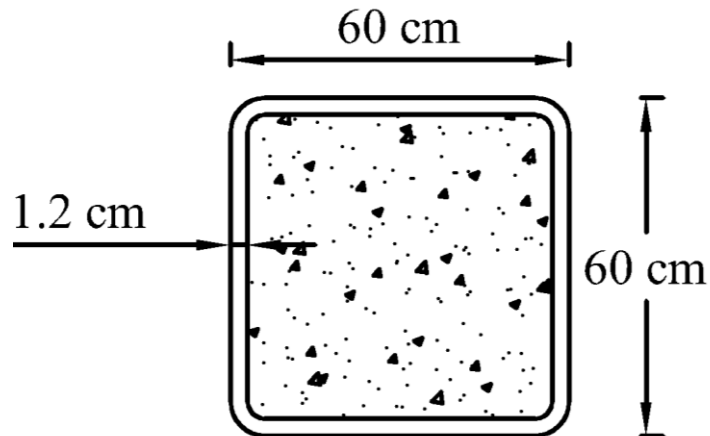
En total, la edificación cuenta con tres columnas que presentan esta configuración. La columna evaluada en este análisis corresponde a la que registra la mayor demanda axial entre todas.

Columna compuesta sección de 60x60cm

Se procede con la revisión estructural de las columnas que presentan las otras dos secciones compuestas. Se identifica que la columna de sección compuesta de **60 cm** × **60 cm** con mayor demanda axial se encuentra ubicada en la intersección de los ejes **C** y **6 (C-6)**.

Esta columna soporta una carga axial máxima de **184.119 Ton**, correspondiente a la combinación gravitacional crítica **1.2D + 1.6L**.

Ilustración 55: Columna compuesta de sección 60x60 cm



Fuente: Autores

Datos de la columna:

$$f'_c = 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 50 \text{ ksi} = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$E_s = 29000 \text{ ksi} = 2038700 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2038.7 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}$$

$$E_c = 15100 \times \sqrt{240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 233928.194 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Área gruesa de columna} = A_g = 3588.875 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de acero en columna} = A_s = 276.059 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de concreto en columna} = A_c = 3312.816 \text{ cm}^2$$

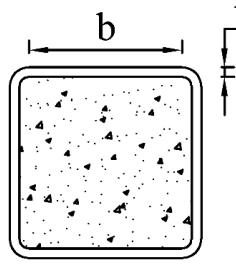
$$\text{Inercia gruesa de columna} = I_{g_x} = 1070512.025 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inercia de acero en columna} = I_{s_x} = 157168.592 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inercia de concreto en columna} = I_{c_x} = 913343.433 \text{ cm}^4$$

- Verificación de compacidad

Ilustración 56: Columna compuesta, referencia para compacidad.



Fuente: Autores

$$\frac{b}{t} = \frac{60 \text{ cm} - 6 (1.2 \text{ cm})}{1.2} = 44$$

$$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.26 \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}} = 54.428$$

$$44 < 54.428 \therefore \text{Sección compacta}$$

- La sección se considera compuesta si:

$$\frac{A_s}{A_g} > 1 \%$$

$$\frac{276.059 \text{ cm}^2}{3588.875 \text{ cm}^2} > 1 \%$$

$$7.69 \% > 1 \%$$

- Como es de sección compacta, la carga nominal de la columna se calcula:

$$P_{no} = P_p = F_y \times A_s + C_2 \times f'_c \times (A_c + A_{sr} \times \frac{E_s}{E_c})$$

$$C_2 = 0.85 \rightarrow \text{Sección rectangular}$$

$$P_{no} = P_p = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 276.059 \text{ cm}^2 + 0.85 \times 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times (3312.816 \text{ cm}^2)$$

$$P_{no} = P_p = 1646161.849 \text{ kg} = 1646.162 \text{ Ton}$$

Factor de rigidez:

$$EI_{eff} = E_s \times I_s + E_s \times I_{sr} + C_3 \times E_c \times I_c$$

$$C_3 = 0.45 + 3 \times \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right)$$

$$C_3 = 0.45 + 3 \times \left(\frac{276.059 \text{ cm}^2}{3588.875 \text{ cm}^2} \right)$$

$$C_3 = 0.68 < 0.9$$

$$EI_{\text{eff}} = 2038700 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 157168.592 \text{ cm}^4 \\ + 0.68 \times 233928.194 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 913343.433 \text{ cm}^4$$

$$EI_{\text{eff}} = 465706218763.15 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$EI_{\text{eff}} = 465706218.763 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}$$

- **Carga crítica de pandeo elástico de Euler:**

$$P_e = \frac{\pi^2 \times EI_{\text{eff}}}{(k \times L)^2} = \frac{\pi^2 \times 465706218.763 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}}{(1 \times 465 \text{ cm})^2}$$

$$P_e = 21257.191 \text{ Ton}$$

- La resistencia nominal a la compresión P_n de columnas de acero, se determina a partir de:

$$\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25 \rightarrow P_n = P_{no} \left[0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right]$$

$$\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25 \rightarrow P_n = 0.877 P_e$$

$$\frac{1646.162 \text{ Ton}}{21257.191 \text{ Ton}} \leq 2.25$$

$$0.077 \leq 2.25 \therefore \rightarrow P_n = P_{no} \left[0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right]$$

$$P_n = 1646.162 \text{ Ton} \left[0.658 \frac{1646.162 \text{ Ton}}{21257.191 \text{ Ton}} \right]$$

$$P_n = 1593.661 \text{ Ton}$$

$$P_u = \phi_c \times P_n$$

$$P_u = 0.75 \times (1593.661 \text{ Ton})$$

$$P_u = 1195.246 \text{ Ton}$$

$$\text{Relación } \frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = \frac{184.119 \text{ Ton}}{1195.246 \text{ Ton}}$$

$$\text{Relación } \frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = 0.15 \approx 15\%$$

Con base en el análisis estructural, se observa que la columna compuesta de sección 60 cm × 60 cm alcanza una relación demanda-capacidad (D/C) del 15 %, lo que indica que esta sección presenta una alta capacidad disponible en relación con la carga aplicada. Esta diferencia sugiere que la sección podría estar sobredimensionada respecto a las exigencias reales de carga.

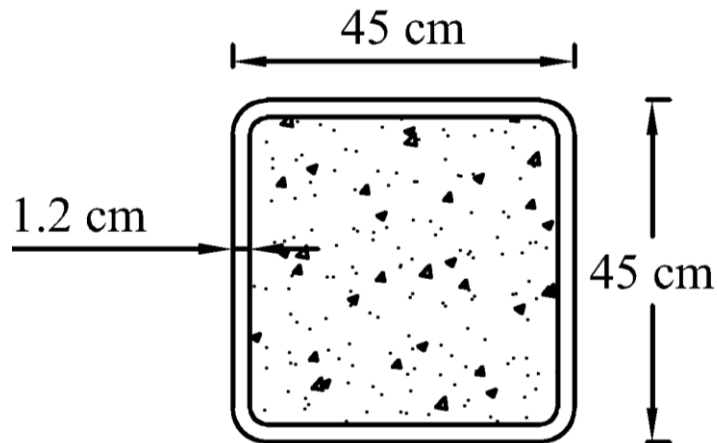
En total, la estructura incorpora 18 columnas con esta sección, siendo la evaluada en este caso la que registra la mayor solicitación axial dentro de ese grupo.

Columna compuesta sección de 45x45cm

Se procede con la revisión estructural de las columnas que presentan las otras dos secciones compuestas. Se identifica que la columna de sección compuesta de **45 cm × 45 cm** con mayor demanda axial se encuentra ubicada en la intersección de los ejes **C y 9 (C-9)**.

Esta columna soporta una carga axial máxima de **184.864 Ton**, correspondiente a la combinación gravitacional crítica **1.2D + 1.6L**.

Ilustración 57: Columna compuesta de sección 45x45 cm



Fuente: Autores

Datos de la columna:

$$f'c = 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 50 \text{ ksi} = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$E_s = 29000 \text{ ksi} = 2038700 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2038.7 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}$$

$$E_c = 15100 \times \sqrt{240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 233928.194 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Área gruesa de columna} = A_g = 2013.875 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de acero en columna} = A_s = 204.059 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de concreto en columna} = A_c = 1809.816 \text{ cm}^2$$

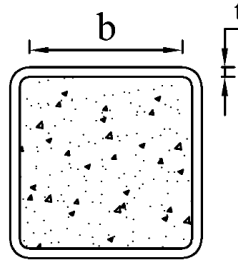
$$\text{Inercia gruesa de columna} = I_{g_x} = 336477.040 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inercia de acero en columna} = I_{s_x} = 64163.628 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inercia de concreto en columna} = I_{c_x} = 272313.412 \text{ cm}^4$$

- Verificación de compacidad

Ilustración 58: Columna compuesta, referencia para compacidad.



Fuente: Autores

$$\frac{b}{t} = \frac{45 \text{ cm} - 6 (1.2 \text{ cm})}{1.2} = 31.50$$

$$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.26 \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}} = 54.428$$

$$31.50 < 54.428 \therefore \text{Sección compacta}$$

- La sección se considera compuesta si:

$$\frac{A_s}{A_g} > 1 \%$$

$$\frac{204.059 \text{ cm}^2}{2013.875 \text{ cm}^2} > 1 \%$$

$$10.13 \% > 1 \%$$

- Como es de sección compacta, la carga nominal de la columna se calcula:

$$P_{no} = P_p = F_y \times A_s + C_2 \times f'c \times (A_c + A_{sr} \times \frac{E_s}{E_c})$$

$$C_2 = 0.85 \rightarrow \text{Sección rectangular}$$

$$P_{no} = P_p = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 204.059 \text{ cm}^2 + 0.85 \times 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times (1809.816 \text{ cm}^2)$$

$$P_{no} = P_p = 1086469.849 \text{ kg} = 1086.47 \text{ Ton}$$

Factor de rigidez:

$$EI_{eff} = E_s \times I_s + E_s \times I_{sr} + C_3 \times E_c \times I_c$$

$$C_3 = 0.45 + 3 \times \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right)$$

$$C_3 = 0.45 + 3 \times \left(\frac{204.059 \text{ cm}^2}{2013.875 \text{ cm}^2} \right)$$

$$C_3 = 0.75 < 0.9$$

$$EI_{\text{eff}} = 2038700 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 64163.628 \text{ cm}^4 \\ + 0.75 \times 233928.194 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 272313.412 \text{ cm}^4$$

$$EI_{\text{eff}} = 178586726907 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$EI_{\text{eff}} = 178586726,907 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}$$

- **Carga crítica de pandeo elástico de Euler:**

$$P_e = \frac{\pi^2 \times EI_{\text{eff}}}{(k \times L)^2} = \frac{\pi^2 \times 178586726,907 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}}{(1 \times 465 \text{ cm})^2}$$

$$P_e = 8151.603 \text{ Ton}$$

- La resistencia nominal a la compresión P_n de columnas de acero, se determina a partir de:

$$\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25 \rightarrow P_n = P_{no} \left[0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right]$$

$$\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25 \rightarrow P_n = 0.877 P_e$$

$$\frac{1086.47 \text{ Ton}}{8151.603 \text{ Ton}} \leq 2.25$$

$$0.133 \leq 2.25 \therefore \rightarrow P_n = P_{no} \left[0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right]$$

$$P_n = 1086.47 \text{ Ton} \left[0.658 \frac{1086.47 \text{ Ton}}{8151.603 \text{ Ton}} \right]$$

$$P_n = 1027.52 \text{ Ton}$$

$$P_u = \phi_c \times P_n$$

$$P_u = 0.75 \times (1593.661 \text{ Ton})$$

$$P_u = 770.64 \text{ Ton}$$

$$\text{Relación } \frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = \frac{184.864 \text{ Ton}}{770.64 \text{ Ton}}$$

$$\text{Relación } \frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = 0.24 \approx 24\%$$

En el caso de la columna compuesta de sección $45 \text{ cm} \times 45 \text{ cm}$, se obtuvo una relación demanda-capacidad (D/C) del 24 %, lo cual, si bien representa un mayor aprovechamiento estructural en comparación con las secciones de mayor tamaño previamente analizadas. La edificación cuenta con un total de 25 columnas con este tipo de sección.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

Como resultado del proceso de revisión bibliográfica y documental, se identificaron los principales criterios normativos y metodológicos relacionados con el diseño y evaluación de sistemas estructurales duales, integrados por estructuras metálicas y muros de corte de concreto armado, en contextos de alta amenaza sísmica. La normativa ecuatoriana NEC-SE-DS, NEC-SE-CG, junto con normativas internacionales como la AISC 360-22, fueron fundamentales para establecer los requisitos técnicos que permiten clasificar una edificación como sistema dual. Estas normativas definen que, para alcanzar dicha clasificación, los muros estructurales deben resistir al menos el 75 % de la fuerza cortante total en cada dirección principal.

A partir del análisis estructural realizado, los resultados indican que, bajo cargas sísmicas, los muros estructurales presentan una participación del 43 % en la dirección X y del 72 % en la dirección Y, respecto al cortante basal dinámico. Estos porcentajes se encuentran por debajo del umbral del 75 % requerido por la normativa para calificar como sistema dual. Por tanto, la edificación no cumple con dicha condición en ninguna de las dos direcciones principales. Sin embargo, se destaca que, aunque la condición de edificio dual no se cumple, el modelo estructural evidencia un comportamiento rígido y controlado frente a las derivas, lo que sugiere que el diseño original no necesariamente contemplaba un sistema dual, sino más bien un sistema combinado de marcos resistentes a momento y muros de corte, en el que ambos contribuyen a la estabilidad lateral.

Con base en los resultados obtenidos del análisis estructural, se desarrolló una propuesta de optimización orientada a ajustar la longitud en planta de los muros de corte, con el objetivo de alcanzar la clasificación de sistema estructural dual. Cabe destacar que el comportamiento global de la edificación fue estructuralmente adecuado, cumpliendo con los límites de deriva permitidos, lo que indica que la modificación no responde a una necesidad por falta de rigidez, sino que tiene una finalidad estrictamente normativa. En este contexto, se planteó un incremento en la longitud en planta de los muros, pasando de 8.20 m a 14.30 m en la dirección X, y de 18.80 m a 19.60 m en la dirección Y, como medida para garantizar el cumplimiento del porcentaje mínimo de participación requerido por la normativa. Adicionalmente, se reconoce que esta modificación podría ofrecer beneficios estructurales colaterales, como la posibilidad de reducir la demanda sobre las

columnas, optimizando así sus secciones. No obstante, es importante señalar que el análisis estructural correspondiente a esta configuración optimizada no fue parte del alcance del presente trabajo de investigación, por lo que se recomienda su evaluación en estudios posteriores o como parte del desarrollo de ingeniería definitiva del proyecto.

En cuanto a las derivas de piso, se concluye que la edificación presenta un comportamiento favorable, manteniéndose muy por debajo del límite máximo del 2 % establecido por la NEC-SE-DS. La deriva inelástica máxima en la dirección X fue de 0.66 %, localizada en la columna A-5 a nivel de cubierta. En la dirección Y, la mayor deriva alcanzó un 0.73 %, registrada en la columna H-7, también en el nivel de cubierta. Estos resultados reflejan una adecuada rigidez lateral del sistema estructural, garantizando desplazamientos dentro de los rangos permisibles frente a la acción sísmica.

El análisis de las cargas transmitidas a la cimentación evidenció que, bajo cargas de servicio (CM + CV), la zapata del eje F en dirección X genera una presión de contacto (16.735 ton/m^2) superior al valor admisible del suelo ($q_{adm} = 16.10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$), mientras que en la dirección Y en el eje 9 no se presentan problemas (11.157 ton/m^2). En cambio, al considerar la acción sísmica con un incremento del 30 % en $q_{adm(sismo)} = 20.93 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$, la zapata del eje 9 excede el límite (21.438 ton/m^2), no así la del eje F (17.869 ton/m^2). En base a estos cálculos, se determinó que al aumentar el ancho de las zapatas de 1.50 m a 1.60 m, se logra que las presiones de contacto generadas por las cargas de la edificación queden dentro de los límites permisibles tanto para cargas de servicio como sísmicas, asegurando así la estabilidad de la cimentación.

Del análisis realizado a las vigas más exigidas por momento y esfuerzo cortante, se evidenció una tendencia al sobredimensionamiento, reflejada en las bajas relaciones D/C obtenidas. Esta misma condición fue observada en las columnas, donde los resultados también indican una utilización estructural limitada respecto a su capacidad resistente. Estos hallazgos, calculados y analizados en sus respectivos apartados, sugieren que existe potencial de optimización en las secciones actuales, sin comprometer la seguridad estructural del sistema.

5.2. Recomendaciones

Disponer de la documentación técnica completa, como los planos estructurales y el estudio geotécnico del sitio, resulta fundamental para desarrollar un análisis estructural

riguroso. De igual forma, tener acceso autorizado para realizar visitas técnicas periódicas a la edificación permite obtener información crucial sobre el comportamiento real de la estructura, así como para verificar dimensiones de secciones, distancias entre ejes, alturas entre niveles y condiciones de las conexiones viga-columna. Estos elementos aportan significativamente a la fidelidad del modelo estructural y a la confiabilidad del estudio.

Dado que se trata de una estructura con una importancia relativa debido su uso y de dimensiones considerables, se considera que este proyecto puede servir como base para futuros estudios complementarios. Existen diversos aspectos que no fueron abordados dentro del alcance de este trabajo y que podrían desarrollarse posteriormente, como la verificación estructural de la propuesta de rediseño de muros para alcanzar la condición de edificio dual, entre otros análisis relacionados con el desempeño sísmico.

Se recomienda que las secciones estructurales de vigas y columnas utilizadas en edificaciones de características similares sean diseñadas en cumplimiento con las normativas técnicas vigentes, tanto locales como internacionales. Tal como se evidenció en los análisis realizados, si bien las secciones empleadas cumplen con las demandas estructurales exigidas, presentan tendencia al sobredimensionamiento, lo cual podría ser optimizado mediante un ajuste en sus dimensiones, garantizando su funcionalidad sin recurrir a secciones excesivamente robustas que no aportan mejoras significativas al desempeño estructural.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abbaszadeh, A., & Chaallal, O. (2022). Enhancing Resilience and Self-Centering of Existing RC Coupled and Single Shear Walls Using EB-FRP: State-of-the-Art Review and Research Needs. *Journal of Composites Science*, 6(10). <https://doi.org/10.3390/jcs6100301>
- AISC. (2022). *Specification for Structural Steel Buildings Supersedes the Specification for Structural Steel Buildings*.
- Al Agha, W., & Umamaheswari, N. (2020). Analytical study of irregular reinforced concrete building with shear wall and dual Framed-Shear wall system by using Equivalent Static and Response Spectrum Method. *Materials Today: Proceedings*, 43, 2232–2241. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.12.525>
- Alarcón, C., López, Á., & Vielma, J. C. (2023). Performance of Medium-Rise Buildings with Reinforced Concrete Shear Walls Designed for High Seismic Hazard. *Materials*, 16(5). <https://doi.org/10.3390/ma16051859>
- ASCE. (2022). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures: provisions*. American Society of Civil Engineers.
- Atmani, A., Boudaoud, Z., & Djebbar, N. (2021). Slenderness ratio and influencing parameters on the nl behaviour of rc shear wall. *Civil Engineering Journal (Iran)*, 7(12), 2043–2067. <https://doi.org/10.28991/cej-2021-03091777>
- Avilés-Campoverde, D., Chunga, K., Ortiz-Hernández, E., Vivas-Espinoza, E., Toulkeridis, T., Morales-Delgado, A., & Delgado-Toala, D. (2021). Seismically induced soil liquefaction and geological conditions in the city of Jama due to the M7.8 pedernales earthquake in 2016, NW ecuador. *Geosciences (Switzerland)*, 11(1), 1–22. <https://doi.org/10.3390/geosciences11010020>
- Ballesteros-Salazar, K. S., Caizaguano-Montero, D. G., Haro-Báez, A. G., & Toulkeridis, T. (2022). Case Study of the Application of an Innovative Guide for the Seismic Vulnerability Evaluation of Schools Located in Sangolquí, Interandean Valley in Ecuador. *Buildings*, 12(9). <https://doi.org/10.3390/buildings12091471>
- Bapir, B., Abrahamczyk, L., Wichtmann, T., & Prada-Sarmiento, L. F. (2023). Soil-structure interaction: A state-of-the-art review of modeling techniques and studies

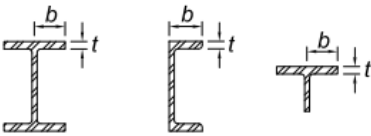
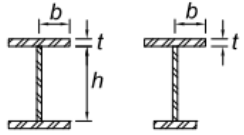
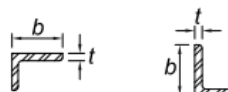
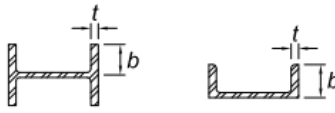
- on seismic response of building structures. *Frontiers in Built Environment*, 9. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2023.1120351>
- Chen, Z., Ge, H., & Chan, S. (2022). Modelling, Test and Practice of Steel Structures. In *Metals* (Vol. 12, Issue 7). MDPI. <https://doi.org/10.3390/met12071212>
- Cuenca, D. I., Estévez, J., & García-Marín, A. P. (2019). *Multifractal Characterization of Seismic Activity in the Provinces of Esmeraldas and Manabí, Ecuador*. 27. <https://doi.org/10.3390/iecg2019-06196>
- Cunalata, F., & Caiza, P. (2022). State of the Art of Seismic Vulnerability Studies in Ecuador. *Revista Politecnica*, 50(1), 55–64. <https://doi.org/10.33333/rp.vol50n1.06>
- Farzampour, A., Mansouri, I., Mortazavi, S. J., Retzepis, E., Kaloop, M. R., & Hu, J. W. (2023). Development of Innovative Lateral Resistance Systems Featuring Earthquake-Protective Dampers. *Applied Sciences (Switzerland)*, 13(6). <https://doi.org/10.3390/app13063852>
- Gallegos, M. F., Araya-Letelier, G., Lopez-Garcia, D., & Parra, P. F. (2023). Seismic collapse performance of high-rise RC dual system buildings in subduction zones. *Case Studies in Construction Materials*, 18, e02042. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2023.e02042>
- García Vincés, M., Javier, L., Palacios, M., Jorge, R., Molina, E., Monserrate, A., Cevallos, Z., & Dallana, L. (2021). "Análisis Estructural y propuesta de reforzamiento del. *RIEMAT*. <https://doi.org/https://doi.org/10.33936/riemat.v6i1.3686>
- Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Machala. (2022). *PDOT_Machala Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Machala 2019-2030: Actualización 2022*.
- Gusmão, A. D., Silva, A. C., & Sales, M. M. (2020). Foundation-structure interaction on high-rise buildings. *Soils and Rocks*, 43(3 special issue), 441–459. <https://doi.org/10.28927/SR.433441>
- Guzmán, R. C., Levy, J. P. C., & Terán, L. A. J. (2022). Evaluación de los objetivos de desempeño sísmico alcanzados bajo los requerimientos de la guía boliviana de diseño sísmico 2020, en el diseño de edificaciones de hormigón armado para el

- departamento de Cochabamba, Bolivia. *Brazilian Journal of Development*, 8(9), 63426–63444. <https://doi.org/10.34117/bjdv8n9-200>
- Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. (2023, March 20). *Informe Sísmico Especial No. 2023-004*. <https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/2027-informe-sismico-especial-no-2023-004>
- Khan, M. M., Devi, K., Sharma, K., Verma, N., & Saini, N. (2024). Comparison of Tall Building G+30 Based on Shear Wall System and Dual system. *Computational Analysis of Buildings*, 43–62. https://doi.org/10.55084/grinrey/ert/978-81-964105-4-4_3
- Koboevic, S., Reyes-Fernandez, A., Murugananthan, U., & Wiebe, L. (2023). *STRATEGIES FOR SEISMIC DESIGN OF SHALLOW FOUNDATIONS FOR STEEL BUILDING STRUCTURES*. 89–96. <https://doi.org/10.5592/co/2crocee.2023.118>
- Mascolo, I. (2019). Recent Developments in the Dynamic Stability of Elastic Structures. *Frontiers in Applied Mathematics and Statistics*, 5. <https://doi.org/10.3389/fams.2019.00051>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015a). *NEC-SE-CG: Cargas No Sísmicas*.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015b). *NEC-SE-DS: Peligro Sísmico y Diseño Sismo Resistente. Norma Ecuatoriana de la Construcción*.
- Morales, A., & Wiegand, W. (2020). Modelo elástico simple para el estudio de pandeo en muros de hormigón armado. *Obras y Proyectos*, 27, 107–114. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.4067/S0718-28132020000100107>
- Prusty, B. G., & Banerjee, A. (2020). Structure-property correlation and constitutive description of structural steels during hot working and strain rate deformation. In *Materials* (Vol. 13, Issue 3). MDPI AG. <https://doi.org/10.3390/ma13030556>
- Quishpe-Otacoma, C., Tello-Ayala, K., Málaga-Chuquitaype, C., & García-Troncoso, N. (2024). Experimental and numerical cyclic response of mixed steel-concrete shear walls. *Frontiers in Built Environment*, 10. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2024.1435899>

- Requena-Garcia-Cruz, M. V., Morales-Esteban, A., & Durand-Neyra, P. (2021). Optimal ductility enhancement of RC framed buildings considering different non-invasive retrofitting techniques. *Engineering Structures*, 242. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112572>
- Rodriguez, M. E. (2023). NORMATIVAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS, ENSEÑANZAS DE TERREMOTOS Y DE RESULTADOS EXPERIMENTALES. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 110, 19–44. <https://doi.org/10.18867/ris.110.611>
- Seruti, C. A., Lima, E. F., Lima, S. de S., & Santos, S. H. de C. (2023). Influence of shear walls on the structural behavior of a multi-storey concrete building according to Brazilian Technical Code ABNT NBR 15421:2006. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 16(5). <https://doi.org/10.1590/S1983-41952023000500004>
- Shakeel, S., Khan, S. H., Saqib, S. A., Khan, M. A., & Moiz, M. A. (2024). Seismic performance and cost comparison of RC moment resisting and dual frames using UBC 97 and IBC 2021. *Scientific Reports*, 14(1). <https://doi.org/10.1038/s41598-024-67373-3>
- Shukla, K., & Nallasivam, K. (2024). Effective Location of Shear Walls in High-Rise RCC Buildings Subjected to Lateral Loads. *Civil Engineering Infrastructures Journal*, 57(1), 103–117. <https://doi.org/10.22059/CEIJ.2023.350020.1879>
- Suwal, R., & Khawas, A. (2022). Performance of Reinforced Concrete Shear Wall In Dual Structural System: A Review. *Nepal Journal of Science and Technology*, 21(1), 91–100. <https://doi.org/10.3126/njst.v21i1.49918>
- Ulcuango, D., & Haro, A. G. (2024). Evaluation of the Seismic Performance of a Dual Reinforced Concrete System with Different Levels of Torsional Irregularity. *Revista Politecnica*, 53(1), 83–98. <https://doi.org/10.33333/rp.vol53n1.08>
- Yousry, M., Mostafa, H., & Youssef, A. (2024). Experimental behavior of connection between composite columns and reinforced concrete flat slab. *Journal of Engineering and Applied Science*, 71(1). <https://doi.org/10.1186/s44147-024-00509-4>

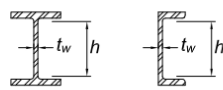
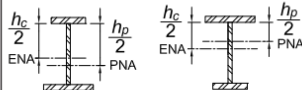
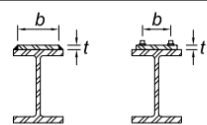
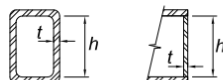
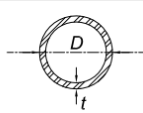
ANEXOS

Anexo 1: Relaciones ancho a espesor: elementos de compresión en miembros sujetos a flexión (patín)

TABLE B4.1b Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subjected to Flexure						
	Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
				λ_p (compact/ noncompact)	λ_r (non-compact/ slender)	
Unstiffened Elements	10	(1) Flanges of rolled I-shaped sections (2) Flanges of channels (3) Flanges of tees	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11	Flanges of doubly and singly symmetric I-shaped built-up sections	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ [a] [b]	
	12	Legs of single angles	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13	Flanges of all I-shaped sections and channels in flexure about the minor axis	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14	Stems of tees	d/t	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Fuente: AISC 360-22

Anexo 2: Relaciones ancho a espesor: elementos de compresión en miembros sujetos a flexión (alma)

TABLE B4.1b (continued) Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subjected to Flexure					
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/ noncompact)	λ_r (non-compact/ slender)	
Stiffened Elements	15 Webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16 Webs of singly symmetric I-shaped sections	h_c/t_w	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [c] $\left(0.54 \frac{M_p}{M_y} - 0.09\right)^2$ $\leq \lambda_r$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17 Flanges of rectangular HSS	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18 Flange cover plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19 Webs of rectangular HSS and box sections	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	20 Round HSS	D/t	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$	
	21 Flanges of box sections	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
[a] $k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$ but shall not be taken as less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes. [b] $F_L = 0.7F_y$ for slender web I-shaped members and major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} \geq 0.7$; and $F_L = F_y S_{xt}/S_{xc} \geq 0.5F_y$ for major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$, where S_{xc}, S_{xt} = elastic section modulus referred to compression and tension flanges, respectively, in.³ (mm³) [c] M_y is the moment at yielding of the extreme fiber, kip-in. (N-mm); $M_p = F_y Z_x$, plastic moment, kip-in. (N-mm), where Z_x = plastic section modulus taken about the x-axis, in.³ (mm³) ENA = elastic neutral axis PNA = plastic neutral axis					

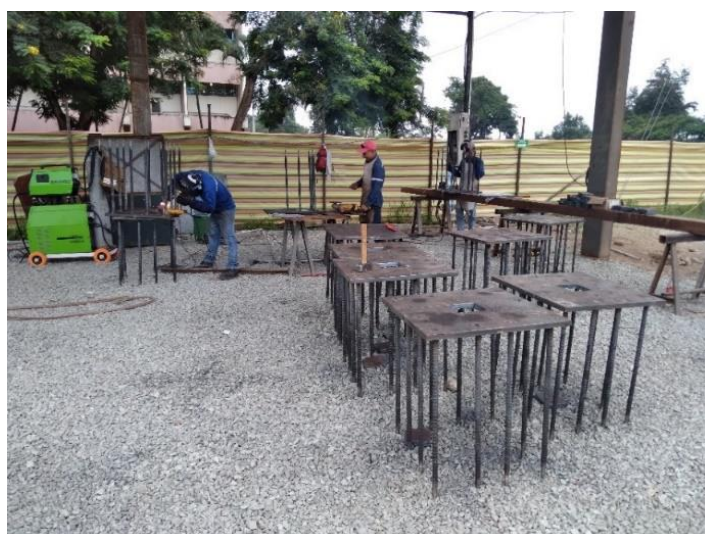
Fuente: AISC 360-22

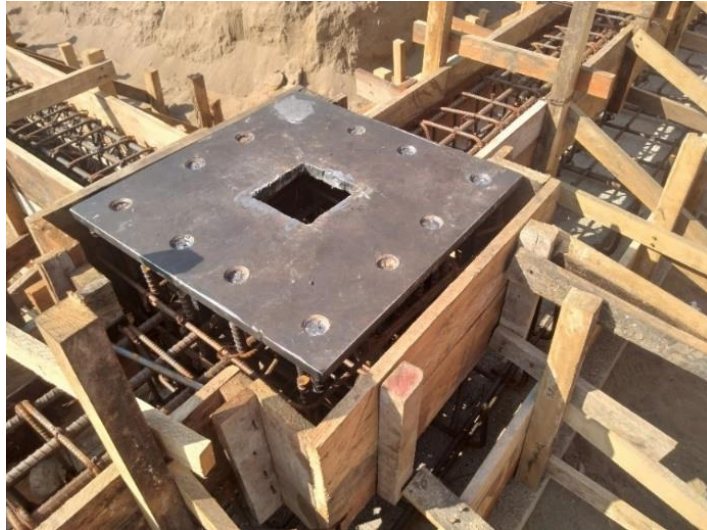
Anexo 3: Límites de relaciones ancho/espesor para elementos de acero a compresión en miembros compuestos sometidos a compresión axial

TABLE I1.1a Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Steel Elements in Composite Members Subjected to Axial Compression for Use with Section I2.2				
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	λ_p Compact Composite/ Noncompact Composite	λ_r Noncompact Composite/ Slender-Element Composite	Maximum Permitted
Walls of rectangular HSS and box sections of uniform thickness	b/t	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Round HSS	D/t	$\frac{0.15E}{F_y}$	$\frac{0.19E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

Fuente: AISC 360-22

Anexo 4: Fotografías de la cimentación.







Fuente: Proporcionadas por la empresa constructora.

Anexo 5: Trabajo en campo - Recolección de información del edificio











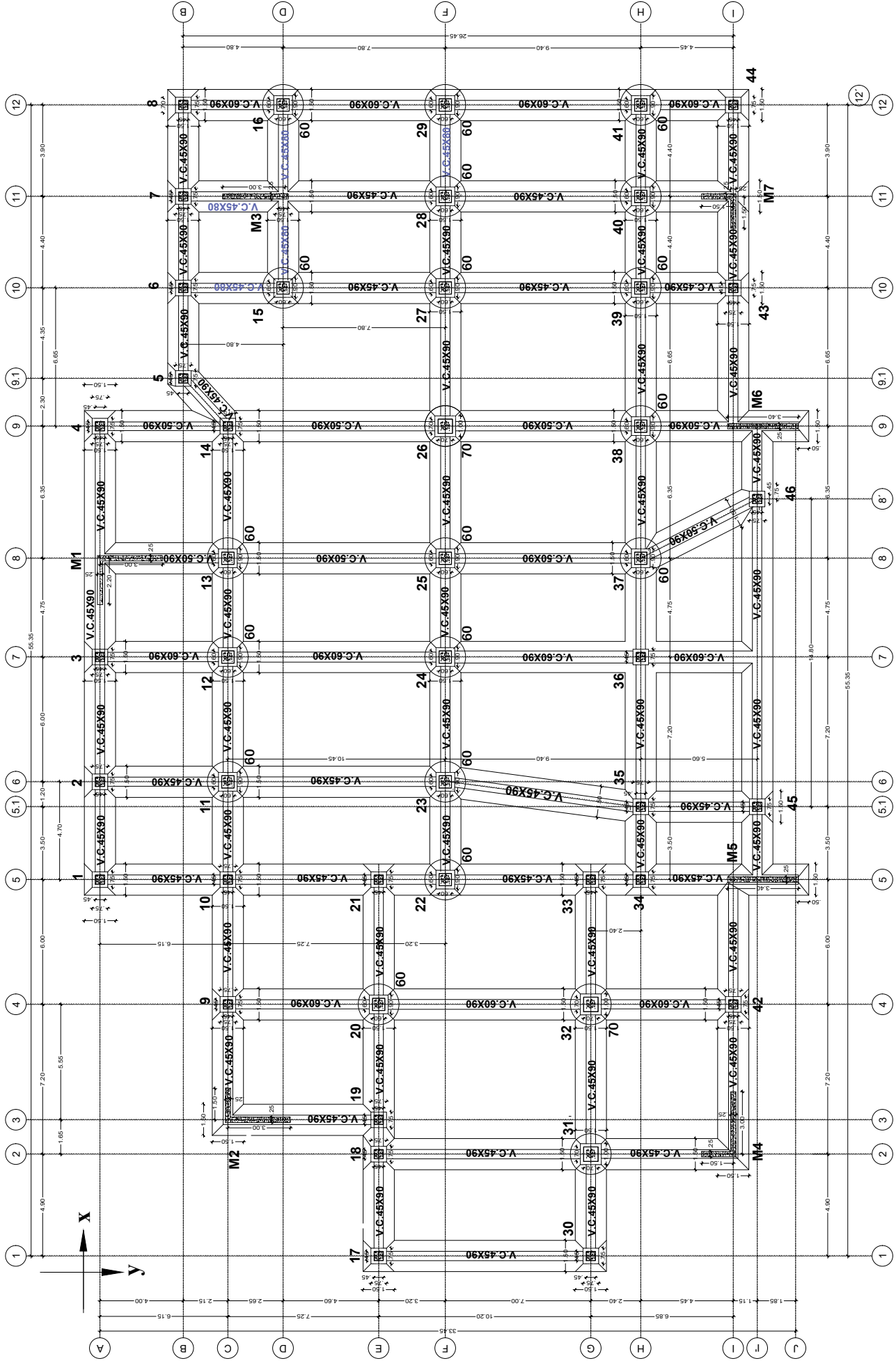








Fuente: Autores



IMPLANTACION DE DATOS Y COLUMNAS DE PB A P1

ESCALA 1:50

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

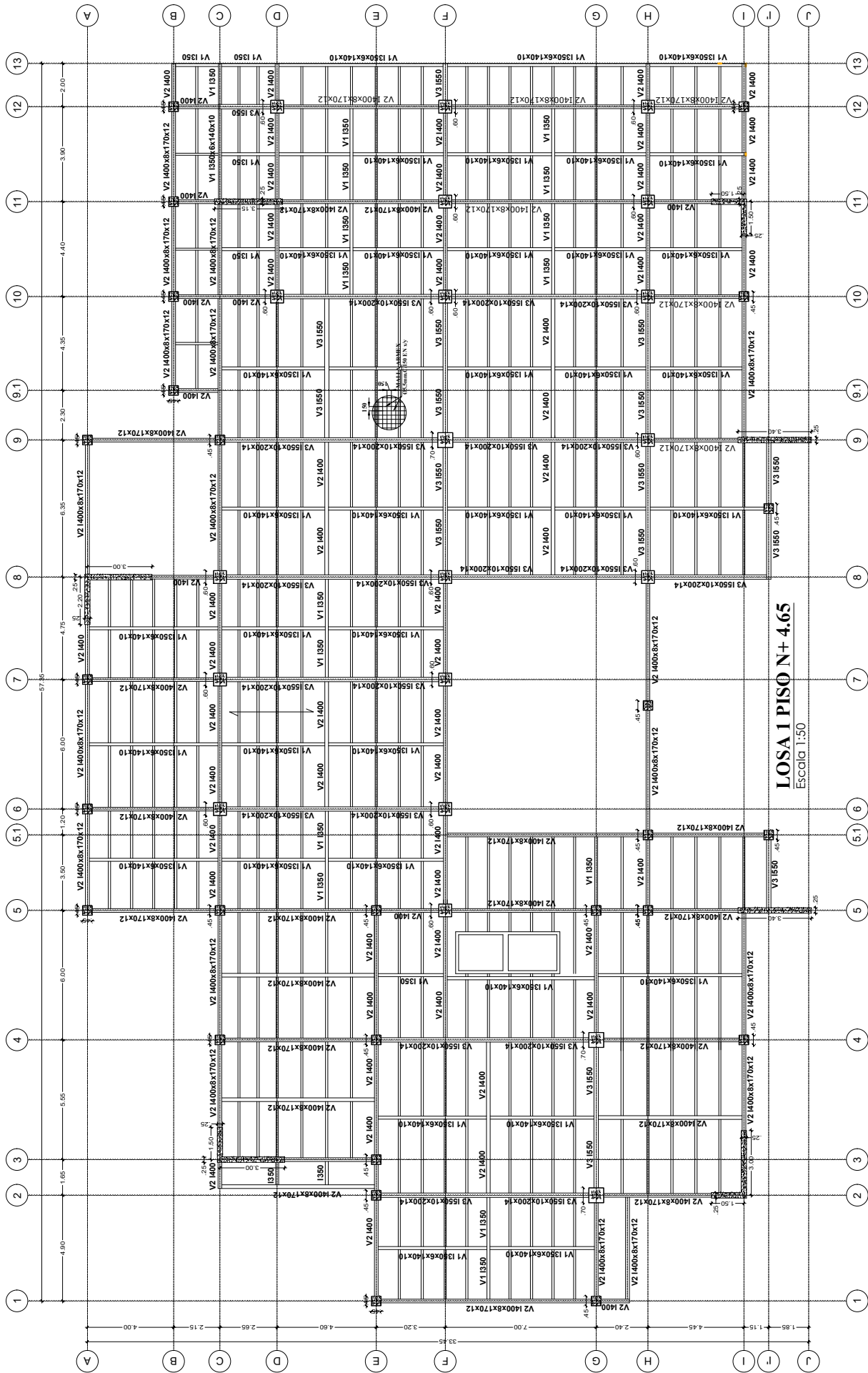


PROYECTO: CENTRO DE RECURSOS PARA EL
APRENDIZAJE Y LA INVESTIGACION

CONTIENE:
CIMENTACION
UBICACION DE MUROS Y COLUMNAS

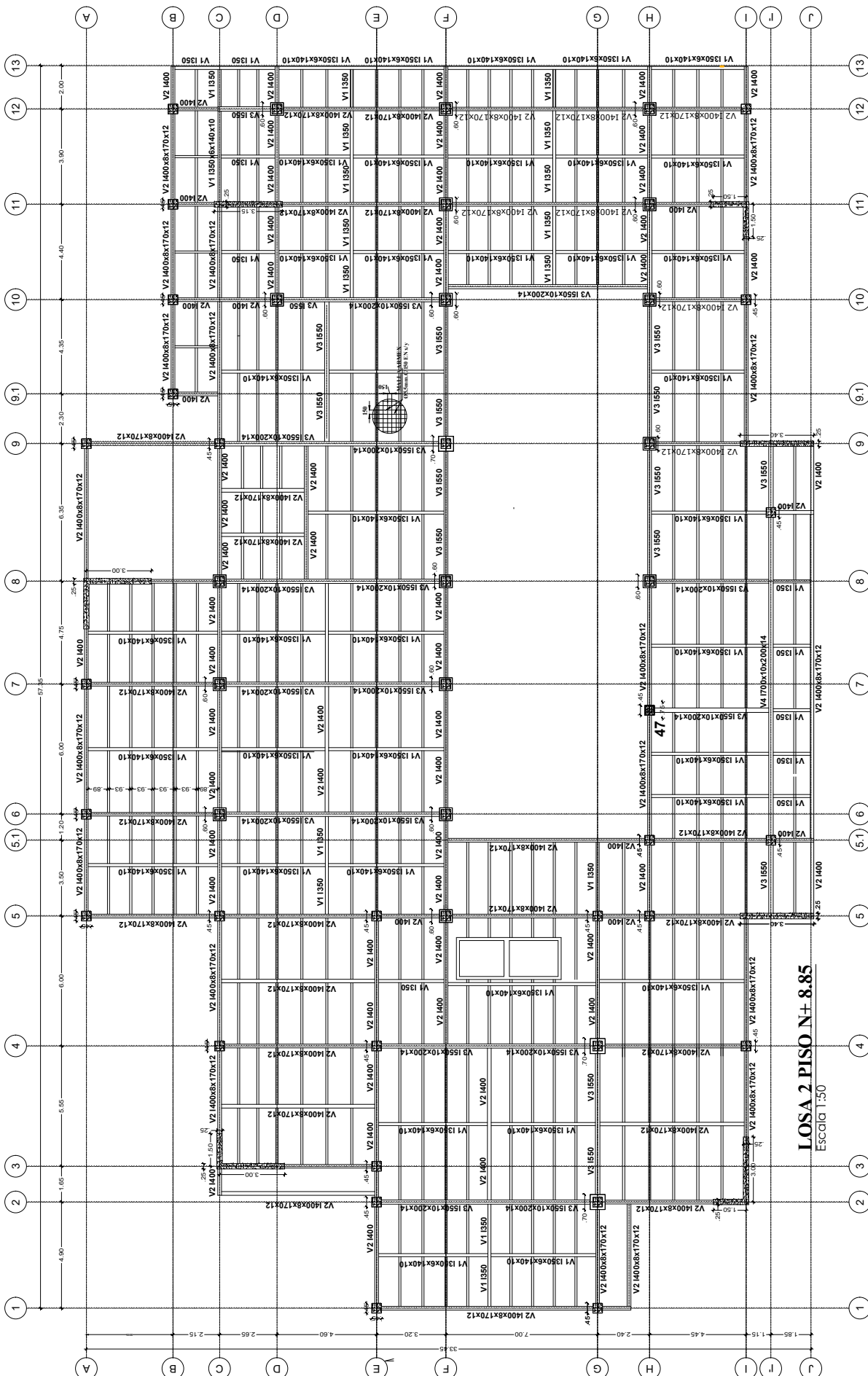
FECHA:
JULIO-2025
INDICADAS
LAMINA:
1

ELABORADO:
Bernao Tundano Freddy Angelo
Villa Plaza Steven Fernando



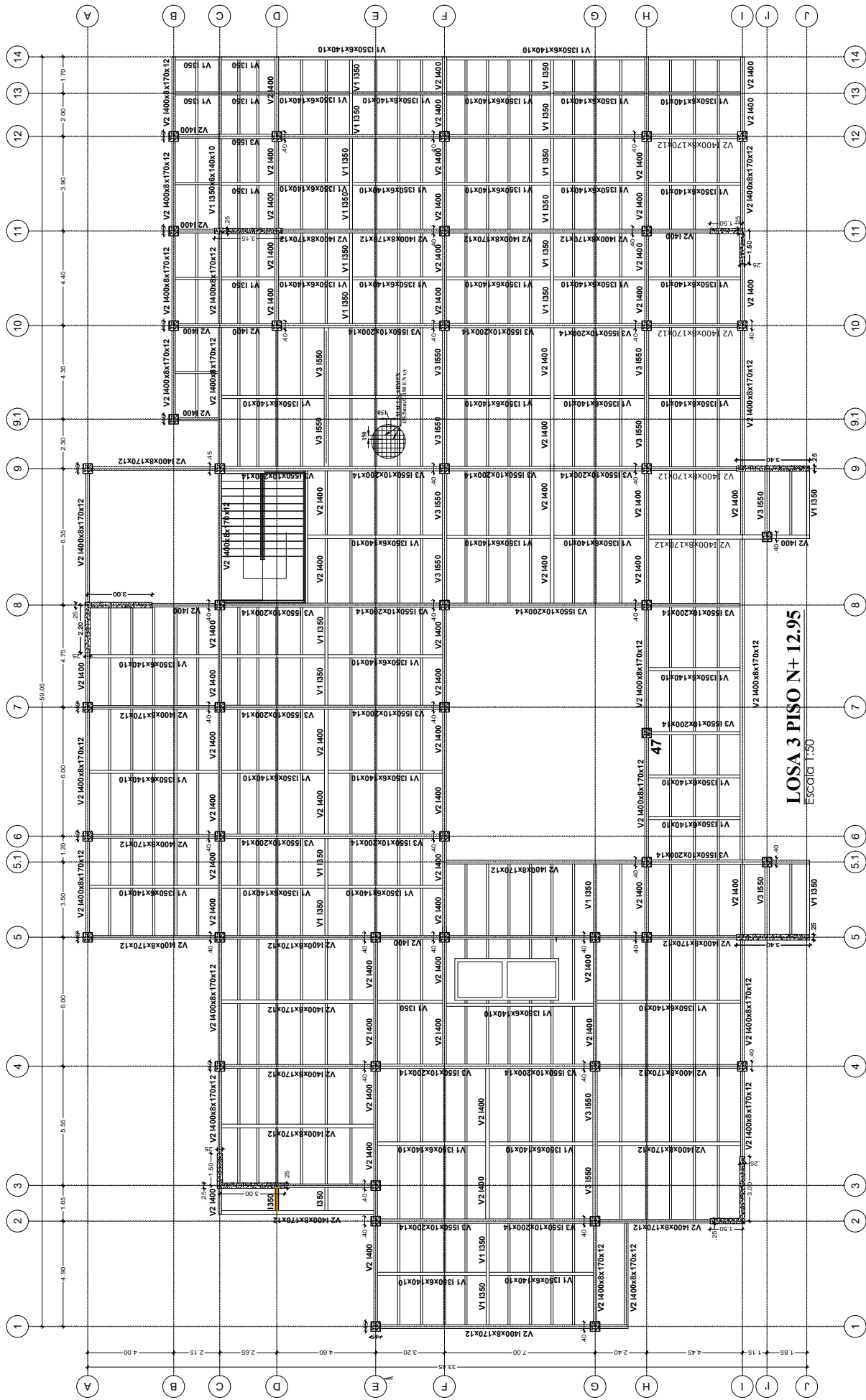
LOSA 1 PISO N+ 4.65
Escala 1:50

	UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: CENTRO DE RECURSOS PARA EL APRENDIZAJE Y LA INVESTIGACIÓN
	FECHA: JULIO-2025 INDICADAS	CONTIENE: LOSA 1 PISO N+ 4.65
ELABORADO: Bernier Tindazo Freddy Angelo Villa Pinzon Steven Fernando		LAMINA: 2



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL





UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



PROYECTO: CENTRO DE RECURSOS PARA EL
APRENDIZAJE Y LA INVESTIGACIÓN

FECHA: JULIO-2025

INDICADAS

LAMINA:

ELABORADO: Bermeo Tindazo Freddy, Angulo
Villa Pinzon Steven Fernando